

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise Experimental de Sistemas de Reforço
Estrutural à Flexão com Laminados de PRFC
Aplicados a Vigas de Concreto Armado**

Guilherme Granata Marques

Porto Alegre
2017

GUILHERME GRANATA MARQUES

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE REFORÇO
ESTRUTURAL À FLEXÃO COM LAMINADOS DE PRFC
APLICADOS A VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2017

CIP - Catalogação na Publicação

Marques, Guilherme Granata
Análise experimental de sistemas de reforço
estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a
vigas de concreto armado / Guilherme Granata
Marques. -- 2017.
146 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.
Coorientador: Alexandre Rodrigues Pacheco.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2017.

1. laminados de PRFC. 2. reforço estrutural à
flexão. 3. vigas de concreto armado. I. Silva Filho,
Luiz Carlos Pinto da, orient. II. Pacheco, Alexandre
Rodrigues, coorient. III. Título.

GUILHERME GRANATA MARQUES

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMAS DE REFORÇO
ESTRUTURAL À FLEXÃO COM LAMINADOS DE PRFC
APLICADOS A VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 22 de março de 2017

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds
orientador

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Ph.D. pela The Pennsylvania State University
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Bernardo Fonseca Tutikian (UNISINOS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Prof. Mônica Regina Garcez (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Dedico este trabalho a meus pais, Manoel e Maria Cristina, e a meus avós, Ernani (*in memoriam*) e Eva, pelos apoio e compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos orientador e co-orientador desta dissertação, respectivamente, professores Luiz Carlos Pinto da Silva Filho e Alexandre Rodrigues Pacheco pela confiança, pelo reconhecimento e pelas contribuições à dissertação com sugestões de abordagem e com esclarecimentos sobre o tema. Além de se tornarem amigos devido à constante convivência nesses mais de seis anos de estudos, sendo que o primeiro, quando do término da bolsa de estudos, solucionou diversas vezes essa dificuldade, demonstrando, com essa e outras atitudes, generosidade, personalidade e caráter.

Agradeço aos membros da banca, professores Américo Campos Filho, Bernardo Fonseca Tutikian e Mônica Regina Garcez por aceitarem o convite. Além de o primeiro e a última, como amigos, contribuírem para qualificar esta dissertação durante seu desenvolvimento.

Agradeço aos servidores do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Edgar Wallace Pereira Lucas e Eurípedes Martins Fontes, pelo auxílio na execução das etapas experimentais iniciais desta dissertação. Além de contribuírem para o entendimento da utilização dos equipamentos e máquinas envolvidas durante essa etapa.

Agradeço às antigas secretárias do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS e hoje da direção da Escola de Engenharia, Liliani Gaeversen e Aida Garcez, pelo auxílio nas questões administrativas e pelos esclarecimentos sobre o Programa. Além de a primeira ser uma amiga, aconselhando sempre que necessário.

Agradeço ao professor Telmo Roberto Strohaecker (*in memoriam*) por permitir os ensaios de ruptura das vigas no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da UFRGS. Além de os seus servidores do Grupo de Ensaios Mecânicos (GEM), principalmente o Fabiano, terem auxiliado no manuseio dos equipamentos e no armazenamento dos dados dos ensaios.

Agradeço aos professores Américo Campos Filho, Ana Luiza Raabe Abitante e Luis Carlos Bonin pela confiança em recomendarem-me com carta a ser aceito no curso de mestrado acadêmico em Estruturas do PPGEC da UFRGS. Além de o último, que fora meu orientador do curso de Engenharia Civil desta universidade e que é um grande amigo desde 2009, estar sempre disponível para conversar e apoiar-me nesta difícil etapa de formação.

Agradeço aos meus pais, Manoel Gustavo Iriart Marques e Maria Cristina Granata, pelos apoio e compreensão durante o transcorrer do curso, sendo essa, ainda, a maior incentivadora e defensora da continuidade de meu aperfeiçoamento profissional através desse curso, e ao meu avô materno, Ernani Paulo Granata, pela confiança em meu sucesso. Além de os demais familiares também incentivarem o desenvolvimento e a conclusão desta dissertação.

Agradeço à instituição de ensino UFRGS por poder fazer parte como discente e, após comprovar minhas qualidades no futuro, docente dessa completa estrutura acadêmica, usufruindo de todos os recursos disponibilizados aos seus alunos, como o acesso a diferentes meios de literatura virtualmente e em suas bibliotecas. Além de ser formada por um vasto conjunto de professores capacitados e competentes que garantiram a base dos conhecimentos necessários para a elaboração desta dissertação.

Agradeço, finalmente, ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de estudos de mestrado acadêmico. Além de garantir a tranquilidade que possibilitou a minha total dedicação a esta dissertação durante os dois primeiros anos, concluindo esta penúltima etapa de minha formação acadêmica antes de ingressar, se for julgado merecedor, no curso de doutorado sob a mesma orientação, seguindo as pesquisas no mesmo tema ou em outro, também de grande relevância científica.

As coisas que queremos e parecem impossíveis só podem ser conseguidas com uma teimosia pacífica.

Mahatma Gandhi

RESUMO

MARQUES, G. G. **Análise Experimental de Sistemas de Reforço Estrutural à Flexão com Laminados de PRFC Aplicados a Vigas de Concreto Armado.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Muitas edificações têm apresentado degradação ao longo dos anos em todo o mundo, gerando situações de risco e causando acidentes, de modo que se têm estudado alternativas para se recuperar ou reforçar estruturalmente suas vigas, pilares e lajes. Entre as técnicas desenvolvidas para essas finalidades, destacam-se, atualmente, as que utilizam compósitos de polímeros reforçados com fibras (PRF), de modo que, desde as últimas décadas do século passado, desenvolveram-se os sistemas de reforço estrutural por colagem externa de tecidos e laminados de PRF de carbono (PRFC). Isto deve-se a este tipo de fibra apresentar o melhor conjunto de propriedades necessárias para se reforçarem as estruturas de concreto armado, como altas resistência à tração e módulo de elasticidade longitudinal. Na última década, surgiu o sistema de inserção de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento de elementos estruturais preenchidos com resina epóxi. Embora haja resultados de outros pesquisadores, há a necessidade de maiores investigações no Brasil sobre o desempenho dessa nova técnica. Assim se propôs o planejamento experimental desta dissertação, cujo objetivo principal foi a análise experimental do desempenho de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado ensaiadas com carregamento estático. De um total de dez vigas pré-moldadas, quatro foram testemunhos e seis foram reforçadas à flexão com dois laminados de PRFC através de três sistemas: colagem externa, inserção em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi e com argamassa com sílica ativa. Analisa-se comparativamente o seu desempenho quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras. Constata-se que as reforçadas com laminados de PRFC inseridos em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi apresentam os maiores valores de carga máxima e de rigidez. Entretanto as preenchidas com argamassa com sílica ativa obtêm desempenho inferior ao das vigas testemunhos por falta de aderência. Também se conclui que as reforçadas com colagem externa de laminados de PRFC têm os menores deslocamentos verticais no centro do vão.

Palavras-chave: *laminados de PRFC; reforço estrutural à flexão; vigas de concreto armado.*

ABSTRACT

MARQUES, G. G. **Análise Experimental de Sistemas de Reforço Estrutural à Flexão com Laminados de PRFC Aplicados a Vigas de Concreto Armado.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Many buildings have shown deterioration over the years around the world, creating a hazardous situation and causing accidents, so that they have studied alternatives to recover or strengthen their structural beams, columns and slabs. Among the techniques developed for these purposes, stand out, currently, those using fiber reinforced polymer (FRP) composites. Since the last decades of the last century, it has been developed structural reinforcement systems of externally bonded carbon FRP (CFRP) textiles and laminates. This is due to the type of fiber having the best set of properties that are necessary to strengthen reinforced concrete structures, such as high tensile strength and longitudinal elastic modulus. In the last decade, the near-surface mounted CFRP laminates system executed in grooves in the concrete cover of structural elements filled with epoxy resin came up. Although there are results from other researchers, there is a need for further investigation in Brazil on the performance of this new technique. Thus, the experimental program of this thesis has been proposed, which main objective was the experimental analysis of the performance of bending structural reinforcement systems with CFRP laminates applied to reinforced concrete beams tested under static loading. From a total of ten precast beams, four were for control and six were strengthened in bending with two CFRP laminates composites through three systems: externally bonded, near-surface mounted insertion into longitudinal grooves filled with epoxy resin and mortar with silica fume. Their performance is comparatively analyzed for maximum loads, vertical displacements at mid-span and crack openings. It is concluded that those reinforced with near-surface mounted CFRP laminates inserted into longitudinal grooves filled with epoxy resin shows the highest maximum load and stiffness. However those filled with mortar with silica fume obtained lower performance than the control beams for lack of bonding. In addition, it is concluded that the ones strengthened with externally bonded CFRP laminates have the lowest mid-span vertical displacements.

Key-words: *CFRP laminates; bending structural reinforcement; reinforced concrete beams.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Queda de marquise do DETRAN de Londrina/PR	19
Figura 1.2 – Fluxograma de delineamento da pesquisa	22
Figura 2.1 – Tecido de PRFV	25
Figura 2.2 – Tecido de PRFA	25
Figura 2.3 – Tecido de PRFC	26
Figura 2.4 – Esquema de colagem externa de compósitos de tecidos de PRF	27
Figura 2.5 – Aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais	28
Figura 2.6 – Esquema tradicional de aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais	29
Figura 2.7 – Esquema proposto de aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais	29
Figura 3.1 – Detalhamento das vigas testemunhos de projeto (VTP1 e VTP2)	46
Figura 3.2 – Detalhamento das vigas testemunhos sub-dimensionadas (VTS1 e VTS2)	46
Figura 3.3 – Detalhamento das vigas reforçadas externamente (VRE1 e VRE2)	47
Figura 3.4 – Detalhamento das vigas reforçadas com resina (VRR1 e VRR2) e com argamassa (VRA1 e VRA2)	48
Figura 3.5 – Quadro resumo das denominações e nomenclaturas das vigas pré-moldadas	48
Figura 3.6 – Laminado de PRFC S&P <i>Laminates CFK 150/2.000</i>	51
Figura 3.7 – Resina epóxi saturante S&P <i>Resin 55</i>	52
Figura 3.8 – Cimento CP V ARI	52
Figura 3.9 – Areia fina de granulometria inferior a 0,6 mm	53
Figura 3.10 – Sílica ativa	53
Figura 3.11 – Aditivo superplastificante ADVA 527 da GRACE de última geração	53
Figura 3.12 – Retificadora para CPs e CPAs	55
Figura 3.13 – Pórtico de reação para ensaio de vigas	56
Figura 3.14 – Quadro resumo das etapas do planejamento experimental	56

Figura 3.15 – Extenso molde formado por perfis de aço dividido em cinco volumes para concretagem das vigas pré-moldadas	58
Figura 3.16 – Disposição das armaduras das VTP-1 e VTP-2	59
Figura 3.17 – Disposição das armaduras das VTS-1, VTS-2, VTS-3, VTS-4, VTS-5, VTS-6, VTS-7 e VTS-8	59
Figura 3.18 – Identificação da VTS-1 em papel preso a um arame trançado	60
Figura 3.19 – Ganchos metálicos trefilados para transporte das vigas de 3 m de comprimento	60
Figura 3.20 – Cubos de madeira para separação entre vigas dentro do extenso molde ..	61
Figura 3.21 – Aspecto das superfícies internas dos moldes após aplicação de desmoldante	61
Figura 3.22 – Conferência do posicionamento de cada conjunto de armaduras para liberação de concretagem das vigas	62
Figura 3.23 – Resultado de ensaio de abatimento de tronco de cone do concreto das vigas moldadas no primeiro dia	62
Figura 3.24 – Moldagem dos oito CPs do primeiro dia de concretagem das vigas	63
Figura 3.25 – Identificação dos CPs conforme nomenclatura da empresa	63
Figura 3.26 – Concretagem das vigas no segundo dia	64
Figura 3.27 – Adensamento do concreto com vibrador elétrico	64
Figura 3.28 – Nivelamento da superfície exposta das vigas	64
Figura 3.29 – Aspecto final da superfície exposta das vigas	65
Figura 3.30 – Viga VRR1 movida por pórtico-guindaste rolante	65
Figura 3.31 – Apoio da viga VRR1 carregada por empilhadeira	66
Figura 3.32 – Distância de 2 cm medida da base da viga marcada sobre uma face lateral da VRR1	66
Figura 3.33 – Máquina de corte equipada com disco diamantado	67
Figura 3.34 – Corte de uma ranhura em uma face da VRA1	67
Figura 3.35 – Profundidade média de 3 cm de ranhura da VRA1	68
Figura 3.36 – Espessura média de 3 mm de ranhura da VRA1	68

Figura 3.37 – Distância de 20 cm de início da ranhura medida da face de extremidade da VRA1	69
Figura 3.38 – Lavagem com mangueira de água das partículas de concreto do interior do entalhe e da superfície da viga devido ao corte	69
Figura 3.39 – Remoção com mangueira de ar comprimido do excesso de água da superfície da viga devido à lavagem	70
Figura 3.40 – Posicionamento das vigas VRE2 e VRE1, à esquerda, VRR1 e VRA1, ao centro, e VRA2 e VRR2, à direita	71
Figura 3.41 – Distância de 5 cm das faces superior e inferior	71
Figura 3.42 – Distância de 25 cm das faces de extremidade	72
Figura 3.43 – Remoção da nata de concreto da face inferior da VRE1 com politriz	72
Figura 3.44 – Limpeza da superfície da VRE2 através da utilização de mangueira de ar comprimido	73
Figura 3.45 – Superfície acabada da VRE2	73
Figura 3.46 – Distância de 6,4 cm das faces superior e inferior para marcação da área real reforçada	74
Figura 3.47 – Distância de 25 cm das faces de extremidade para marcação da área real reforçada	74
Figura 3.48 – Quantidade do componente A da resina epóxi medido na balança Marte com precisão de uma casa decimal	75
Figura 3.49 – Quantidade do componente B da resina epóxi	75
Figura 3.50 – Mistura homogênea dos componentes A e B da resina epóxi	75
Figura 3.51 – Quadro dos CPAs produzidos por argamassada e por viga reforçada com argamassa	81
Figura 4.1 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VTP1	85
Figura 4.2 – Detalhe do concreto sob um dos pontos de carregamento da VTP2, onde o esmagamento ainda não é perceptível	85
Figura 4.3 – Visão geral da VTP1 após ruptura	86
Figura 4.4 – Visão geral da VTP2 após ruptura	86
Figura 4.5 – Visão geral da VTS1 após ruptura	89
Figura 4.6 – Visão geral da VTS2 após ruptura	89

Figura 4.7 – Detalhe do descolamento dos dois laminados de PRFC da face inferior da VRE1	92
Figura 4.8 – Detalhe do descolamento dos dois laminados de PRFC da face inferior da VRE2	92
Figura 4.9 – Visão geral da VRE1 após ruptura	92
Figura 4.10 – Visão geral da VRE2 após ruptura	93
Figura 4.11 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VRR1	95
Figura 4.12 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VRR2	96
Figura 4.13 – Visão geral da VRR1 após ruptura	96
Figura 4.14 – Visão geral da VRR2 após ruptura	96
Figura 4.15 – Detalhe das fissuras horizontais na argamassa com sílica ativa de preenchimento das ranhuras da VRA1	99
Figura 4.16 – Detalhe das fissuras horizontais na argamassa com sílica ativa de preenchimento das ranhuras da VRA2	99
Figura 4.17 – Visão geral da VRA1 após ruptura	100
Figura 4.18 – Visão geral da VRA2 após ruptura	100
Figura 4.19 – CPs retificados do CP1 ao CP6, na fila superior, e do CP7 ao CP12, na fila inferior, da esquerda para a direita	102
Figura 4.20 – Prensa Shimadzu computadorizada	103
Figura 4.21 – Ruptura do CP6	104
Figura 4.22 – Ruptura do CP7	104
Figura 4.23 – CPAs retificados do CPA1 ao CPA6, na fila superior, e do CPA7 ao CPA12, na fila inferior, da esquerda para a direita	106
Figura 4.24 – Ensaio de compressão axial de um dos CPAs	106
Figura 4.25 – Tela do dispositivo de controle do ensaio	107
Figura 4.26 – Detalhe dos parâmetros de ensaio	107
Figura 4.27 – Ruptura do CPA9	108
Figura 4.28 – Variações dimensionais dos CPAs retificados	108

Figura 4.29 – Gráfico das evoluções das cargas em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura	112
Figura 4.30 – Gráfico dos diagramas dos momentos fletores máximos resistidos	114
Figura 4.31 – Gráfico das evoluções dos deslocamentos verticais no centro do vão	115
Figura 4.32 – Gráfico dos deslocamentos verticais no centro do vão	116
Figura 4.33 – Gráfico das deformadas após ruptura	117
Figura 4.34 – Fissuras da VTP2 após ruptura	118
Figura 4.35 – Fissuras da VTS1 após ruptura	119
Figura 4.36 – Fissuras da VRE1 após ruptura	120
Figura 4.37 – Fissuras da VRR1 após ruptura	121
Figura 4.38 – Fissuras da VRA2 após ruptura	122
Figura 4.39 – Gráfico das evoluções das aberturas de fissuras no quinto médio	123
Figura 4.40 – Gráfico das aberturas médias de fissuras no quinto médio	124
Figura 5.1 – Quadro resumo das comparações entre as execuções dos sistemas de reforço estrutural avaliados	127
Figura 5.2 – Quadro resumo das cargas máximas e dos modos de ruptura das vigas reforçadas ensaiadas	128
Figura 5.3 – Quadro resumo das comparações das aberturas de fissuras no quinto médio das vigas reforçadas ensaiadas	129
Figura 5.4 – Quadro resumo das comparações entre os desempenhos dos sistemas de reforço estrutural avaliados	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características de fibras de carbono, aramida e vidro – E	26
Tabela 3.1 – Composição do concreto	49
Tabela 3.2 – Características físicas e granulométricas dos agregados miúdos	50
Tabela 3.3 – Características físicas e granulométricas dos agregados graúdos	50
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do laminado de PRFC	51
Tabela 3.5 – Características da resina epóxi	52
Tabela 3.6 – Composição da argamassa por argamassada	54
Tabela 4.1 – Cargas máximas das VTP1 e VTP2	86
Tabela 4.2 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VTP1 e VTP2	87
Tabela 4.3 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VTP1 e VTP2	88
Tabela 4.4 – Total das aberturas de fissuras das VTP1 e VTP2	88
Tabela 4.5 – Cargas máximas das VTS1 e VTS2	90
Tabela 4.6 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VTS1 e VTS2	90
Tabela 4.7 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VTS1 e VTS2	90
Tabela 4.8 – Total das aberturas de fissuras das VTS1 e VTS2	91
Tabela 4.9 – Cargas máximas das VRE1 e VRE2	93
Tabela 4.10 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRE1 e VRE2	94
Tabela 4.11 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRE1 e VRE2	94
Tabela 4.12 – Total das aberturas de fissuras das VRE1 e VRE2	95
Tabela 4.13 – Cargas máximas das VRR1 e VRR2	97
Tabela 4.14 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRR1 e VRR2	97
Tabela 4.15 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRR1 e VRR2	98
Tabela 4.16 – Total das aberturas de fissuras das VRR1 e VRR2	98
Tabela 4.17 – Cargas máximas das VRA1 e VRA2	100
Tabela 4.18 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRA1 e VRA2	101

Tabela 4.19 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRA1 e VRA2	101
Tabela 4.20 – Total das aberturas de fissuras das VRA1 e VRA2	102
Tabela 4.21 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPs concretados no primeiro dia	103
Tabela 4.22 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPs concretados no segundo dia	104
Tabela 4.23 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPAs	107
Tabela 4.24 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial dos CPAs analisados	109
Tabela 4.25 – Valores originais dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura e das cargas	110
Tabela 4.26 – Evolução das cargas em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura	111
Tabela 4.27 – Comparação entre as cargas máximas resistidas pelas vigas ensaiadas ...	112
Tabela 4.28 – Cargas máximas, reações nos apoios e momentos fletores máximos atingidos pelas vigas ensaiadas	114
Tabela 4.29 – Comparação entre as evoluções dos deslocamentos verticais no centro do vão das vigas ensaiadas	115
Tabela 4.30 – Comparação entre as deformadas após rupturas das vigas ensaiadas	117
Tabela 4.31 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VTP2	118
Tabela 4.32 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VTS1	119
Tabela 4.33 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRE1	120
Tabela 4.34 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRR1	121
Tabela 4.35 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRA2	122
Tabela 4.36 – Comparação entre as evoluções das aberturas de fissuras no quinto médio das vigas ensaiadas	123
Tabela 4.37 – Comparação entre as aberturas médias de fissuras no quinto médio das vigas ensaiadas	124

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 QUESTÃO DE PESQUISA	21
1.2 OBJETIVOS	21
1.3 HIPÓTESES	21
1.4 DELIMITAÇÕES	22
1.5 LIMITAÇÕES	22
1.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA	22
1.7 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	23
2 REFORÇO ESTRUTURAL À FLEXÃO COM PRF	24
2.1 TECIDOS E LAMINADOS DE PRF	24
2.2 SISTEMAS DE REFORÇO ESTRUTURAL À FLEXÃO	26
2.2.1 Colagem Externa de Compósitos de Tecidos ou de Laminados de PRF	27
2.2.2 Inserção de Compósitos de Laminados de PRF em Entalhes Longitudinais	28
2.3 PESQUISAS INTERNACIONAIS SOBRE PRF	30
2.3.1 Aderência entre PRF e Concreto	31
2.3.2 Colagem de Laminados de PRF Externamente	38
2.3.3 Inserção de Laminados de PRF	39
2.3.4 Comparação entre Colagem e Inserção de PRF	41
3 METODOLOGIA DE PESQUISA	44
3.1 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS PROPOSTAS	45
3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	48
3.2.1 Concreto	49

3.2.2 Compósitos de Laminados de PRFC	50
3.2.3 Sistema de Regularização das Superfícies dos CPs e CPAs	54
3.2.4 Sistema de Rompimento dos CPs e CPAs à Compressão Axial	55
3.2.5 Sistema de Rompimento das Vigas	55
3.3 EXECUÇÃO DAS ETAPAS DO PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL	56
3.3.1 Concretagem das Vigas e Moldagem dos CPs	58
3.3.2 Preparação das Vigas Reforçadas	65
3.3.3 Aplicação dos Reforços Estruturais e Moldagem dos CPAs	70
3.3.3.1 Colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC	71
3.3.3.2 Inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi	77
3.3.3.3 Inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com argamassa com sílica ativa	78
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	82
4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	82
4.1.1 VTP1 e VTP2	85
4.1.2 VTS1 e VTS2	89
4.1.3 VRE1 e VRE2	91
4.1.4 VRR1 e VRR2	95
4.1.5 VRA1 e VRA2	99
4.1.6 CPs e CPAs	102
4.2 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS	109
4.2.1 Cargas Máximas	110
4.2.2 Deslocamentos Verticais no Centro do Vão	114
4.2.3 Aberturas de Fissuras	117
5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
5.1 EXECUÇÃO DOS SISTEMAS DE REFORÇO ESTRUTURAL	126

5.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS	127
5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	130
REFERÊNCIAS	132
APÊNDICE A	137

1 INTRODUÇÃO

Mundialmente se tem recuperado construções antigas que apresentam degradação superficial de sua estrutura, como da fachada de um prédio histórico, que mudaram de uso, como um prédio comercial que passou a ser residencial, ou que foram degradadas pelas intempéries ou fenômenos da natureza, como uma marquise de uma edificação em região urbana ou industrial. A maioria desses casos, como o primeiro, não há interferência em sua capacidade portante, porém os outros, se mal avaliados, podem ocasionar danos estruturais e, conseqüentemente, ruptura da estrutura, como a Figura 1.1 abaixo, que apresenta a queda da marquise do prédio do Departamento Estadual de Trânsito (DETRAN) de Londrina/PR (SANTA; ELORZA, 2012).



Figura 1.1 – Queda de marquise do DETRAN de Londrina/PR (SANTA; ELORZA, 2012)

Para se recuperarem estruturas degradadas que perderam capacidade portante, como vigas, pilares e lajes, foram desenvolvidas diversas técnicas de reforço estrutural. Entre as quais, as mais utilizadas são os sistemas com argamassa com sílica ativa, com chapa de aço colada externamente com resina epóxi e com compósitos de tecido ou de laminados de polímeros reforçados com fibras (PRF) de aramida (PRFA), de carbono (PRFC) e de vidro (PRFV) colados externamente com resina epóxi, sendo as duas primeiras técnicas convencionais e a última contemporânea.

Esses compósitos são materiais formados da união de duas ou mais substâncias, fibras linearmente dispostas em uma ou duas direções e matriz epoxídica, agregando suas qualidades para formar um novo com melhor desempenho, PRF, geralmente à tração. Conforme Callister (1997) genericamente definiu, são uma combinação macroscópica de dois ou mais materiais diferentes, possuindo uma interface distinta entre si.

A utilização desses compósitos de tecidos ou laminados de PRF baseia-se nos ensaios de estruturas reforçadas, cujos resultados das análises de distintas variáveis são excelentes, sendo nacionalmente comprovados por Beber (1999). Além disso, são de simples aplicação, sendo adaptados para diversas situações de carregamento e de disposição dos elementos estruturais.

Como as técnicas de colagem externa de tecidos ou laminados de PRF têm a desvantagem de terem alto custo de aplicação, principalmente em virtude de a resina epóxi e de o primer terem valores comerciais elevados, na última década, surgiu um novo sistema de reforço estrutural denominado *Near-Surface Mounted (NSM) Fiber Reinforced Polymer (FRP)*. Este consiste na inserção de laminados de fibras de PRF em entalhes longitudinais realizados no concreto de cobertura de elementos estruturais preenchidos com resina epóxi, sendo muito empregado em vigas reforçadas à flexão nos primeiros estudos, como comprovado por Hassan e Rizkalla (2003). Diferentemente das técnicas consagradas com a aplicação de PRF externamente, esse compósito é aplicado internamente no elemento estrutural, substituindo a armadura degradada que teve de ser removida ou somando-se a ela sua elevada resistência à tração.

Poucas pesquisas nacionais sobre esse sistema de reforço estrutural foram realizadas, em que um dos primeiros trabalhos conhecidos é a tese de Fortes (2004), analisando-se sua eficiência comparada às técnicas de colagem externa de tecidos e de laminados de PRFC, assim como em relação a situações ambientais de exposição a elevadas temperaturas. Dessa forma, torna-se necessária a sua aplicação em diferentes tipos de estruturas, avaliando-se sua eficiência, aplicabilidade e custo de implementação, quando comparada às técnicas de reforço estrutural convencionais, cujos tecidos e laminados de fibras de PRF são coladas externamente.

As necessidades de se reforçarem elementos estruturais através de novos sistemas de reforço estrutural motivaram este trabalho experimental. No mesmo foram avaliadas dois deles, os quais são os com compósitos de laminados de PRFC colados externamente às vigas e outro utilizando laminados de PRFC inseridos em entalhes longitudinais realizados no concreto de cobertura de vigas preenchidos com resina epóxi ou com argamassa com sílica ativa.

1.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa desta dissertação é: qual o sistema de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado ensaiadas com carregamento estático apresenta o melhor desempenho entre os analisados experimentalmente quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras?

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é a análise experimental do desempenho de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado ensaiadas com carregamento estático. Para atender o objetivo principal, foram propostos os seguintes objetivos secundários:

- a) análise do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com laminados de PRFC inseridos em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi e argamassa com sílica ativa quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras;
- b) comparação dos resultados das vigas ensaiadas com laminados de PRFC inseridos em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi e argamassa com sílica ativa com os de vigas reforçadas com laminados de PRFC colados externamente quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras.

1.3 HIPÓTESES

As hipóteses desta dissertação foram que as vigas reforçadas com laminados de PRFC:

- a) inseridos em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi apresentarão a maior carga máxima;
- b) colados externamente apresentarão o maior deslocamento vertical no centro do vão e as maiores aberturas de fissuras para cargas iguais.

1.4 DELIMITAÇÕES

As delimitações desta dissertação foram as análise experimental de três sistemas de reforço estrutural à flexão aplicados apenas em vigas de concreto armado e pesquisa de artigos internacionais somente que apresentassem o termo *FRP* em seu título pelo portal de periódicos da CAPES até o início de 2013.

1.5 LIMITAÇÕES

As limitações desta dissertação foram:

- a) utilização de um único tipo de material para cada sistema de reforço estrutural, ou seja, mesmo laminado de PRFC, variando os materiais de preenchimento;
- b) avaliação dos resultados apenas quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras.

1.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA

Com base nos objetivos propostos, foi definida a estratégia para a realização da pesquisa. Todas as etapas relacionadas estão representadas na forma de um fluxograma na Figura 1.2.

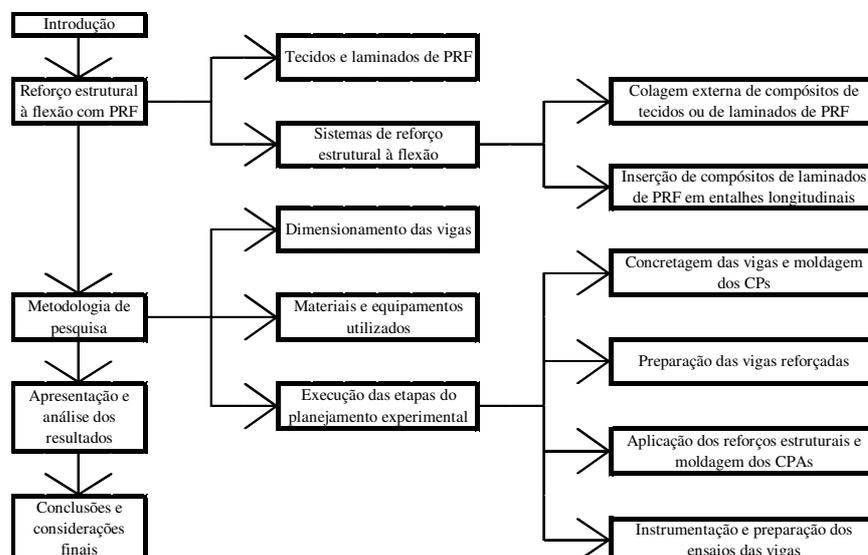


Figura 1.2 – Fluxograma de delineamento da pesquisa

1.7 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, sendo que o **primeiro capítulo**, chamado **Introdução**, apresenta o tema do trabalho, descrevendo o contexto nacional de degradação das estruturas de concreto armado, as características dos sistemas de reforço estrutural com compósitos de tecidos e laminados de PRF e finalizando com a proposta de pesquisa desta dissertação. Também são apresentadas as justificativas e importância do tema proposto, seguindo-se as questões, objetivos, hipóteses, delimitações, limitações, delineamento e estrutura desta dissertação.

No **segundo capítulo**, chamado **Reforço Estrutural à Flexão com PRF**, são abordados temas referentes à revisão bibliográfica. Neste item, é apresentado o histórico do surgimento dos PRF e de sua utilização como reforço estrutural. São apresentados, também, os diferentes sistemas de reforço estrutural à flexão que utilizam tecidos e laminados de PRF, destacando artigos sobre eles e temas que não foram explorados pelos pesquisadores até a atualidade.

No **terceiro capítulo**, chamado **Metodologia de Pesquisa**, é apresentada a metodologia utilizada no desenvolvimento deste trabalho, com relação aos materiais utilizados e aos métodos empregados. Neste item, são tratados assuntos como o projeto estrutural das vigas de concreto armado pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007), definindo-se suas dimensões, o posicionamento das armaduras longitudinais e transversais, seção transversal das vigas testemunhos e reforçadas e as propriedades do concreto a ser utilizado, indicando os materiais que serão usados para a sua composição. São definidas as características dos laminados de PRFC, bem como os procedimentos executados para aplicação nas vigas para reforço à flexão e descrevendo-se os equipamentos de ruptura utilizados.

No **quarto capítulo**, chamado **Apresentação e Análise dos Resultados**, são apresentados os resultados experimentais das cargas máximas, dos deslocamentos verticais no centro do vão e das aberturas de fissuras, além de outras informações adicionais, comparando-os aos pares, bem como entre os cinco tipos de vigas avaliadas. Com base nas análises realizadas, são discutidos se os objetivos principal e secundários desta dissertação foram atingidos.

O **último capítulo**, chamado **Conclusões e Considerações Finais**, apresenta as constatações após a análise dos resultados. Por fim, são feitas sugestões para trabalhos futuros e são apresentadas as referências bibliográficas consultadas para esta dissertação.

2 REFORÇO ESTRUTURAL À FLEXÃO COM PRF

Neste único capítulo de revisão bibliográfica, são abordadas as características dos materiais compósitos mais utilizados como reforço estrutural de vigas, ou seja, tecidos e laminados de polímeros reforçados com fibras (PRF). Por último, são apresentados dois entre os sistemas de reforço estrutural que utilizam esses tipos de materiais, que são colagem externa de compósitos de tecidos de PRF e aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais.

Para se recuperar e aumentar a capacidade portante dessas vigas degradadas, existem diversos materiais e sistemas de reforço estrutural conhecidos e alguns novos. Por isso, nos próximos itens, são apresentados os PRF em forma de tecidos e de laminados, assim como duas técnicas de reforço estrutural que utilizam esses materiais, sendo uma delas convencional e a outra contemporânea.

2.1 TECIDOS E LAMINADOS DE PRF

Os compósitos foram inicialmente desenvolvidos para aplicações nas indústrias aeroespacial, automotiva, de armamento, naval e de equipamentos esportivos, entretanto, nos últimos anos, passaram a ser uma alternativa viável para o reforço de estruturas de concreto armado e protendido nos Estados Unidos, Japão, Canadá e em países da Europa. Entre as principais virtudes desses materiais, destacam-se a alta resistência, o baixo peso próprio, a grande durabilidade e a capacidade de assumir formas complexas (NORRIS et al., 1997).

Em termos gerais, considera-se compósito todo material multifásico, artificialmente construído, que apresente uma significativa parcela das propriedades de todos os materiais que o integram, de forma que a melhor combinação destas propriedades seja alcançada (BEBER, 2003). Assim a combinação de fibras e polímeros, formando um compósito conhecido por polímero reforçado com fibras (PRF), permite que o elemento de reforço seja confeccionado para atender a uma solução particular, tanto em relação a sua geometria quanto as suas propriedades mecânicas.

Dentre as diversas fibras no mercado já testadas, no concreto ou como reforço de compósitos poliméricos, destacam-se as fibras de vidro (PRFV) e as fibras de aramida (PRFA), respectivamente, apresentadas como tecido na Figura 2.1 e Figura 2.2, que possuem propriedades mecânicas inferiores às das fibras de carbono (PRFC), segundo Figura 2.3, em forma de tecido, que foram as primeiras a serem empregadas na Engenharia Civil, mas têm um custo inerente mais competitivo. Em geral, as fibras de vidro possuem cor branca e são caracterizadas por elevada resistência, moderado módulo de elasticidade, baixa densidade e baixa condutividade térmica. No entanto, sua utilização está limitada a temperaturas inferiores a 200 °C (GARCEZ, 2007), visto que a resina epóxi utilizada para sua fixação é volátil, porém, segundo Nardone et al. (2012), ainda apresentam uma redução menor da resistência à tração axial a elevadas temperaturas em relação às fibras de carbono.

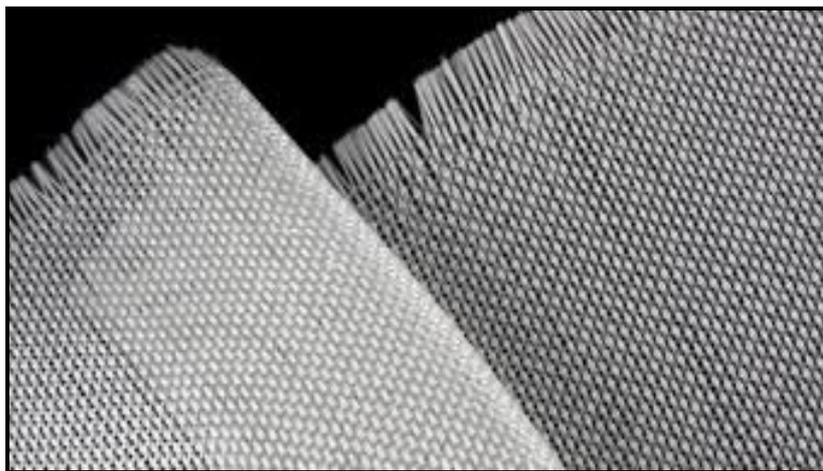


Figura 2.1 – Tecido de PRFV (ROCARBON, 2012a)



Figura 2.2 – Tecido de PRFA (ROCARBON, 2012b)

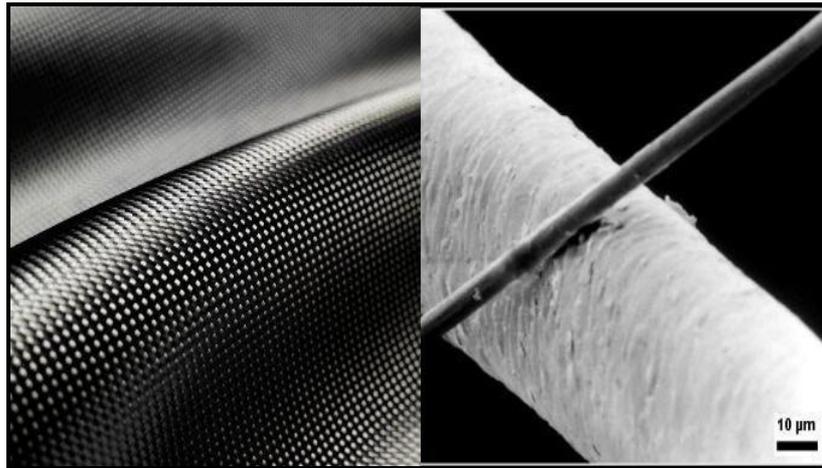


Figura 2.3 – Tecido de PRFC (ROCARBON, 2012c)

A Tabela 2.1 resume os valores das características relativas a tipos de fibras utilizadas na formação de PRF para aplicação como reforço de estruturas de concreto armado. Analisando-se comparativamente seus dados, constata-se que as fibras de carbono têm alto módulo de elasticidade longitudinal “E” e alta resistência à tração em relação às outras fibras, ou seja, é a mais apropriada para reforço estrutural à flexão.

Tabela 2.1 – Características de fibras de carbono, aramida e vidro - E

	Carbono	Aramida	Vidro - E
Resistência à tração (GPa)	3,79 – 4,82	3,44 – 4,14	1,86 – 2,68
E (GPa)	220 - 240	110 - 124	69 - 72
Deformação última (%)	> 1,4	> 1,6	> 4,5

(fonte: baseado em ACI 440.2R-02, 2008)

Quanto às características dos laminados de PRF, são rígidos, o que impossibilita assumirem formas complexas, de forma que sua aplicação é mais restrita. Em relação ao seu desempenho como material de reforço estrutural, no próximo item é abordado.

2.2 SISTEMAS DE REFORÇO ESTRUTURAL À FLEXÃO

Esses dois tipos de materiais abordados anteriormente são muito utilizados em sistemas de reforço estrutural atualmente. Os sistemas de reforço estrutural à flexão aplicados a vigas de concreto armado, em que os tecidos e laminados de PRFC são empregados, são:

- a) colagem externa de compósitos de tecidos ou de laminados de PRF;
- b) inserção de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais.

2.2.1 Colagem Externa de Compósitos de Tecidos ou de Laminados de PRF

É o sistema de reforço estrutural com tecidos de PRF mais empregado atualmente. Foi desenvolvido nas últimas décadas do século passado, sendo sua primeira pesquisa brasileira realizada por Beber (1999) no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) com tecidos de PRFC, sendo, posteriormente, desenvolvida sua tese (BEBER, 2003) e a da Garcez (2007). Além desses, internacionalmente, o artigo de Ekenel et al. (2006) já destacava a importância da ancoragem dos tecidos e laminados de PRF colados externamente após análise de dados de ensaios de fadiga à flexão em vigas de concreto armado. As etapas de aplicação do método para PRF são:

- a) preparação da superfície com politriz;
- b) aplicação de camada de primer;
- c) aplicação da primeira camada de resina epóxi;
- d) aplicação do tecido ou do laminado de PRF;
- e) aplicação da última camada de resina epóxi.

A Figura 2.4 apresenta o esquema representativo com as camadas descritas nas etapas acima em perspectiva de vigas não armadas. Também inclui a seção transversal das vigas reforçadas segundo esse sistema de reforço estrutural.



Figura 2.4 – Esquema de colagem externa de compósitos de tecidos de PRF

2.2.2 Inserção de Compósitos de Laminados de PRF em Entalhes Longitudinais

Segundo sistema de reforço estrutural desenvolvido com a aplicação de PRF. Surgiu no início deste século, sendo que uma das primeiras publicações foi a de Hassan e Rizkalla (2003), os quais utilizaram laminados de PRFC em suas vigas de concreto armado com seção transversal do tipo “T”, cujo sistema foi executado na alma das mesmas, conforme Figura 2.5.

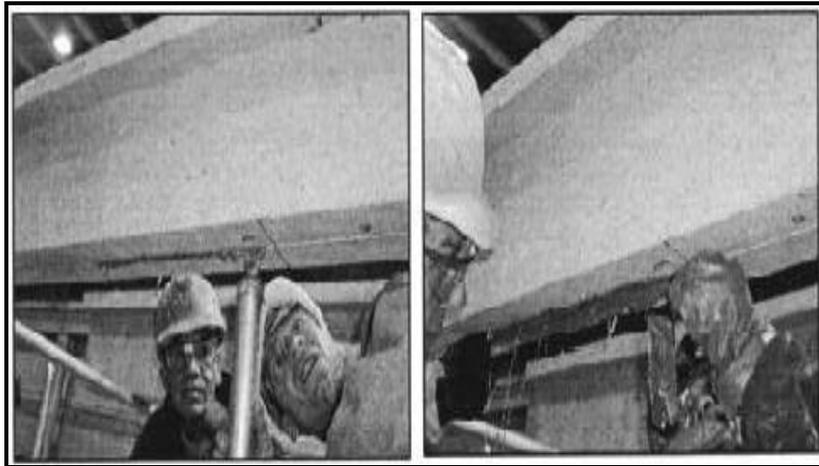


Figura 2.5 – Aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais (baseado em: HASSAN; RIZKALLA, 2003)

Também Fortes (2004) desenvolveu sua tese na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) sobre esse tema. As etapas tradicionais de aplicação do sistema com compósitos de laminados de PRF, segundo esses dois trabalhos, são as seguintes:

- a) execução dos entalhes longitudinalmente às vigas pela face inferior delas;
- b) injeção de resina epóxi nos entalhes;
- c) colocação dos laminados de PRF;
- d) preenchimento dos entalhes com resina epóxi.

A Figura 2.6 apresenta o esquema tradicional com as camadas descritas nas etapas acima em perspectiva de vigas não armadas. Também inclui a seção transversal das vigas reforçadas segundo esse sistema de reforço estrutural.

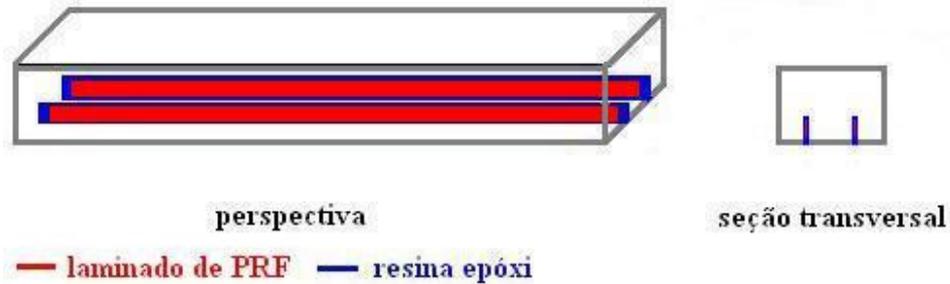


Figura 2.6 – Esquema tradicional de aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais

Outra forma de executar os entalhes longitudinais, idealizada neste trabalho, com base no ensaiado por Liu et al. (2006) pela dificuldade de se ter acesso à face inferior das vigas, é realizando-os pelas duas faces laterais das vigas, de modo que são possíveis dois laminados alinhados por cada lado, ou seja, na mesma altura de viga. Além disso, sabendo-se que os custos de execução de reforços de laminados de PRF são elevados pela utilização de primer e resina epóxi e, também, considerando-se os efeitos de temperaturas mais altas, principalmente de, conforme Fortes (2004), “[...] 70 °C para 110 °C, faixa de temperatura em que ocorre a perda brusca de eficiência (vitrificação) do epóxi [...]”, sugere-se que, nesta pesquisa, se preencham os entalhes com argamassa com sílica ativa, como proposto por Rizzo e De Lorenzis (2009), para reforço ao cisalhamento, porém não executado.

A Figura 2.7 apresenta o esquema proposto com as camadas descritas nas etapas acima em perspectiva de vigas não armadas. Também inclui a seção transversal das vigas reforçadas segundo esse sistema de reforço estrutural.

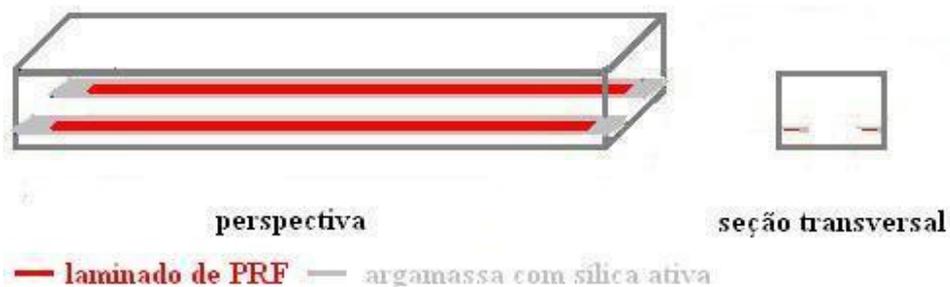


Figura 2.7 – Esquema proposto de aplicação de compósitos de laminados de PRF em entalhes longitudinais

2.3 PESQUISAS INTERNACIONAIS SOBRE PRF

Neste item, são apresentados resumos de artigos publicados em periódicos internacionais, cujos títulos contêm o termo *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*, segundo informado na delimitação deste trabalho, contendo suas metodologias e seus principais resultados obtidos, de modo que, com base nas suas lacunas de conhecimento identificadas, elaborou-se a metodologia desta dissertação apresentada no próximo capítulo. Ressalta-se que, como a parte experimental deste trabalho foi executada do início à metade de 2013, todas as pesquisas a partir desse ano foram desconsideradas, conforme delimitação apresentada no primeiro capítulo. Assim os resumos contidos neste item estão organizados nas categorias abaixo e apresentados em ordem cronológica crescente:

- a) aderência entre PRF e concreto;
- b) colagem de laminados de PRF externamente;
- c) inserção de laminados de PRF;
- d) comparação entre colagem e inserção de PRF.

Analisando-se as pesquisas de autores a seguir, identificaram-se lacunas de conhecimento acerca do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com os dois tipos de sistemas de reforço estrutural com laminados de PRF abordados neste capítulo, principalmente em relação ao de inserção em entalhes executados no concreto de cobertura, que é o mais recente. Entre elas, destaca-se a falta de resultados de ensaios em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com laminados de PRF inseridos em entalhes preenchidos com resina epóxi em tamanho real, ou seja, com mais de 2 m de comprimento, e também preenchidos com argamassa com sílica ativa, o que se propôs nesta dissertação, cujos resultados indicaram que novos estudos quanto à aderência dos laminados de PRF à argamassa com sílica ativa precisam ser desenvolvidos. Também não se identificaram trabalhos analisando-se a evolução da fissuração em vigas de concreto armado reforçadas à flexão com laminados de PRF inseridos em entalhes preenchidos com resina epóxi, o que é desenvolvido neste trabalho, não só analisando-se os resultados quanto à maior abertura de fissura das vigas reforçadas, como também quanto à média de aberturas de fissuras, o que se demonstrou útil para determinação do tipo de reforço estrutural que garantiu maior rigidez às mesmas.

2.3.1 Aderência entre PRF e Concreto

Segundo Larralde et al. (2001), uma quantidade considerável de estruturas de concreto está atualmente ou será em breve reparada ou adaptada com reforço externo na forma de compósitos de polímeros reforçados com fibras (PRF), de modo que se torna importante caracterizar suas propriedades de ligação e de adesão ao concreto. Este trabalho apresenta um ensaio de corte simples alternativo, que pode ser usado para determinar a adesão do material de PRF ao concreto, cujos efeitos das mudanças ambientais, tais como de temperatura e de umidade, bem como os efeitos de outras condições severas podem facilmente ser determinados com este teste. A adesão dos compósitos de laminados de fibras de vidro para o concreto foi testada com o procedimento proposto, sendo utilizados dois materiais diferentes para a matriz. Os corpos de prova ensaiados foram expostos a condições ambientais de laboratório, bem como a altas temperaturas, congelamento/descongelamento e ciclos de saturação em solução de sulfato (LARRALDE et al., 2001).

Conforme Toutanji e Ortiz (2001), compósitos de polímeros reforçados com fibras (PRF) foram estabelecidos como materiais eficazes para a reabilitação e o reforço de estruturas de concreto armado, sendo, cada vez mais, utilizados como alternativa ao aço de reforço para fortalecimento de estruturas de concreto. Dessa forma, este artigo apresenta os resultados experimentais e analíticos da influência do tratamento da superfície de concreto e do tipo de tiras de PRF na resistência de ligação entre o concreto e as tiras de PRF, as quais foram coladas nas vigas de concreto em dois lados opostos com matriz de resina epóxi. Nos ensaios realizados, foram utilizados três tipos de fibras, duas de carbono (C1 e C5) e uma de vidro (GE), e dois tipos de tratamento da superfície de concreto, jato de água e lixadeira comum. As variáveis estudadas, mudando-se o tratamento da superfície de concreto e os tipos de tiras de fibras, foram a resistência da ligação entre o concreto e as tiras de PRF, a resposta carga-deformação de ligação e os modos de ruptura dos corpos de prova. Os resultados experimentais mostraram que as amostras de concreto com superfície tratada com jato de água apresentaram força de ligação muito melhor do que aqueles tratados com uma lixadeira comum. Além disso, as equações usadas para se prever a falha de carregamento da ligação das amostras de concreto externamente colados com tiras de fibra de carbono e de vidro foram adequadas, quando comparados seus resultados com os obtidos experimentalmente (TOUTANJI; ORTIZ, 2001).

Consoante Yao e Teng (2007), vigas de concreto armado reforçadas com uma placa de polímeros reforçados com fibras (PRF) muitas vezes rompem por descolamento em um dos vários modos possíveis. Em virtude disso, este trabalho apresenta um estudo experimental sobre falhas por descolamento de placa de PRF em vigas de concreto armado, que foi conduzido para desenvolver uma melhor compreensão dos mecanismos de comportamento e de falha desse sistema de reforço estrutural para o desenvolvimento posterior de um modelo preditivo. Para isso, mais de dois mil pontos de testes de flexão foram realizados em vigas de concreto armado simplesmente apoiadas reforçadas externamente com PRF, devido a o ensaio de vigas cobrir uma variedade de importantes parâmetros geométricos e de material ao longo de um intervalo amplo, cujos resultados foram apresentados e discutidos detalhadamente. Nessas vigas, a condição crítica de carregamento foi identificada na extremidade das placas de PRF, quando submetidas ao cisalhamento ou à flexão. A maior parte das rupturas das vigas de concreto armado por descolamento foi pela separação da cobertura de concreto do material de reforço, sendo que, para os dois tipos de extremidades da placa, a carga de ruptura de descolamento dependeu fortemente das rigidez do compósito formado pelas placa de PRF e matriz, da tampa da cobertura de concreto ou da aderência da placa de PRF sozinha. Além disso, como a placa de PRF acaba submetida a uma alta força de cisalhamento, mas a um baixo momento de flexão, a falha de descolamento muitas vezes ocorre após o surgimento próximo ao local crítico de cisalhamento de uma fissura de descolamento induzida interfacial entre a placa de PRF e o concreto perto da extremidade da placa de PRF. Identificou-se, também, que a resistência ao cisalhamento contribuída pelo concreto sozinho fornece um limite inferior para a carga de falha de descolamento nas extremidades da placa de PRF em ensaios dessa natureza, que pode ser significativamente aumentada pela presença de reforço interno de aço de cisalhamento, ou melhor, estribo (YAO; TENG, 2007).

Segundo Pan e Leung (2007), colagem externa de polímeros reforçados com fibras (PRF) em elementos de concreto foi estabelecida como um eficiente e eficaz método para reforço estrutural e recuperação, em que o ensaio de cisalhamento direto é muitas vezes utilizado para estudar a falha de descolamento por fissura induzida em elementos de concreto armado reforçados à flexão com compósitos de PRF. Sobre isso, em muitos modelos existentes, a capacidade de aderência, que define a capacidade de carga máxima da amostra no ensaio de cisalhamento direto, é considerada como sendo fortemente dependente da resistência à compressão ou tração do concreto. No entanto, uma vez que o comportamento de descolamento é afetado por atrito interfacial devido ao intertravamento do agregado dentro da

zona de descolamento, a composição do concreto também deve desempenhar um papel importante na determinação da capacidade de aderência. Neste estudo, o ensaio de cisalhamento direto foi realizado para dez diferentes composições de concreto, cujos resultados do ensaio indicaram que a capacidade de aderência tem pouca correlação tanto com o concreto à compressão, quanto com a resistência à tração do mesmo. Por outro lado, a capacidade de aderência teve razoável correlação com a resistência à tração superficial do concreto, entretanto correlacionou-se muito bem, também, com o conteúdo de agregado. Como um parâmetro geométrico independente corresponde à capacidade de aderência, a energia de fratura interfacial foi empiricamente proposta para se relacionar com esses dois parâmetros, de modo que a consideração do conteúdo de agregado levou a melhor concordância entre a capacidade de aderência prevista e o resultado do ensaio. Portanto o efeito da composição do concreto na aderência entre concreto e o PRF deve ser considerado em projetos práticos (PAN; LEUNG, 2007).

Conforme Xu e Li (2007), concreto reforçado com tecido (CRT) de polímeros reforçados com fibras (PRF) permite a produção em tamanho reduzido e oferece uma elevada eficácia do reforço usando tira contínua em vez de fibras picadas curtas, além de os tecidos poderem cooperar com o concreto muito bem dependendo da aderência entre eles. Neste artigo, o mecanismo de ligação, pelo qual a tensão foi transferida do concreto para o tecido de PRF, foi analisado, e as influências do comprimento de ancoragem inicial do tecido de PRF, o tratamento da superfície do tecido de PRF, a força e a trabalhabilidade do concreto, bem como o nível de força de pré-tensão sobre comportamento da aderência entre concreto e tecido de PRF foram investigados com base em ensaios de arrancamento. Os resultados revelaram que, com o aumento do comprimento de ancoragem inicial, a força máxima de arrancamento e a resistência do concreto aumentam, assim como melhora a trabalhabilidade da matriz de concreto. Também se concluiu que a impregnação de resina epóxi e de areia de cobertura sobre o tecido de PRF, bem como a pré-tensão do mesmo pode aumentar a resistência de aderência entre o tecido de PRF e o concreto (XU; LI, 2007).

Consoante Zhao et al. (2007), falha de descolamento da cobertura de concreto em vigas de concreto armado reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) é um fenômeno frágil que, na maioria dos casos, ocorre de forma abrupta. Um entendimento completo da ligação exige informações sobre a relação entre a tensão de aderência local e o deslizamento. A relação entre deslizamento e aderência define a relação constitutiva da interface e fornece meios para cálculo de resistência final e distribuição da tensão de aderência entre concreto e

PRF, porém o deslizamento na interface de compósitos de PRF é muito pequeno mesmo na fase final antes da falha, de modo que os estudos sobre ligação local apresentados nos trabalhos anteriores não incluíram a análise de deslizamento. Este artigo apresenta um método de fibra óptica baseado em medição de deslizamentos locais na interface entre o concreto e o PRF, bem como para a predição de falha de ligação em peças de concreto armado. Mesmo que a falha na ligação de concreto reforçado com PRF seja um fenômeno frágil, o desenvolvimento de meios eficazes para prever sua ocorrência desempenha um papel importante no monitoramento da capacidade estrutural de tais estruturas. Desse modo, o estudo incluiu dois tipos de testes, ou seja, os ensaios de arrancamento e ensaios de flexão em viga. Em geral, obteve-se que a interface de deslizamento medida entre o substrato de concreto e o PRF, quando atingida a carga máxima, foi de 560 mm, ressaltando-se que o sistema baseado em fibra óptica é capaz de medir a interface de deslizamento com uma resolução de 1 mm. Já em flexão, os sensores de comprimento distribuídos foram capazes de prever o descolamento do tecido de PRF da viga de concreto através de reversões de deformação. Ainda um modelo numérico baseado em análise de elementos finitos das vigas foi desenvolvido a fim de verificar a capacidade do sensor de fibra óptica através de computação das tensões principais na interface entre tecido de PRF e concreto (ZHAO et al., 2007).

No trabalho de Mazzotti et al. (2008), uma campanha experimental sobre a delaminação entre polímeros reforçados com fibras (PRF) e concreto foi desenvolvida, em que amostras com diferentes comprimentos de ancoragem e com distintas larguras de placa de PRF foram testadas, cujas deformações longitudinais foram medidas através de extensômetros instalados ao longo da placa de PRF. Nos ensaios de amostras com longos comprimentos de ancoragem, o descolamento progressivo ao longo delas foi investigado, assim como, a partir dos dados experimentais, a média das tensões de cisalhamento-deslizamento foi registrada. Após o pós-processamento dos dados, as leis não-lineares de interface para duas larguras de placa diferentes foram calibradas. Entre os resultados obtidos, o aumento da tensão máxima de cisalhamento quando da diminuição da largura da placa de PRF foi observado, enquanto que nenhum efeito significativo de largura de placa nas energia de fratura e força de delaminação foi encontrado. Por fim, os ensaios experimentais foram simulados através da adoção de um modelo numérico de aderência-deslizamento e das acima mencionadas leis não-lineares para a interface entre PRF e concreto, de modo que os resultados numéricos apresentaram boa concordância com os experimentais para todos os níveis de carga (MAZZOTTI et al., 2008).

Conforme Silva e Biscaia (2008), vigas e lajes externamente reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) estão frequentemente em contato com umidade e ciclos de temperatura que reduzem a durabilidade esperada do sistema, como através da degradação de aderência, que é uma causa frequente de falha prematura de elementos estruturais, sendo que se sabe que as condições ambientais causam tais falhas. Dessa maneira, este estudo mostra os efeitos de ciclos de névoa salina, temperatura e umidade, bem como de imersão em água salgada sobre a resposta de vigas externamente reforçadas com PRF de vidro (PRFV) ou PRF de carbono (PRFC) à flexão, especialmente na ligação entre o reforço com PRF e o concreto. Os resultados mostraram que os ciclos de temperatura (-10 °C a 10 °C) e os ciclos de umidade causaram as falhas no substrato do concreto, ao passo que os ciclos de névoa salina originaram falhas na interface entre o concreto e o adesivo de ligação entre o PRF e o mesmo. Já os resultados dos ensaios com imersão em água salgada e névoa salina apresentaram degradação considerável na aderência entre as faixas de PRFV e o concreto. No entanto, a imersão não diminuiu a capacidade de carga de vigas, ao contrário dos ciclos de temperatura (-10 °C a 10 °C), que causaram perdas consideráveis. Além disso, não foram detectadas diferenças significativas no comportamento dos compósitos de PRFV e PRFC, talvez por causa da concepção dos ensaios ter impedido a falha das fibras (SILVA; BISCAIA, 2008).

Consoante Yalim et al. (2008), desempenho de polímeros reforçados com fibras (PRF) como compósitos para reparação e modernização de estruturas de concreto depende, em grande parte, da condição do substrato ao qual está ligado. Dessa forma, essa pesquisa investigou o efeito da rugosidade da superfície de concreto sobre o comportamento de aderência e desempenho geral dos sistemas de reforço estrutural com PRF através da realização de ensaios à flexão de 26 amostras com dois diferentes sistemas de PRF de carbono (molhado e pré-curado), três diferentes níveis de rugosidade da superfície e seis níveis diferentes de ancoragem por meio de cintas em forma de “U”. Além disso, outras dez amostras executadas com o sistema de PRF molhado foram testadas por meio de ensaios de cisalhamento duplo para investigar a questão de descolamento. Também, o coeficiente de aderência foi analisado quanto a diferentes níveis de rugosidade da superfície de concreto e a proporção do vão para a profundidade de cisalhamento, sendo comparados com os resultados de outros ensaios disponíveis na literatura consultada. Concluiu-se que a rugosidade de superfície não pareceu ter uma influência significativa sobre o desempenho global do reforço de PRF com ou sem sistema de ancoragem adequado, de modo que a falha foi ocasionada por descolamento ou por ruptura do PRF (YALIM et al., 2008).

Segundo Teng e Chen (2009), ambas as resistências à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado podem ser substancialmente aumentadas utilizando reforços estruturais por colagem externa de polímeros reforçados com fibras (PRF) sob a forma de placas, cujas falhas de vigas de concreto armado reforçadas dessa maneira, muitas vezes, ocorrem por descolamento da placa de PRF da viga de concreto armado em certo número de modos distintos. Dessa forma, este artigo fornece um resumo da atual compreensão dos mecanismos de falhas na descolagem de vigas de concreto armado reforçadas externamente com PRF, em grande parte, com base na pesquisa dos dois autores e dos seus colegas de trabalho, através da apresentação sistemática da classificação dos possíveis modos de falha por descolagem após uma breve descrição dos métodos de reforço estrutural com PRF. Também, porém antes dos mecanismos e processos de falhas de descolagem serem examinados, em que avançados modelos de falha por descolagem são apresentados, as tensões interfaciais e o comportamento da aderência entre PRF e concreto são discutidos. Por fim, o artigo conclui com uma breve discussão das necessidades futuras de pesquisa (TENG; CHEN, 2009).

Na pesquisa de Meshgin et al. (2009), os resultados de investigações experimentais e analíticas sobre o comportamento a longo prazo de resina epóxi na interface entre o concreto e os polímeros reforçados com fibra (PRF) são analisados, obtidos de ensaios de cisalhamento duplo sob carga de serviço contínua realizados em nove espécimes, por até nove meses, formados por dois blocos de concreto ligados por tiras de PRF com resina epóxi, cujos parâmetros de investigação preliminares incluíram a relação de tensão de cisalhamento para a resistência de cisalhamento final, a espessura de resina epóxi e a idade da resina epóxi, ou seja, o tempo entre a aplicação da resina epóxi e o início do ensaio. Os resultados mostraram que a variável tensão de cisalhamento para a resistência ao cisalhamento final e a idade da resina epóxi podem ser os parâmetros mais críticos que afetam a fluência da resina epóxi nas interfaces entre concreto e PRF. Além disso, constatou-se, também, que a fluência da resina epóxi pode resultar em falha nas interfaces devido ao efeito combinado da alta tensão de cisalhamento para a resistência ao cisalhamento final e à espessura do adesivo de resina epóxi, que pode ter um efeito adverso sobre o desempenho projetado de estruturas de concreto armado reforçadas com PRF. Por fim, com base nas observações experimentais, os modelos reológicos foram desenvolvidos para simular o comportamento a longo prazo de resina epóxi nas interfaces entre concreto e PRF, os quais mostraram que o comportamento a longo prazo da resina epóxi nessas interfaces pode ser adequadamente modelado analiticamente para ambas as fases de carga e descarga (MESHGIN et al., 2009).

Consoante Pan et al. (2010), para estruturas de concreto armado localizadas ao longo da beiramar, a penetração de íons cloreto pode ser uma ameaça para a durabilidade dessas estruturas. Neste trabalho, investigações experimentais foram realizadas para estudar o efeito do teor de cloreto no comportamento da aderência entre o concreto e placas de polímero reforçado com fibras (PRF), por meio de ensaios de cisalhamento direto conduzidos sobre elementos de concreto reforçados com PRF, cujos espécimes, antes da realização dos ensaios, foram imersos em soluções de cloreto de sódio (NaCl) com concentrações que variavam entre 3 % e 15 % para tempos diferentes de imersão, entre 0 e 120 dias. Em seguida, as amostras foram secas e testadas para se obterem as cargas iniciais e finais de descolamento, em conjunto com as distribuições de tensão ao longo das placas de PRF sobre diferentes valores de carga, de modo que as correlações entre teor de cloreto de sódio e parâmetros de descolamento puderam ser estabelecidas. Dessa forma, através dos resultados dos testes, concluiu-se que os parâmetros de descolamento estão intimamente relacionados com o tempo de imersão, e não com o teor de NaCl da solução (PAN et al., 2010).

No trabalho de Dai et al. (2010), os efeitos da umidade sobre o comportamento de aderência inicial e a longo prazo de tiras de polímeros reforçados com fibras (PRF) em interfaces de concreto foram investigadas por meio de um programa experimental de dois anos de exposição, que avaliou os efeitos da umidade no momento da instalação das tiras de PRF, denominada "umidade de construção", consistindo na umidade superficial do substrato de concreto e umidade do ar externo, e nos efeitos da umidade, denominada "umidade de serviço", que normalmente varia ao longo do tempo de vida útil do concreto. Para isso, vigas de concreto com PRF colados em suas superfícies foram preparadas, em que, antes da colagem, os substratos de concreto foram pré-condicionados com diferentes teores de umidade e tratados com diferentes primers, ou seja, resinas epóxi, de modo que foram curadas sob diferentes condições de umidade antes de serem submetidos ao combinado úmido/seco e regimes cíclicos térmicos para acelerar os efeitos da exposição. Também adesivos com diferentes módulos de elasticidade foram utilizados para investigar a durabilidade a longo prazo de cada um deles quando submetidos a ciclos de úmido/seco acelerados. Além disso, ensaios de arrancamento e ensaios de flexão foram realizados no início do ciclismo, após 8 meses, 14 meses e 2 anos de exposição, de modo a avaliar o desempenho de tração e de cisalhamento das interfaces entre PRF e concreto. Através desses resultados, verificou-se que o efeito do conteúdo de umidade no substrato de concreto no desempenho de curto prazo de aderência superficial poderia ser eliminado se um primer adequado fosse utilizado, que todas

as vigas de concreto reforçadas com PRF falharam na interface entre o primer e o concreto após a exposição a ciclos de úmido/seco, enquanto aqueles não expostos geralmente falharam dentro do substrato de concreto, e que, depois da exposição a um ambiente de ciclos acelerados de úmido/seco, a resistência à tração de colagem interfacial degradou assintoticamente com o tempo de exposição, enquanto a capacidade à flexão das folhas de PRF coladas sobre as vigas de concreto até aumentou, cujo fenômeno, aparentemente contraditório, foi discutido (DAI et al., 2010).

Segundo Ferrier et al. (2011), é tecnologicamente possível fortalecerem-se estruturas de concreto armado com aço aplicando-se compósitos de polímeros reforçados com fibras (PRF) de carbono externamente colados com resina epóxi, sendo que a durabilidade e o desempenho desses reforços dependem diretamente do comportamento reológico da interface entre concreto e compósito de PRF. Desse modo, propôs-se uma metodologia experimental para avaliar a tensão de cisalhamento permitida nessa interface, com base em ensaios de tensão cisalhante termo-estimulados realizados na interface entre concreto e compósito de PRF, e tendo em conta os efeitos do tempo e da temperatura, utilizando-se quatro tipos de compósitos de PRF de carbono. Após os ensaios desses espécimes, os resultados obtidos permitiram determinar-se um valor para a tensão de corte admissível para cada sistema de reforço executado (FERRIER et al., 2011).

2.3.2 Colagem de Laminados de PRF Externamente

Na pesquisa realizada por Ashour (2002), um método analítico para estimar a resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com colagem externa de laminados de polímeros reforçados com fibras (PRF) é proposto, o qual foi desenvolvido a partir de compatibilidade de tensões e de equilíbrio de forças, variando-se o comprimento dos laminados de PRF. Além disso, vários modos de ruptura à flexão puderam ser identificados, como de ruptura à tração dos laminados de PRF e de esmagamento do concreto antes ou depois da ruptura de armadura de aço interna. Dessa maneira, limites superior e inferior para o comprimento dos laminados de PRF usados foram sugeridos para manter-se o comportamento dúctil de reforço de seções de concreto armado, com base nas comparações entre a resistência à flexão obtida a partir de método corrente e de experiências, que mostraram boa compatibilidade, de modo que equações de projeto para o cálculo do comprimento de laminados de PRF colados externamente a seções de concreto armado para melhorar a sua resistência à flexão foram propostas (ASHOUR, 2002).

Consoante Hosny et al. (2006), o uso de materiais compósitos avançados, tais como polímeros reforçados com fibras (PRF), como reforço de elementos estruturais de concreto armado tem aumentado, pois a colagem externamente desses PRF poderia aumentar a capacidade dos elementos de concreto armado de forma eficiente, no entanto, as características de tensão-deformação linear de PRF até sua falha e a falta de patamar de rendimento têm um impacto negativo sobre a ductilidade global dos elementos reforçados de concreto armado. A utilização de laminados de PRF híbridos (PRFH) de uma combinação qualquer de fibras de carbono e vidro ou de fibras de aramida e vidro podem causar alterações no comportamento do material, tornando-o não-linear, por isso um programa experimental para estudar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com laminados de PRFH foi desenvolvido, o qual consistiu em um total de doze vigas com seção “T” de dimensões reais ensaiadas à flexão sob carregamento cíclico até a falha. Entre as variáveis analisadas, destacam-se a utilização de diferentes proporções de reforço, direções das fibras, locais de aplicação do reforço estrutural e combinações de laminados de PRF de carbono (PRFC) e de vidro (PRFV), os quais foram colados às vigas para determinar-se o melhor esquema de reforço estrutural, variando-se as percentagens de reforço de aço adotadas. Além disso, um modelo de análise com base nas características de tensão-deformação do concreto, aço e dos PRF foi adotado, sendo introduzidas recomendações e diretrizes de projeto de vigas de concreto armado reforçadas por laminados de PRF e PRFH (HOSNY et al., 2006).

No artigo de Choi et al. (2008), uma investigação foi realizada sobre o comportamento à flexão de vigas de concreto reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) parcialmente e totalmente colados focando na melhoria da ductilidade. O resultado da análise mostrou que a ductilidade do sistema parcialmente colado foi melhorada em comparação com o sistema totalmente colado para elevadas capacidades de carga. Além disso, para verificar-se o modelo analítico desenvolvido, um programa experimental foi realizado com vigas de concreto armado reforçadas com os dois sistemas colados, de forma que a comparação entre os resultados analíticos e experimentais mostrou boa concordância (CHOI et al., 2008).

2.3.3 Inserção de Laminados de PRF

Segundo Hassan e Rizkalla (2003), polímeros reforçados com fibras (PRF) estão sendo produzidos em diferentes configurações, sendo amplamente utilizados para o reforço e a modernização das estruturas de concreto, como pontes, de forma que pesquisas recentes consideráveis têm sido desenvolvidas para caracterizar a utilização de barras e de tiras de PRF

inseridas próximas à superfície para aplicações de reforço, no entanto, a compreensão em profundidade do mecanismo de ligação entre os PRF e o concreto é ainda uma questão desafiadora. Dessa maneira, neste trabalho, apresentaram-se dois estudos experimentais e analíticos realizados para avaliar as características do reforço estrutural com tiras de PRF de carbono (PRFC) inseridas próximas à superfície de um total de nove vigas de concreto armado de seção “T” ensaiadas sob carregamento estático, executadas com comprimentos diferentes de tiras de PRFC para avaliar-se o comprimento de ancoragem necessário para a utilização eficaz das mesmas inseridas próximas à superfície dessas vigas. Assim um modelo analítico foi proposto para prever as tensões de cisalhamento interfaciais, validado por comparação dos valores previstos com os resultados obtidos a partir dos ensaios das vigas, bem como através de modelagem não-linear de elementos finitos. Um critério quantitativo que rege a ruptura por descolamento das tiras de PRFC inseridas próximas à superfície foi estabelecido, cujas influências das taxa interna de armadura, resistência à compressão do concreto e largura da ranhura foram discutidas (HASSAN; RIZKALLA, 2003).

Conforme Liu et al. (2006), vigas de concreto armado são comumente reforçadas com polímeros reforçados com fibras (PRF) colados externamente em forma de placas, pois é um material discreto, no entanto, ensaios mostraram que as placas de PRF de carbono coladas externamente tendem a descolar a baixas tensões, o que pode limitar severamente a redistribuição das tensões. Por isso este trabalho estuda a redistribuição de momentos obtida após ensaios em nove vigas de concreto armado de extensões contínuas que foram reforçadas com placas de PRF inseridas próximas à superfície, as quais eram de carbono ou de aço de elevado rendimento coladas dentro de ranhuras cortadas à serra no cobrimento do concreto na face de maior tensão, ou seja, inferior, ou pelos lados das viga. Através dos resultados dos ensaios de ruptura, verificou-se que a resistência de descolagem destas placas inseridas foi consideravelmente maior do que aquela esperada para as externamente coladas encontradas na bibliografia, ocorrendo quantidades substanciais de redistribuição de momentos, sugerindo que pode ser usado para aumentar a força de estruturas de concreto armado com pouca perda, se houver, da ductilidade (LIU et al., 2006).

Segundo De Lorenzis e Teng (2007), polímeros reforçados com fibras (PRF) inseridos próximos da superfície é uma das mais recentes e promissoras técnicas de reforço estrutural de estruturas de concreto armado, cujas pesquisas sobre este tema começaram apenas há alguns anos, mas até agora tem atraído a atenção de todo o mundo. Sobre essa técnica são levantadas muitas questões quanto à otimização de detalhes da construção, aos modelos para

comportamento da aderência entre os PRF e o concreto, aos métodos de projeto confiáveis para reforços à flexão e ao cisalhamento e à maximização das suas vantagens. Desse modo, este artigo apresentou uma revisão crítica da pesquisa sobre esse tema, identificou lacunas de conhecimento e descreveu as direções para novas pesquisas (DE LORENZIS; TENG, 2007).

2.3.4 Comparação entre Colagem e Inserção de PRF

Consoante Rashid et al. (2008), o uso de placas de polímeros reforçados com fibras (PRF) colados externamente é amplamente aceito como uma eficiente e discreta técnica de reforço, em que a inserção dessas placas próximas à superfície está também, gradualmente, ganhando aceitação devido ao seu aumento substancial de resistência ao descolamento em relação à técnica de colagem externa, pois os ensaios têm demonstrado que as resistências ao descolamento de placas de PRF coladas externamente podem ser reduzidas pela sua interação com placas paralelas adjacentes e paralelas com superfícies livres. Isso, muitas vezes, é refletido nas normas de dimensionamento, em que a resistência ao descolamento de placas de PRF individuais depende da proporção entre a largura dessa placa e dos espécimes de concreto, o que foi comprovado pelos resultados de 22 ensaios de tração executados para este trabalho. Além disso, esses resultados foram animadores, pois demonstraram que existe uma pequena redução na resistência ao descolamento das placas de PRF quando se utiliza a técnica de inserção próxima à superfície (RASHID et al., 2008).

Conforme Rizzo e De Lorenzis (2009), um método recente e promissor para reforço ao cisalhamento de elementos de concreto armado é o uso de polímeros reforçados com fibras (PRF) inseridos próximos à superfície no concreto de cobertura através de entalhes executados na superfície do elemento a ser reforçado preenchidos por um agente apropriado vinculativo, como resina epóxi ou argamassa de cimento. Sobre isso, apenas alguns estudos tinham sido conduzidos até esse ano sobre o uso desse novo sistema de reforço estrutural com PRF para reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado, sendo que esses trabalhos identificaram alguns modos de ruptura críticos relacionados ao descolamento dos laminados de PRF do substrato de concreto armado. Por isso mais ensaios precisam ser realizados para identificarem-se todos os possíveis modos de ruptura de vigas reforçadas com essa nova técnica, principalmente, quanto ao comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com essa técnica, pois praticamente não há resultados de ensaios disponíveis sobre o efeito de algumas variáveis, como o tipo de resina epóxi usado como material de enchimento da ranhura. Dessa forma, este trabalho apresentou um programa

de pesquisa sobre reforço estrutural ao cisalhamento de vigas de concreto armado com a técnica de inserção próxima à superfície de PRF, com o intuito de gerar mais resultados de ensaios para preencherem-se as lacunas de conhecimento mencionadas acima. Assim certo número de vigas reforçadas foi ensaiado para avaliar-se a influência de parâmetros de ensaio selecionados sobre o comportamento estrutural e modo de ruptura dos dois tipos de reforços estruturais por inserção próximas à superfície de barras ou de laminados de PRF, os quais foram a configuração da aplicação do material de reforço e as propriedades mecânicas da resina epóxi de preenchimento das ranhuras. Além disso, uma viga reforçada ao cisalhamento com laminados de PRF colados externamente também foi ensaiada para fins de comparação, sendo que todas as vigas tinham a mesma quantidade de estribos para simular uma situação de reforço real, cujos resultados obtidos foram muito bons (RIZZO; DE LORENZIS, 2009).

No artigo de Bilotta et al. (2011), os resultados de um programa experimental para investigar o comportamento de aderência de dois tipos diferentes de sistemas de reforço estrutural com polímeros reforçados com fibras (PRF) aplicados a elementos de concreto armado foram analisados, os quais foram as placas de PRF de carbono (PRFC) coladas externamente e as barras ou laminados de PRF inseridas próximas à superfície. Dessa maneira, o programa geral experimental consistiu de 18 ensaios de amostras de concreto reforçadas com placas de PRFC coladas externamente e 24 ensaios de amostras de concreto reforçadas com inserção próximas à superfície de barras de carbono, basalto e vidro, e laminados de PRFC através de ensaios simples de cisalhamento realizados sobre prismas de concreto armado com baixa resistência à compressão para investigar o comportamento de aderência dessas estruturas reforçadas com esses diferentes tipos de sistemas utilizando PRF. Além disso, o desempenho de cada sistema de reforço foi apresentado, discutido e comparado em termos de modo de ruptura, carga de descolamento, distribuição de tensões e outros parâmetros, de forma que as análises indicaram que a técnica de inserção próxima à superfície poderia representar uma alternativa razoável aos sistemas colados externamente, pois possibilitou descolamentos retardados, e, portanto, maior aproveitamento da resistência à tração dos PRF (BILOTTA et al., 2011).

Segundo Kotynia (2012), o comportamento da aderência entre os materiais compósitos de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) e o concreto no desempenho de reforços estruturais colados externamente e inseridos próximos à superfície de vigas de concreto armado deve ser estudado. Desse modo, neste artigo, o mecanismo de ligação foi investigado através de ensaio modificado de viga RILEM avaliando-se seis parâmetros, que foram o tipo de extensão e profundidade da viga, armadura longitudinal, tiras de PRFC, comprimento de

ancoragem das tiras de PRFC e resistência à compressão do concreto. Além disso, a influência da armadura de aço existente sobre as condições de aderência entre as tiras de PRF e o concreto foi investigada, tanto em vigas com barras de aço longitudinais contínuas, quanto em vigas com estribos no meio do vão, cujos resultados dos ensaios confirmaram que há uma relação fundamental das armaduras internas das vigas sobre a aderência entre as tiras de PRF e o concreto, assim como sobre seus modos de ruptura (KOTYNIA, 2012).

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este trabalho consistiu na análise experimental de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado. O mesmo trata de uma série de dez vigas de concreto armado pré-moldadas com dimensões fixas, divididas em dois grupos diferenciados pela área de armadura tracionada que são descritas a seguir, em que foram avaliados três sistemas de reforço estrutural com PRFC apresentados abaixo:

- a) colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC;
- b) inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi;
- c) inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com argamassa com sílica ativa.

A **colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC** foi realizada externamente na superfície inferior das vigas no sentido de seu comprimento. As dimensões foram as adequadas para que a soma das áreas das suas seções com a das barras tracionadas correspondesse à necessária para que se obtivesse um momento último (M_u) e, conseqüentemente, uma carga de ruptura (P), próximo ao do projeto inicial segundo as NBR 6118:2007 (ABNT, 2007) e ACI 440-2R-02:2008 (ACI, 2008). Para se evitar a necessidade de ancoragem extra, fixaram-se os comprimentos dos laminados de PRFC em 2,50 m.

A **inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi** no concreto de cobrimento das vigas foi realizada a 2 cm da superfície inferior das mesmas no sentido de seu comprimento executados pelas suas duas laterais. As dimensões foram as adequadas para que a soma das áreas das suas seções com a das barras tracionadas correspondesse à necessária para que se obtivesse um momento último (M_u) e, conseqüentemente, uma carga de ruptura (P), próximo ao do projeto inicial segundo as NBR 6118:2007 (ABNT, 2007) e ACI 440-2R-02:2008 (ACI, 2008). Para se evitar a necessidade de ancoragem extra, fixaram-se os comprimentos dos laminados de PRFC em 2,50 m.

A inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com argamassa com sílica ativa no concreto de cobertura das vigas foi realizada a 2 cm da superfície inferior das mesmas no sentido de seu comprimento executados pelas suas duas laterais. As dimensões serão iguais às do sistema anterior.

3.1 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS PROPOSTAS

Esta única série de vigas de concreto armado foi desenvolvida com o objetivo de compararem-se seus comportamentos quando reforçadas à flexão com colagem externa de dois laminados de PRFC e com aplicação de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi e argamassa com sílica ativa. Dessa forma, definiu-se que as vigas teriam dimensões constantes de comprimento, largura e altura, respectivamente, de 300 cm, 15 cm e 30 cm, cada qual com volume de 0,135 m³, totalizando, para as dez vigas, 1,35 m³ de concreto. A seguir projetaram-se duas vigas testemunhos de projeto (VTP1 e VTP2) pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007), desconsiderando-se seus coeficientes de segurança para obterem-se os valores reais esperados nos ensaios de ruptura.

Definiu-se que o concreto teria uma resistência à compressão característica (f_{ck}) de 35 MPa aos 28 dias e que a armadura teria uma resistência à tração característica de 700 MPa (f_{yk}) e 680 MPa (f_{yk}) para barras de aço CA-50 de, respectivamente, 12,5 mm e 10 mm de diâmetro, com base em resultados de Garcez (2007). Também os módulos de elasticidade longitudinais do concreto e das armaduras foi de, respectivamente, 33.130 MPa (E_c) e 210.000 MPa (E_s). Dessa forma, a verificação das VTP1 e VTP2 com uma área de armadura da região de compressão (A_s') de 0,62 cm², da região de tração (A_s) de 2,45 cm² e taxa de armadura transversal (ρ) de 8,91 cm²/m resultou um momento último (M_{uVTP}) de 41,35 kNm e carga de ruptura (P_{VTP}) para a configuração de carregamento posteriormente apresentada de 87,05 kN.

Foram adotadas duas armaduras longitudinais de compressão de 6,3 mm de diâmetro, duas armaduras longitudinais de tração de 12,5 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 15 cm, tendo todas 294 cm de comprimento sem os ganchos, e 42 estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 7 cm, medidos de eixo a eixo de estribos consecutivos, conforme Garcez (2007), e com cobertura de 3 cm para agressividade de Classe II pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007). A Figura 3.1 abaixo apresenta a disposição das armaduras em vista frontal

com seus respectivos comprimentos e com a representação da seção transversal, sendo $d = 25,745$ cm, $d' = 3,945$ cm e posição da linha neutra de 4,066 cm.



Figura 3.1 – Detalhamento das vigas testemunhos de projeto (VTP1 e VTP2)

Posteriormente reduziu-se em, aproximadamente, 15,5 % a “ A_s ”, resultando em um novo valor de $2,07$ cm², de modo que, novamente, foram verificadas mais vigas testemunhos segundo a NBR 6118:2007 (ABNT, 2007), nos Domínios 2 e Estádio III, como nas anteriores, com $A_s' = 0,62$ cm², $A_s = 2,07$ cm² e $\rho = 8,91$ cm²/m, que resultou um $M_{uVTS} = 34,71$ kNm e uma $P_{VTS} = 73,06$ kN. Dessa forma, foram definidas duas vigas testemunhos sub-dimensionadas (VTS1 e VTS2), cada qual com duas armaduras longitudinais de compressão de 6,3 mm de diâmetro e três armaduras longitudinais de tração, sendo duas de 10 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 12 cm e uma intermediária de 8 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 10 cm, sendo esta com uma resistência à tração característica de 650 MPa (f_{yk}), tendo todas 294 cm de comprimento sem os ganchos, e 42 estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 7 cm, medidos de eixo a eixo de estribos consecutivos, com cobertura de 3 cm, conforme Figura 3.2 abaixo com a disposição das armaduras em vista frontal com seus respectivos comprimentos e com a representação da seção transversal, sendo $d = 25,97$ cm, $d' = 3,945$ cm e posição da linha neutra de 3,423 cm.



Figura 3.2 – Detalhamento das vigas testemunhos sub-dimensionadas (VTS1 e VTS2)

A seguir foram dimensionadas as vigas reforçadas pela ACI 440.2R-08:2008 (ACI, 2008), desconsiderando-se seus coeficientes de segurança para obterem-se os valores reais esperados nos ensaios de ruptura, para dois laminados de PRFC, cujas propriedades do concreto e da armadura foram as mesmas informadas anteriormente, e as dos laminados de PRFC foram a resistência à tração última (f_{fu}) de 2.800 MPa, o módulo de elasticidade longitudinal (E_{fu}) de 168.000 MPa e a deformação última (ϵ_{fu}) de 16,7 %, com os quais verificou-se um momento resistente (M_n) de 51,44 kNm e uma carga de ruptura (P_n) de 108,29 kN. Assim todas as vigas reforçadas tiveram a mesma disposição de armaduras longitudinais e transversais das duas vigas testemunhos acima, sendo que cada um dos três tipos de vigas reforçadas tinham área da seção transversal dos dois laminados de PRFC igual a 0,28 cm², já que suas dimensões de comprimento, largura e altura eram, respectivamente, 250 cm, 1 cm e 0,14 cm.

Esse grupo de seis vigas reforçadas foi composto por duas, cada qual com colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC de 2,50 m de comprimento, denominadas vigas reforçadas externamente (VRE1 e VRE2). Desse modo, a Figura 3.3 mostra a disposição das armaduras e desse reforço estrutural em vista frontal e da sua seção transversal, sendo $d = 25,97$ cm, $d' = 3,945$ cm e posição da linha neutra de 5,31 cm.

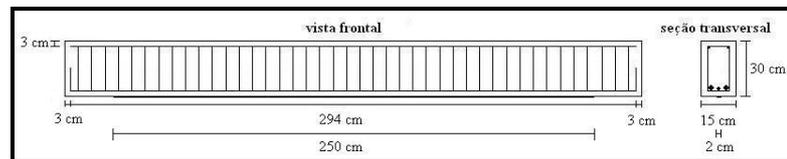


Figura 3.3 – Detalhamento das vigas reforçadas externamente (VRE1 e VRE2)

Posteriormente foram definidas mais quatro reforçadas, sem necessidade de verificação, pois suas cargas máximas são superiores às das reforçadas externamente, conforme Fortes (2004), cada qual com aplicação de dois laminados de PRFC de 2,50 m de comprimento em dois entalhes longitudinais, um por face, de 2,60 m de comprimento executados a 2 cm da face inferior. Desse modo, duas tiveram seus entalhes preenchidos com resina epóxi e duas, com argamassa com sílica ativa, sendo denominadas, respectivamente, vigas reforçadas com resina (VRR1 e VRR2) e vigas reforçadas com argamassa (VRA1 e VRA2). Dessa maneira, a Figura 3.4 ilustra a disposição das armaduras e desses reforços estruturais em vista frontal e da sua seção transversal, que é a mesma, variando apenas o material de aderência ao substrato de concreto, ou seja, resina epóxi e argamassa com sílica ativa, respectivamente.

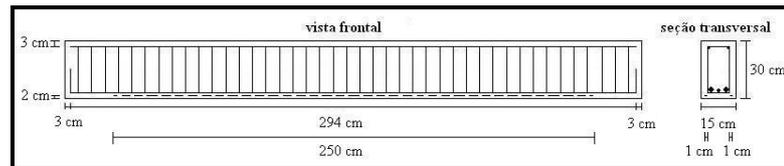


Figura 3.4 – Detalhamento das vigas reforçadas com resina (VRR1 e VRR2) e com argamassa (VRA1 e VRA2)

Todas as denominações e nomenclaturas dessas dez vigas estão informadas no quadro apresentado na Figura 3.5 logo abaixo, sendo que cada sistema de reforço estrutural à flexão foi executado em um ou dois dias, dependendo do método empregado, com as rupturas de todas as vigas em um intervalo de 17 dias. Além disso, foram concretadas cinco vigas e seis corpos de prova de concreto (CPs) cilíndricos por dia de dimensões da altura e do diâmetro, respectivamente, de 19 cm e 9,5 cm, cada qual com $1,347 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$, totalizando, para seis CPs, $0,008 \text{ m}^3$, cujos resultados dos ensaios de compressão axial aos 28 e 105 dias foram apresentados no capítulo seguinte, segundo a NBR 5739:2007 (ABNT, 2007).

Denominação	Nomenclatura
Viga testemunho de projeto	VTP1 e VTP2
Viga testemunho sub-dimensionada	VTS1 e VTS2
Viga reforçada externamente	VRE1 e VRE2
Viga reforçada com resina	VRR1 e VRR2
Viga reforçada com argamassa	VRA1 e VRA2

Figura 3.5 – Quadro resumo das denominações e nomenclaturas das vigas pré-moldadas

3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

Neste item do trabalho, são apresentados os materiais constituintes do concreto utilizado e dos compósitos de laminados de PRFC, os quais foram aplicados com resina epóxi saturante ou com argamassa com sílica ativa, empregados como reforço estrutural à flexão das vigas pré-moldadas de concreto armado. Também são apresentados os equipamentos utilizados para o desbaste mecânico dos corpos de prova, a execução dos ensaios de ruptura dos mesmos e das vigas.

3.2.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção das dez vigas pré-moldadas compradas teve todo seu controle tecnológico garantido pela empresa contratada, de modo que as informações a seguir foram enviadas por seus representantes. Dessa forma, solicitou-se um concreto convencional para uma resistência à compressão característica (f_{ck}) de 35 MPa, com abatimentos de 120 mm \pm 10 mm, diâmetro máximo característico (DM) do agregado graúdo de 19 mm e que fossem confeccionados seis corpos de prova de concreto por concretagem, totalizando doze em dois dias.

O traço em massa utilizado foi 1,0:0,7:1,64:0,67:2,01:0,42 (cimento:areia fina:areia média:brita 0:brita 1:água). Também foi utilizado aditivo superplastificante na proporção 1,0:0,00351 (cimento:aditivo superplastificante). A Tabela 3.1 resume essas informações e apresenta seus consumos, sendo que suas características físicas e granulométricas serão detalhadas a seguir.

Tabela 3.1 – Composição do concreto

Material constituinte	Traço em massa	Consumo (kg/m ³)
Cimento	1,0	370
Areia fina	0,7	260
Areia média	1,64	607
Brita 0	0,67	248
Brita 1	2,01	744
Água	0,42	155
Aditivo	0,00351	1,3

O **cimento** utilizado foi o CP V ARI RS, pois, dentre os cimentos Portland comercialmente utilizados, é o mais puro e atinge resistências elevadas já nas primeiras idades. Sua massa específica (γ) de 3,0 g/cm³ foi determinada segundo a NBR NM 23 (ABNT, 2000).

Os **agregados miúdos** utilizados foram as areia fina e média naturais do Areal Vencedora. Suas características físicas, massa específica (γ) e massa unitária (μ), e granulométricas, diâmetro máximo característico (DM) e módulo de finura (MF), foram obtidas através das NBR NM 248 (ABNT, 2003) e NBR NM 52 (ABNT, 2009), conforme a Tabela 3.2 abaixo.

Tabela 3.2 – Características físicas e granulométricas dos agregados miúdos

Agregado miúdo	Característica			
	DM (mm)	MF	γ (g/cm ³)	μ (g/cm ³)
Areia fina	1,18	1,01	2,51	1,363
Areia média	2,36	2,4	2,54	1,554

Os **agregados graúdos** utilizados foram as britas 0 e 1 de rocha basáltica britada da Mineração Vera Cruz. Suas características físicas, “ γ ” e “ μ ”, e granulométricas, “DM” e “MF”, foram determinadas através das NBR NM 248 (ABNT, 2001) e NBR NM 53 (ABNT, 2009). Essas informações foram apresentadas na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3 – Características físicas e granulométricas dos agregados graúdos

Agregado graúdo	Característica			
	DM (mm)	MF	γ (g/cm ³)	μ (g/cm ³)
Brita 0	9,5	5,73	3,03	1,746
Brita 1	19	6,85	3,03	1,808

A **água** utilizada na produção das vigas e dos corpos de prova foi proveniente da rede pública de abastecimento de Sapucaia do Sul/RS. Utilizou-se o aditivo superplastificante TEC FLOW 8000 da RHEOSET para concreto, na proporção 1,0:0,00351 (cimento:aditivo superplastificante), cuja massa específica de 1,093 g/cm³ foi fornecida pelo fabricante, conforme a NBR 10.908:2008 (ABNT, 2008).

3.2.2 Compósitos de Laminados de PRFC

Os compósitos de laminados de PRFC utilizados para reforçar as vigas neste trabalho foram compostos por três materiais distintos. Esses componentes, os quais serão descritos a seguir, são:

- a) laminado de PRFC;
- b) resina epóxi;
- c) argamassa.

O **laminado de PRFC** é o material que tem a função de resistir aos esforços de tração sobre as vigas. Esse material foi comprado em forma de uma tira longa enrolada de 50 m de comprimento, 1 cm de largura e 1,4 mm de espessura da empresa S&P, denominado S&P *Laminates* CFK 150/2.000, conforme Figura 3.6. Suas resistência à tração última (f_{fu}), seu módulo de elasticidade longitudinal (E_{fu}) e sua deformação última (ϵ_{fu}) são informadas na Tabela 3.4 abaixo.



Figura 3.6 – Laminado de PRFC S&P *Laminates* CFK 150/2.000

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do laminado de PRFC

Laminado de PRFC S&P <i>Laminates</i> CFK 150/2.000	
f_{fu} (MPa)	2.800
E_{fu} (MPa)	168.000
ϵ_{fu} (%)	16,7

A **resina epóxi** é o material que tem a função de garantir a aderência entre os substratos de concreto e laminado de PRFC. Como foi apresentado anteriormente, para executar o reforço estrutural por colagem externa de laminado de PRFC, são necessários dois tipos de resina, que são a primária, também conhecida por primer, e a saturante, sendo que, neste trabalho, a S&P *Resin* 55 dispensa a primeira, conforme fabricante. Esse material foi comprado em dois recipientes plásticos de 3.000 g e 1.000 g, segundo a Figura 3.7, pois é bi-componente, na proporção 3:1 (componente A:componente B), sendo recomendada sua aplicação por rolo ou trincha, para o tempo mínimo de mistura de 3 min. A Tabela 3.5 apresenta outras características da resina.



Figura 3.7 – Resina epóxi saturante S&P Resin 55

Tabela 3.5 – Características da resina epóxi

Resina epóxi saturante S&P Resin 55	
Consumo médio (g/m ²)	650
Tempo máximo de aplicação (min)	30

A **argamassa** utilizada para preencher os entalhes das vigas reforçadas foi composta por cimento CP V ARI, por areia fina peneirada de praia de granulometria inferior a 0,6 mm, ou seja, passante na peneira de 0,6 mm, por sílica ativa, por água e por aditivo superplastificante ADVA 527 da GRACE de última geração, comumente utilizado em diversos trabalhos desenvolvidos no LEME. Todos, exceto a água, foram registrados nas, respectivamente, Figura 3.8, Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11.



Figura 3.8 – Cimento CP V ARI



Figura 3.9 – Areia fina de granulometria inferior a 0,6 mm



Figura 3.10 – Sílica ativa

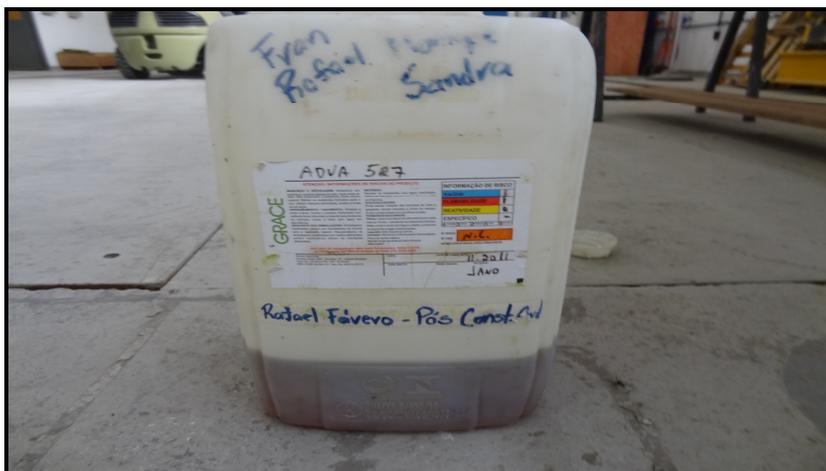


Figura 3.11 – Aditivo superplastificante ADVA 527 da GRACE de última geração

A proporção em massa desses componentes foi de 1:0,1:3:0,5 (cimento:adição de 10 % de sílica ativa:areia fina:água), sendo adotada uma massa específica de 2,2 g/cm³, obtida na realização de trabalhos ocorridos simultaneamente à esta dissertação, dispensando a caracterização desses materiais. Também foi utilizado aditivo superplastificante na proporção 1:0,0085 (cimento:aditivo superplastificante). A Tabela 3.6 resume essas informações e as quantidades de materiais constituintes para o reforço de cada viga, seis corpos de prova de argamassa com sílica ativa (CPAs) e total de cada uma das duas argamassadas.

Tabela 3.6 – Composição da argamassa por argamassada

Material constituinte	Traço em massa	Massa (g)		
		Reforço	CPA	Total
Cimento	1,0	264	675,78	939,78
Sílica ativa	0,1	26,4	67,58	93,98
Areia fina	3,0	792	2.027,34	2.819,34
Água	0,5	132	337,92	469,92
Aditivo	0,0085	2,25	5,75	8

Quanto ao diâmetro máximo determinado para o agregado miúdo, definiu-se esse valor em virtude de os entalhes executados terem largura de, aproximadamente, 3 mm. Dessa maneira, como os laminados têm espessura de 1,4 mm, restaria 1,6 mm para os agregados passarem, de modo que a areia fina utilizada deveria ter menos do que a metade desse valor para preencher cada ranhura totalmente.

3.2.3 Sistema de Regularização das Superfícies dos CPs e CPAs

Cerca de duas semanas antes da ruptura, no mesmo dia, todos os CPs e os CPAs foram regularizados por desgaste mecânico pelo equipamento denominado retificadora, segundo a Figura 3.12 abaixo, instalado no LEME. Os primeiros, constituídos por quatro e doze, sendo dois e seis para cada dia de concretagem, foram retificados, respectivamente, pelos funcionários da Premold e do laboratório. Os segundos, constituídos por seis e seis referentes, respectivamente, às primeira e segunda argamassadas, ou seja, três do reforço da VRA2 e três do reforço da VRA1, moldados nessa ordem, foram retificados por mestrando do LEME.



Figura 3.12 – Retificadora para CPs e CPAs

A retificação consiste na remoção de uma fina camada de material das superfícies dos CPs e CPAs através de desgaste mecânico por meio de uma retificadora. Nela o elemento é fixado na vertical enquanto um rebolo abrasivo diamantado em rotação realiza seu desgaste simultaneamente ao fluxo de água contínuo, mediante controle manual, obtendo-se duas superfícies lisas e planas, o que garante maior área de contato entre as mesas da prensa.

3.2.4 Sistema de Rompimento dos CPs e CPAs à Compressão Axial

Os ensaios de resistência à compressão axial dos corpos de prova foram realizados aos 28 dias, pela Premold, e aos 106 dias e 71 dias, respectivamente, para os CPs e CPAs, no LEME, seguindo as recomendações da NBR 5739:2007 (ABNT, 2007). O equipamento utilizado foi uma prensa Shimadzu computadorizada com capacidade de 2.000 kN. O dispositivo de controle do ensaio, em que se faz a programação dos parâmetros de aplicação de carga, distintos para CPs e CPAs, e que registra as informações de carga de ruptura e de resistência à compressão axial, é conectado à prensa e ao computador, o qual armazena os dados.

3.2.5 Sistema de Rompimento das Vigas

O sistema de rompimento das dez vigas utilizado para o ensaio de flexão de quatro pontos foi um pórtico de reação, conforme Figura 3.13, localizado no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da UFRGS. Essas foram bi-apoiadas, formando uma estrutura isostática, e sujeitas a um carregamento vertical simétrico com duas cargas concentradas iguais equidistantes entre si de 95 cm e das extremidades de 102,5 cm. A aplicação da carga foi realizada por meio de um cilindro de carga, cujo efeito foi transmitido aos dois pontos de contato com a viga através de um trilho metálico simplesmente apoiado sobre dois cilindros idênticos de mesmo material.

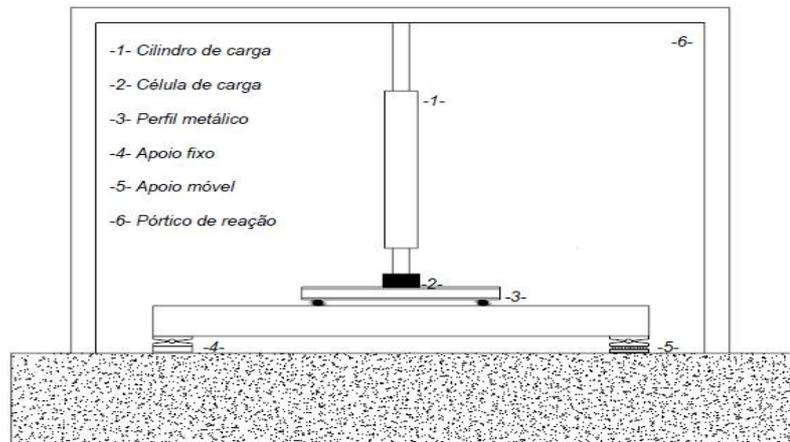


Figura 3.13 – Pórtico de reação para ensaio de vigas (GARCEZ, 2007)

A carga foi aplicada mecanicamente por controle computacional, utilizando-se o *software Station Manager* da *MTS*, com velocidade constante programada de 1 mm/min até a ruptura das vigas. Por meio desse sistema, foram registradas as evoluções das cargas aplicadas ao longo do tempo. Também, através de um *Linear Variable Differential Transformer (LVDT)* localizado no centro do vão e de dois relógios comparadores para até 50 mm, com precisão de 0,01 mm, posicionados um no centro do vão e o outro sob um dos pontos de carregamento, registraram-se os deslocamentos verticais das vigas a cada 20 kN e no momento da ruptura.

3.3 EXECUÇÃO DAS ETAPAS DO PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

O programa experimental desta dissertação teve de ser executado em três laboratórios distintos. A concretagem das vigas foi realizada na Premold, a execução dos reforços no LEME e os ensaios experimentais no LAMEF. Neste cenário, as etapas de execução dos experimentos seguiram conforme o quadro da Figura 3.14.

Etapa	Elemento	Data	Idade (dias) após	
			Concretagem	Reforço
Concretagem das vigas e moldagem dos CPs	VTP1, VTS1, VRR1, VRA1, VRE1, CP1, CP2, CP3, CP4, CP5 e CP6	21/03	1	-
	VTP2, VTS2, VRR2, VRA2, VRE2, CP7, CP8, CP9, CP10, CP11 e CP12	22/03		

Figura 3.14 – Quadro resumo das etapas do planejamento experimental (continua)

Etapa	Elemento	Data	Idade (dias) após	
			Concretagem	Reforço
Preparação das vigas reforçadas	VRR1 e VRA1	03/04	14	-
	VRR2 e VRA2	04/04		
Aplicação dos reforços estruturais e moldagem dos CPAs	VRR2 e VRE2	25/04	35	1
	VRR1 e VRE1		36	
	VRR2, VRA2, CPA1, CPA2, CPA3, CPA7, CPA8 e CPA9	26/04		
	VRR1, VRA1, CPA4, CPA5, CPA6, CPA10, CPA11 e CPA12			
Instrumentação e preparação dos ensaios das vigas	VTP1	19/06	90	55
	VTS1	21/06	92	57
	VRR1	26/06	97	62
	VRE2	27/06		63
	VRE1	28/06	99	64
	VTP2	02/07	103	68
	VTS2	03/07	104	69
	VRR2 e VRA1	04/07	105	70
	VRA2	05/07	106	71
Ruptura das vigas, dos CPs e CPAs	VTP1	19/06	90	55
	VTS1	21/06	92	57
	VRR1	26/06	97	62
	VRE2	27/06		63
	VRE1	28/06	99	64
	VTP2 e VTS2	03/07	104	69
	VRR2	04/07	105	70
	VRA1, VRA2, CP1, CP2, CP3, CP4, CP5, CP6, CP7, CP8, CP9, CP10, CP11, CP12, CPA1, CPA2, CPA3, CPA4, CPA5, CPA6, CPA7, CPA8, CPA9, CPA10, CPA11 e CPA12	05/07	106	71

Figura 3.14 – Quadro resumo das etapas do planejamento experimental (conclusão)

A seguir são apresentadas as três primeiras etapas do planejamento experimental, ou seja, concretagem das vigas e moldagem dos CPs, preparação das vigas reforçadas e aplicação dos reforços estruturais e moldagem dos CPAs. Ressalta-se que as duas últimas das cinco listadas no quadro da figura anterior são abordadas no próximo capítulo, pois também se tratam a instrumentação, a preparação dos ensaios e a ruptura das vigas, dos CPs e CPAs seguidas das apresentação e análise dos seus resultados.

3.3.1 Concretagem das Vigas e Moldagem dos CPs

Foram concretadas, pela empresa Premold, cinco vigas de concreto armado por dia em dois dias, cujas nomenclaturas eram, respectivamente, as VTP-1, VTS-1, VTS-2, VTS-3 e VTS-4 e as VTP-2, VTS-5, VTS-6, VTS-7 e VTS-8. Para executar as vigas, construiu-se um extenso molde, conforme Figura 3.15, formado por perfis de aço ligados entre si de, aproximadamente, 1.600 cm, 35 cm e 75 cm, respectivamente, de comprimento, largura e altura total externas. Assim foi possível dividi-lo em cinco volumes de dimensões 300 cm, 15 cm e 30 cm, respectivamente, de comprimento, largura e altura, cada um destinado para a concretagem de uma das cinco executadas por dia.



Figura 3.15 – Extenso molde formado por perfis de aço dividido em cinco volumes para concretagem das vigas pré-moldadas

Depois foram montadas as armaduras da viga testemunho de projeto VTP-1, igualmente às da VTP-2 concretada no dia posterior, sendo duas armaduras longitudinais de compressão de 6,3 mm de diâmetro, além das duas armaduras longitudinais de tração de 12,5 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 15 cm e 42 estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 7 cm, medidos de eixo a eixo de estribos consecutivos. A Figura 3.16 apresenta essa disposição das armaduras dessas duas vigas testemunhos de projeto, sendo que todas as suas armaduras longitudinais de compressão e de tração, totalizando quatro barras, tinham 294 cm de comprimento sem os ganchos.



Figura 3.16 – Disposição das armaduras das VTP-1 e VTP-2

Também foram montadas as armaduras das vigas testemunhos sub-dimensionadas VTS-1, VTS-2, VTS-3 e VTS-4, igualmente às das VTS-5, VTS-6, VTS-7 e VTS-8 concretadas no dia posterior, sendo duas armaduras longitudinais de compressão de 6,3 mm de diâmetro, além das três armaduras longitudinais de tração, sendo duas de 10 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 12 cm e uma intermediária de 8 mm de diâmetro com dois ganchos cada de 10 cm e 42 estribos de 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 7 cm, medidos de eixo a eixo de estribos consecutivos. A Figura 3.17 apresenta essa disposição das armaduras dessas oito vigas testemunhos sub-dimensionadas, sendo que todas as armaduras longitudinais de compressão e de tração, totalizando cinco barras, tinham 294 cm de comprimento sem os ganchos.



Figura 3.17 – Disposição das armaduras das VTS-1, VTS-2, VTS-3, VTS-4, VTS-5, VTS-6, VTS-7 e VTS-8

Para garantir esse cobertura de 3 cm das seis faces de cada viga, foram acrescentados espaçadores de cor verde, como puderam ser observados também nas duas figuras anteriores, fixados nos estribos e nas armaduras longitudinais, formando um conjunto por cada viga. Esses cinco conjuntos foram identificados com um papel preso a um arame trançado em um estribo de cada viga, conforme identificação da VTS-1 na Figura 3.18, e tiveram dois ganchos metálicos trefilados presos às suas duas armaduras longitudinais de compressão de 6,3 mm para auxiliar o transporte das vigas de 3 m de comprimento e de, aproximadamente, 350 kg, segundo Figura 3.19.



Figura 3.18 – Identificação da VTS-1 em papel preso a um arame trançado

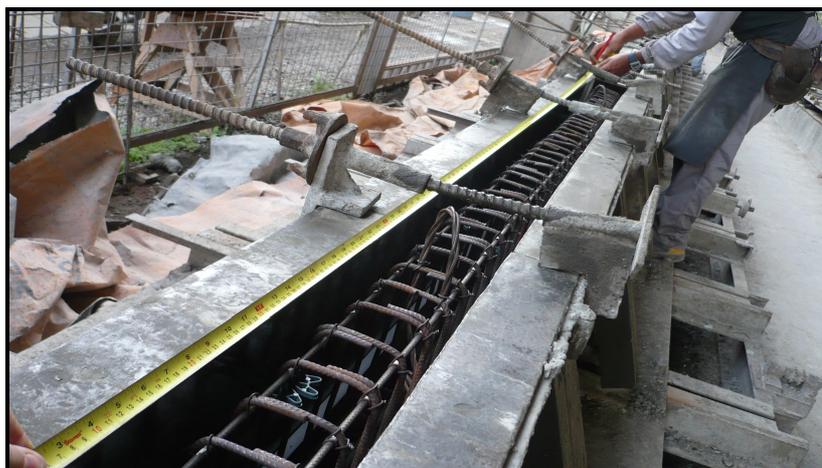


Figura 3.19 – Ganchos metálicos trefilados para transporte das vigas de 3 m de comprimento

Posteriormente os cinco conjuntos de armaduras foram inseridos no extenso molde, separados por cubos de madeira de, aproximadamente, 10 cm de largura, conforme Figura 3.20. Antes disso, nas cinco superfícies internas de cada volume foi passado o desmoldante Roldac com pincel, observado na Figura 3.21 pelo reflexo das armaduras em face interna desse molde.



Figura 3.20 – Cubos de madeira para separação entre vigas dentro do extenso molde



Figura 3.21 – Aspecto das superfícies internas dos moldes após aplicação de desmoldante

Após foi feita a conferência do posicionamento de cada conjunto, posicionados como observado na Figura 3.22, liberando-se a concretagem das vigas. Depois se misturou o concreto com as quantidades de materiais já informadas antes, obtendo-se abatimentos de tronco de cone de 150 mm, conforme Figura 3.23, e 160 mm, respectivamente, nos primeiro e segundo dias de concretagens das vigas, ultrapassando o limite superior solicitado de 130 mm.



Figura 3.22 – Conferência do posicionamento de cada conjunto de armaduras para liberação de concretagem das vigas



Figura 3.23 – Resultado de ensaio de abatimento de tronco de cone do concreto das vigas moldadas no primeiro dia

Antes das concretagens, ainda se moldaram oito CPs, conforme apresentado na Figura 3.24, devidamente identificados com um papel colado em sua face superior com informações como hora, data e número da amostra, por dia, sendo dois e seis para controle, respectivamente, da Premold e do LEME, segundo a Figura 3.25. Esses seis, cujas nomenclaturas criadas pela fornecedora foram CP-1, CP-2, CP-3, CP-4, CP-5 e CP-6, referentes aos do primeiro dia de concretagens, e CP-7, CP-8, CP-9, CP-10, CP-11 e CP-12, referentes aos do segundo dia de concretagens, e todas as dez vigas, ou seja, duas VTP e oito VTS, foram desmoldados no dia posterior, respectivamente, 22/03/2013 e 23/03/2013, e descarregadas no laboratório em 28/03/2013 após uma semana de cura natural.



Figura 3.24 – Moldagem dos oito CPs do primeiro dia de concretagem das vigas



Figura 3.25 – Identificação dos CPs conforme nomenclatura da empresa

Após a moldagem dos oito CPs por cada um dos dois dias, despejou-se o concreto por uma caçamba para grandes volumes, consoante mostrado na Figura 3.26. Este era operado manualmente por controle manipulado por profissional da Premold especializado, fazendo-o deslizar a cerca de 75 cm de altura paralelamente sobre o molde com a base parcialmente aberta a fim de se controlar a vazão da concretagem e de se evitar desperdício, enquanto alguns funcionários inseriam um vibrador elétrico, de diâmetro, aproximadamente, de 4 cm, ligado no interior das fôrmas para adensarem o concreto, segundo a Figura 3.27. Assim, através de uma betonada, todas as cinco vigas foram concretadas no primeiro e no segundo dias. Ao final, passou-se desempenadeira, segundo mostrado na Figura 3.28, para nivelar a superfície exposta das vigas, a qual ficou com o aspecto apresentado na Figura 3.29.



Figura 3.26 – Concretagem das vigas no segundo dia



Figura 3.27 – Adensamento do concreto com vibrador elétrico

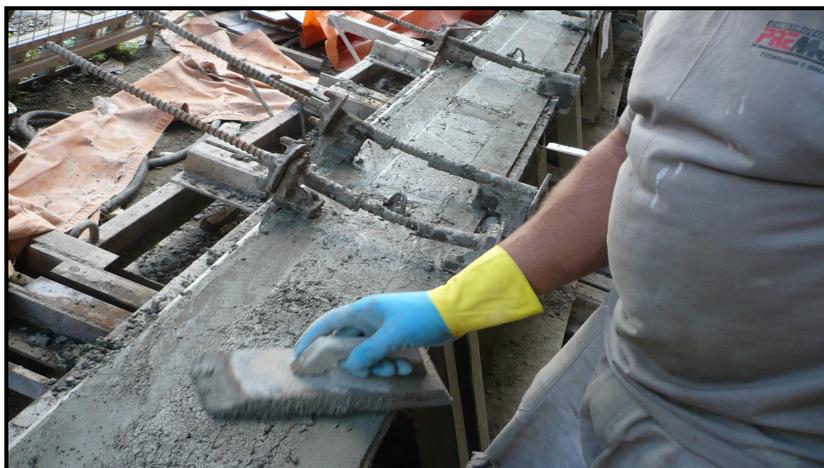


Figura 3.28 – Nivelamento da superfície exposta das vigas



Figura 3.29 – Aspecto final da superfície exposta das vigas

3.3.2 Preparação das Vigas Reforçadas

Após 14 dias das concretagens das duas vigas VRR1 e VRA1, em um dia, e das outras duas vigas VRR2 e VRA2, no dia seguinte, foi realizada a preparação das suas superfícies. Nesses dois dias, esses quatro elementos estruturais tiveram executados dois entalhes nas duas faces laterais das vigas, de modo que o procedimento a seguir descrito foi executado duas vezes por viga, ou seja, quatro vezes por dia. Inicialmente, preparou-se o espaço do LEME para se movimentarem as vigas e posicioná-las adequadamente a fim de se realizar a sua preparação para a posterior execução dos reforços estruturais. Assim se moveu a VRR1, com auxílio do pórtico-guindaste rolante REZBA do LEME, conforme Figura 3.30, e levou-a, carregada por uma empilhadeira, para ser apoiada com uma face lateral para cima sobre dois cavaletes metálicos, segundo a Figura 3.31.



Figura 3.30 – Viga VRR1 movida por pórtico-guindaste rolante

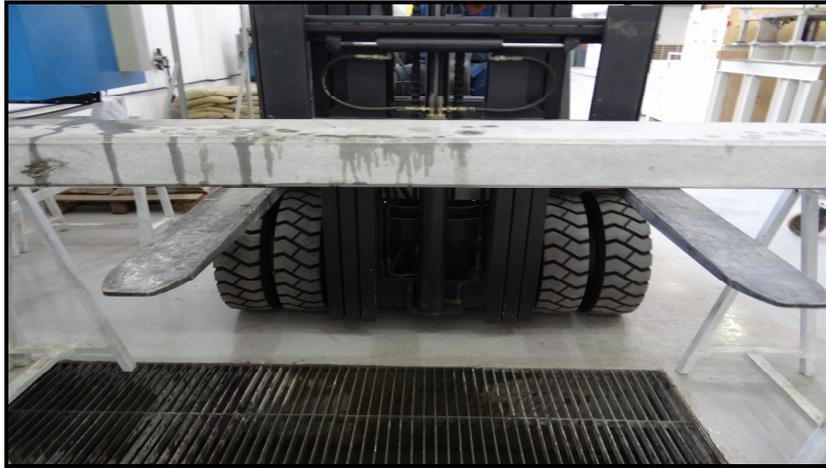


Figura 3.31 – Apoio da viga VRR1 carregada por empilhadeira

A seguir, marcaram-se os pontos inicial e final de um entalhe de uma das duas vigas, uma após a outra, respectivamente, VRR1 e VRA1, utilizando-se giz de cera vermelho e régua metálica. Esses pontos foram medidos a 2 cm da base, como apresentado na Figura 3.32, e a 20 cm das faces de suas extremidades, sendo, posteriormente, indicados mais pontos intermediários para se poder traçar uma linha reta de 260 cm na viga, correspondente ao comprimento de ranhura, para se inserir um laminado de PRFC de 250 cm de comprimento.

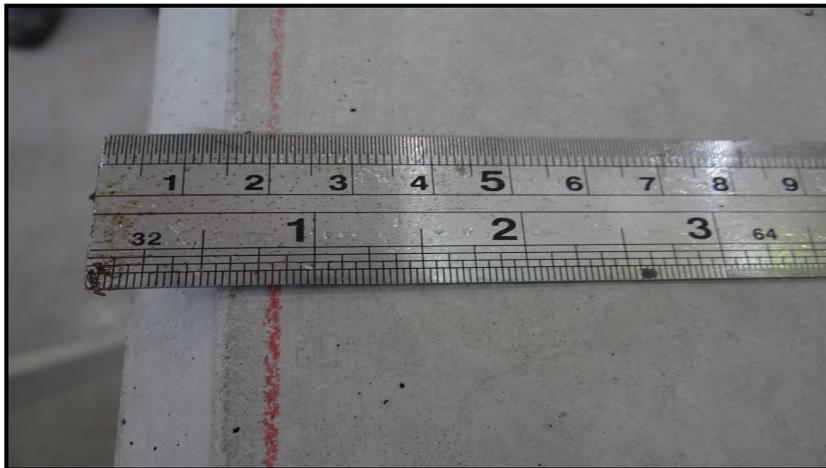


Figura 3.32 – Distância de 2 cm medida da base da viga marcada sobre uma face lateral da VRR1

Após preparou-se a máquina de corte da Bosch equipada com disco diamantado segmentado para concreto da Norton, conforme Figura 3.33. Suas dimensões eram 110 mm de diâmetro externo, 20 mm de diâmetro interno e 1,2 mm de espessura, compatível com esse aparelho.



Figura 3.33 – Máquina de corte equipada com disco diamantado

A seguir se ajustou o equipamento para poder perfurar a viga em 3 cm de profundidade ao longo dos 260 cm de comprimento. Para isso, era necessário molhar continuamente a máquina ao utilizar o equipamento a fim de a deslizar sobre as vigas com menos atrito, reduzindo o desgaste do disco, de modo que as vigas foram apoiadas sobre os cavaletes próximas a uma torneira, para a conectar a uma mangueira transparente de diâmetro inferior a 1 cm.

Depois se fixou uma chapa metálica em dois pontos sobre a VRA1 alinhada à linha traçada. Ligaram-se a máquina e a água pressionando a máquina verticalmente contra a superfície da viga, penetrando-a até a sua base retangular apoiar sobre ela, de forma a atingir a máxima profundidade de 3 cm. Depois deslocou-se o equipamento apoiado sobre o calço metálico em linha reta e paralelo à face inferior da viga, mantendo sua espessura constante, em direção a outra extremidade continuamente sem desligar o equipamento, segundo a Figura 3.34.



Figura 3.34 – Corte de uma ranhura em uma face da VRA1

Ao término de cada ranhura executada nas vigas em cada dia, todas com as mesmas dimensões informadas no início deste item, sendo duas por elemento estrutural, ou melhor, em cada uma das VRR1 e VRA1, as quais foram cortadas em, aproximadamente, 3 min, verificaram-se, em diversos pontos, com auxílio de uma régua, as profundidade e espessura médias, respectivamente, de 3 cm, segundo observado na Figura 3.35, e de cerca de 3 mm, conforme Figura 3.36. Também se conferiu a distância de 20 cm das faces de suas duas extremidades, a partir da qual todos os entalhes foram realizados, como se confirmou pela Figura 3.37.



Figura 3.35 – Profundidade média de 3 cm de ranhura da VRA1

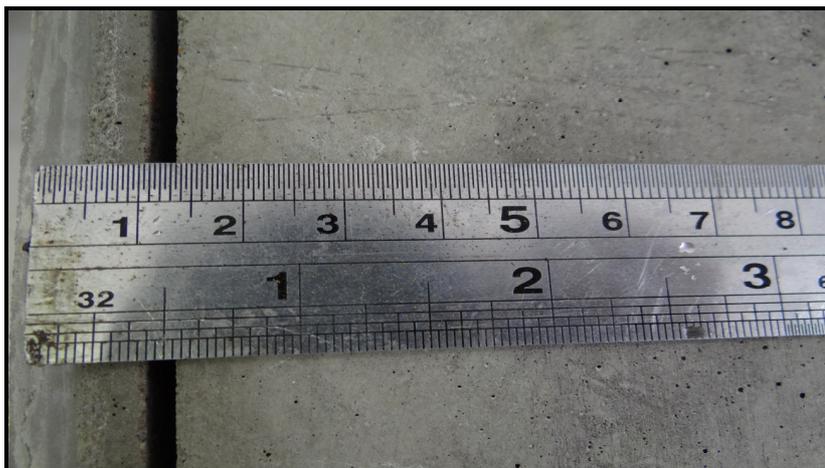


Figura 3.36 – Espessura média de 3 mm de ranhura da VRA1



Figura 3.37 – Distância de 20 cm de início da ranhura medida da face de extremidade da VRA1

Por fim, com outra mangueira, esta laranja, lavaram-se abundantemente o interior do entalhe e a superfície da viga, como registrado na Figura 3.38, para remoção de todas as partículas de concreto originadas do corte, de modo a não prejudicar o posterior procedimento de reforço estrutural. Depois se utilizou outra, porém preta de ar comprimido, para remover o excesso de água de sua superfície, consoante Figura 3.39, carregando-a para o lugar destinado com o pórtico-guindaste rolante, cuja capacidade de carga é de 20 t, para seu armazenamento e sua secagem natural, para que a outra viga fosse posicionada sobre os cavaletes para receber o mesmo procedimento de corte descrito acima.



Figura 3.38 – Lavagem com mangueira de água das partículas de concreto do interior do entalhe e da superfície da viga devido ao corte



Figura 3.39 – Remoção com mangueira de ar comprimido do excesso de água da superfície da viga devido à lavagem

Após a execução da primeira ranhura de cada uma das duas vigas, sendo que cada par foi cortado em cada um dos dois dias, as mesmas foram movidas com auxílio do pórtico-guindaste rolante do LEME, virando-as com a face lateral oposta para cima. Desse modo, o mesmo procedimento foi executado novamente desse outro lado, completando-se a preparação dessas vigas para posterior aplicação dos reforços estruturais à flexão com laminados de PRFC. Além disso, como esse procedimento gerou desgaste físico, devido à vibração do equipamento, dois operadores revezaram os cortes nas vigas.

3.3.3 Aplicação dos Reforços Estruturais e Moldagem dos CPAs

No dia anterior ao início da execução dos reforços estruturais à flexão, foram posicionadas as seis vigas a serem reforçadas no espaço disponível no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME). Conforme a Figura 3.40, essas vigas ficaram apoiadas aos pares. Dessa forma, as VRE2 e VRE1, respectivamente, acima e abaixo da fotografia, ficaram cada com sua face inferior voltada para cima sobre dois blocos de concreto vazados, as VRR1 e VRA1, respectivamente, acima e abaixo da fotografia, com uma de suas faces laterais voltadas para cima sobre dois cavaletes metálicos pretos, e as VRA2 e VRR2, respectivamente, acima e abaixo da fotografia, também com uma de suas faces laterais voltadas para cima sobre dois cavaletes metálicos brancos.



Figura 3.40 – Posicionamento das vigas VRE2 e VRE1, à esquerda, VRR1 e VRA1, ao centro, e VRA2 e VRR2, à direita

A seguir, os três sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC analisados nesta dissertação são descritos detalhadamente. Lembra-se que foi executado cada sistema em duas vigas de concreto armado, sendo que foram necessários apenas dois dias de trabalho.

3.3.3.1 Colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC

Após 35 e 36 dias, respectivamente, das concretagens das duas vigas VRE1 e VRE2, foi realizada a colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC em sua face inferior. Inicialmente marcou-se, com lápis e régua metálica, a área de largura e comprimento, respectivamente, de 5 cm e 250 cm, sobre cada face inferior, ou seja, traçaram-se duas linhas paralelas a 5 cm das faces superior e inferior, conforme Figura 3.41, e mais duas unindo-as a 25 cm das faces de extremidade, segundo a Figura 3.42.

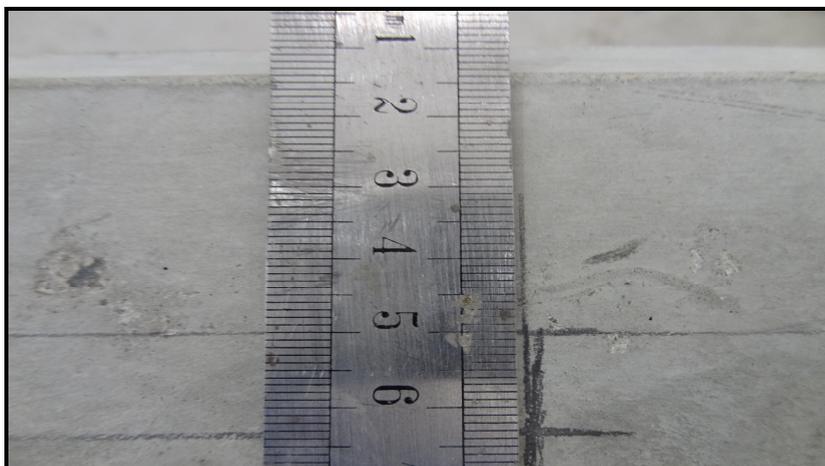


Figura 3.41 – Distância de 5 cm das faces superior e inferior



Figura 3.42 – Distância de 25 cm das faces de extremidade

Após essa área ser demarcada em cada viga, removeu-se a nata de concreto da face inferior das duas vigas com politriz apropriada, cujo disco diamantado tinha diâmetro de 10 cm, seguindo-se esse procedimento, em sequência, nas VRE1, consoante Figura 3.43, e VRE2. Em seguida, ocorreu a limpeza dessas superfícies através da utilização de trincha seca seguida de mangueira de ar comprimido, segundo Figura 3.44, para não permanecerem resíduos e pulverulências geradas pelo procedimento de preparação da superfície que possam interferir na aderência da camada de resina epóxi saturante S&P Resin 55 ao substrato de concreto. Dessa forma, a aparência rugosa obtida pela exposição dos agregados graúdos e de sua porosidade ficou evidente, como se pode observar na fotografia da Figura 3.45 feita a, aproximadamente, 10 cm da superfície acabada da VRE2.



Figura 3.43 – Remoção da nata de concreto da face inferior da VRE1 com politriz



Figura 3.44 – Limpeza da superfície da VRE2 através da utilização de mangueira de ar comprimido



Figura 3.45 – Superfície acabada da VRE2

Em seguida, procedeu-se a marcação, com lápis e régua metálica, de duas linhas paralelas a 6,4 cm das faces superior e inferior, conforme Figura 3.46, e mais duas unindo-as a 25 cm das faces de extremidade, segundo a Figura 3.47. Dessa forma, considerando-se espaçamento entre tiras de laminados de PRFC de 0,2 cm, obteve-se uma área real a ser reforçada de largura e comprimento, respectivamente, de 2,2 cm e 250 cm, totalizando 550 cm² ou 0,055 m². Com base neste valor e no consumo médio de 650 g/m² de resina epóxi, determinou-se sua quantidade de 35,75 g para a primeira camada a ser aplicada sobre o substrato de concreto, porém julgou-se adequado aumentar em 20 % esse valor, considerado um percentual padrão para perdas desse material em qualquer procedimento no LEME, de modo que o novo valor foi 42,8 g.



Figura 3.46 – Distância de 6,4 cm das faces superior e inferior para marcação da área real reforçada



Figura 3.47 – Distância de 25 cm das faces de extremidade para marcação da área real reforçada

Posteriormente, após a marcação da área definitiva a ser reforçada, seguiu-se a medição das quantidades de componentes A e B, respectivamente, na proporção em peso de 3:1. Devido a isso e ao total de 42,8 g para a mistura total de resina epóxi saturante, determinaram-se as quantidades de 32,1 g para o A, medido primeiro em balança com duas bases para medição, sendo utilizada para essa finalidade a de precisão de uma casa decimal da empresa Marte, conforme Figura 3.48, e de 10,7 g para o B sobre essa, após tarar o equipamento, segundo a Figura 3.49. Em cerca de 4 min, os dois componentes dessa resina epóxi saturante foram misturados com um pedaço de madeira em um recipiente plástico e translúcido, ou seja, no mesmo usado para as medições das quantidades dos dois componentes, formando uma substância homogênea de aparência viscosa e de coloração leitosa quase transparente, como apresentado na Figura 3.50.



Figura 3.48 – Quantidade do componente A da resina epóxi medido na balança Marte com precisão de uma casa decimal



Figura 3.49 – Quantidade do componente B da resina epóxi



Figura 3.50 – Mistura homogênea dos componentes A e B da resina epóxi

Posteriormente se aplicou com pincel seco a primeira camada de resina na VRE1 em, aproximadamente, 5 min, sendo que o recomendado é um tempo máximo de aplicação de, no máximo, 30 min para temperatura ambiente. Como houve excesso de resina, o restante foi aplicado na VRE2 em uma extensão aproximada de 125 cm.

No intuito de se reduzir a quantidade de misturas, evitando variabilidade na composição da resina epóxi saturante, determinou-se a quantidade total restante de resina necessária para completar o procedimento de reforço estrutural das duas vigas, ou seja, as quantidades para se completar a primeira camada da VRE2 e para se aplicar a segunda camada sobre o laminado de PRFC nas duas vigas. Dessa forma, como foi utilizado dois terços do valor inicial calculado para a primeira camada, que resultou em 28,6 g, foi misturada uma nova quantidade de 71,5 g, ou seja, 53,62 g de componente A e 17,88 g de componente B, o que totalizou uma quantidade de resina epóxi de 57,2 g para cada viga reforçada com colagem externa de uma camada de dois laminados de PRFC.

Após cerca de 15 min, a segunda mistura acima já estava preparada e foi aplicada na metade da área da VRE2, sendo que, durante esse tempo, a penetração nos poros do concreto da resina da primeira camada da VRE1 foi suficiente para aumentar levemente a sua resistência e garantir a planicidade da superfície, ficando pronta para a sequência do procedimento. Em seguida, passou-se algodão com éter nos laminados para removerem todas as impurezas sobre suas superfícies, evitando prejuízos de aderência, colaram-se as duas tiras de laminados de PRFC juntas e paralelas sobre a camada de resina longitudinalmente às VRE1 e VRE2 no centro da face inferior, ou seja, a 6,4 cm das faces frontais e a 25 cm das faces laterais, conforme informado anteriormente, pressionando-as com um rolo curto adequado de diâmetro de 1,5 cm.

Por fim, utilizando-se o restante da resina armazenada no recipiente plástico, procedeu-se a aplicação da segunda camada nas VRE1 e VRE2, nessa ordem, sobre os laminados de PRFC, formando o compósito. Para proteger a face inferior das vigas, a qual estava voltada para cima para facilitar o procedimento de reforço estrutural, foi estendido, após 10 min, um plástico longitudinalmente sobre a área reforçada para, sobre ele, ser posto um perfil plástico com três cilindros sobre como pesos para manter o compósito pressionado para não ocorrer movimentação dos dois laminados de PRFC devido a sua leve curvatura proveniente do modo como fora fornecido, ou seja, em rolo de 50 m, mantendo-os completamente paralelos.

3.3.3.2 Inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi

Após 35 e 36 dias, respectivamente, das concretagens das duas vigas VRR2 e VRR1, foi realizada a aplicação de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi, um em uma ranhura de cada viga. No dia seguinte, após 36 e 37 dias, respectivamente, das concretagens das duas vigas VRR2 e VRR1, foram aplicados outros dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com resina epóxi, um em uma ranhura de cada viga.

Após a preparação das superfícies laterais das duas vigas descrita na etapa anterior do procedimento experimental, definiu-se a forma de aplicação do reforço estrutural. Como a resina epóxi saturante era fluida, decidiu-se que, primeiro, seria despejada a resina no entalhe até a metade, depois seria imerso até o fundo a tira de laminado de PRFC e completada a ranhura com mais resina.

Para prever a quantidade de resina por ranhura, considerando-se que só se sabia o consumo médio de 650 g/m^2 , arbitrou-se que seria necessário preencher duas áreas de 3 cm de profundidade e 260 cm de comprimento, totalizando 1.560 cm^2 ou $0,156 \text{ m}^2$. Dessa forma, considerando-se os habituais 20 % de perdas, esse valor de 101,4 g de mistura determinado aumentou para 121,68 g, sendo 91,26 de componente A e 30,42 de componente B.

Após expulsar com ar comprimido as impurezas de dentro dos entalhes da viga VRR1 posicionada de lado, ou seja, com sua face lateral voltada para cima, despejou-se toda a mistura de resina epóxi definida acima com auxílio de uma espátula para evitar o desperdício de material, uma vez que a espessura era de 0,3 cm, no interior da ranhura em cerca de 5 min, esperando-se 5 min para preencher os poros do concreto. Em seguida inseriu-se o laminado paralelamente à face inferior da viga, devidamente limpo conforme descrito no item anterior, afundando-o totalmente na resina epóxi até o fundo do entalhe. Dessa forma, analisou-se o volume preenchido e concluiu-se que aquela quantidade correspondia a quatro sétimos do volume interior da ranhura.

Para efetuar apenas mais uma mistura de resina, garantindo-se o mínimo de variabilidade do material, preparou-se um recipiente com a quantidade de resina epóxi necessária para preencher o resto dessa ranhura da VRR1 e toda a da VRR2 até o fim do primeiro dia, ou seja, 25/04/2013. Dividiu-se a quantidade da mistura anterior por quatro e multiplicou-se por dez,

obtendo-se uma segunda mistura de 304,2 g, ou seja, 228,15 g de componente A e 76,05 g de componente B, cujo tempo de mistura ultrapassou um pouco os seis minutos, devido a maior quantidade produzida, totalizando 212,94 g de resina epóxi para preencher um entalhe e 425,88 g de resina para uma viga, ou seja, quase oito vezes mais que a utilizada no procedimento de reforço estrutural anterior.

Por fim, preencheu-se até a metade do entalhe da VRR2 e inseriu-se o laminado de PRFC. O que restou de resina epóxi saturante no recipiente foi utilizado para completar a ranhura da VRR1 e, posteriormente, da VRR2, formando o compósito. Dessa forma, comparando-se os dois procedimentos de reforço estrutural com utilização de resina epóxi, constatou-se que este demorou mais tempo de execução, sem se considerar o de preparação das vigas descrita na etapa anterior do planejamento experimental.

Já que o fabricante da resina epóxi saturante S&P Resin 55 recomenda que esse material fica livre ao toque em 6 h, esperou-se o dia seguinte para virar as duas vigas. Desse modo, garantiu-se que a resina não escorreria enquanto se estivesse executando o mesmo procedimento na manhã do outro dia, ou seja, 26/04/2013.

3.3.3.3 Inserção de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com argamassa com sílica ativa

Após 36 e 37 dias, respectivamente, das concretagens das duas vigas VRA2 e VRA1, foi realizada a aplicação de dois laminados de PRFC em entalhes longitudinais preenchidos com argamassa com sílica ativa, um em uma ranhura de cada viga.

Após a preparação das superfícies laterais das duas vigas descrita na etapa anterior do procedimento experimental, definiu-se a forma de aplicação do reforço estrutural. Como a argamassa com sílica ativa tem pouca trabalhabilidade, devido à limitação do agregado miúdo ter diâmetro máximo inferior a 0,8 mm, de modo que se utilizou areia fina passante na peneira de 0,6 mm, e conforme trabalhos em que foi utilizada com areia média realizados no LEME, decidiu-se acrescentar até 1 % de aditivo superplastificante em sua composição. Essa dificuldade já era previsível, uma vez que a espessura das ranhuras foi de apenas 0,3 cm. Dessa forma, optou-se por modificar o procedimento descrito no item anterior, definindo-se que o laminado de PRFC seria inserido antes no entalhe, para depois ser preenchido com argamassa com sílica ativa.

Antes de se iniciar o reforço estrutural, foram separados todos os materiais envolvidos na dosagem da argamassa com sílica ativa. Baseado em trabalhos desenvolvidos no LEME com esses materiais, utilizou-se uma massa específica para a argamassa com sílica ativa de $2,2 \text{ g/cm}^3$. Com base nesse valor e nos volumes de duas ranhuras por viga e de seis CPAs, determinaram-se as quantidades para cada uma das duas argamassadas previstas.

Considerando-se que o volume de cada ranhura é a soma da metade da circunferência de 11 cm de diâmetro do disco diamantado utilizado para cortar as vigas com a área do retângulo formado pela profundidade da ranhura e o comprimento do laminado multiplicados pela espessura da ranhura, respectivamente, 225 cm^3 e $47,50 \text{ cm}^3$, subtraindo-se o volume do laminado de PRFC de 35 cm^3 , tem-se, arredondando-se, 230 cm^3 de espaço interno. Dessa forma, conseqüentemente, é necessário, por viga, o dobro desse valor de argamassa com sílica ativa, ou seja, 460 cm^3 .

Após isso determinou-se a quantidade total de materiais necessária para preencher esse volume calculado logo acima, multiplicando-se pela massa específica arbitrada, resultando em 506 g de argamassa com sílica ativa. Como o traço fixo em massa era 1:0,1:3:0,5 (cimento:sílica ativa:areia fina:água), o valor obtido para o cimento foi, após dividir por 4,6, 220 g, do qual se pôde definir os para a sílica ativa, areia fina e água de, respectivamente, 22 g, 660 g e 110 g. Porém foi acrescentado uma quantidade de 20 % para perdas, de modo que os novos valores para cimento, sílica ativa, areia fina e água foram, respectivamente, 264 g, 26,4 g, 792 g e 132 g.

Após se determinou que seriam moldados seis corpos de prova de argamassa com sílica ativa (CPAs) por argamassada, de modo que o volume de um, cujos diâmetro e altura são, respectivamente, 5 cm e 10 cm, é $196,25 \text{ cm}^3$. Dessa forma, seis CPAs somam $1.177,5 \text{ cm}^3$. Multiplicando-se por 2,2 e dividindo-se por 4,6 e acrescentando-se os 20 % de perdas, obteve-se 675,78 g de cimento, de forma que as quantidades de sílica ativa, areia fina e água foram, respectivamente, 67,58 g, 2.027,34 g e 337,92 g.

Por fim, somaram-se os valores determinados de materiais para preencher as duas ranhuras das vigas e os para confeccionar os seis CPAs. Dessa forma, os valores obtidos para os quatro constituintes foram 939,78 g de cimento, 93,98 g de sílica ativa, 2.819,34 g de areia fina e 469,92 g de água.

Quanto ao procedimento de reforço estrutural, limpou-se a ranhura da VRA2 com jato de ar comprimido e o laminado de PRFC com algodão com éter para não haver pulverulências a prejudicarem a aderência do concreto e do laminado de PRFC à argamassa. Esta, por ser uma pequena quantidade por argamassada, foi misturada em uma argamassadeira para pouco volume, sendo que, inicialmente, os materiais foram misturados à mão com espátula, sendo que a ordem de despejo no recipiente foi areia fina, cimento, pouco de água, sílica ativa, pouco aditivo, resto de água e mais aditivo até o aspecto ser homogêneo sem exsudar.

Ao final da primeira argamassada, verificou-se que foi utilizado 8 g de aditivo superplastificante de um copo com 33 g. Dessa forma, dividindo-se pela quantidade de cimento de uma argamassada, determinou-se que foi utilizado 0,85 % de aditivo superplastificante, de modo que o traço teve uma proporção de 1:0,0085 (cimento:aditivo superplastificante).

Em seguida, moldaram-se três CPAs (CPA1, CPA2 e CPA3) antes de preencher uma ranhura de cada viga reforçada, iniciando-se sempre pela VRA2, conforme recomendações da NBR 5739:2007 (ABNT, 2007). Em virtude da dificuldade de se manusear a argamassa produzida, foram necessárias três pessoas para preencher cada ranhura ao mesmo tempo, sendo que a segunda, ou seja, a primeira da VRA1, como já havia passado cerca de 12 min quando se terminou o preenchimento do entalhe da VRA2, foi mais difícil, uma vez que a argamassa perdeu trabalhabilidade devido ao manuseio e à evaporação da água durante o procedimento.

Em relação ao procedimento de preenchimento das ranhuras com argamassa com sílica ativa, destaca-se o cuidado que se teve para que se garantisse o total preenchimento do entalhe, já que o mesmo tinha 3 cm de profundidade. Para tanto, a cada 30 cm, aproximadamente, do comprimento da ranhura preenchida, apertava-se todo o trecho para afundar a argamassa até o fundo, voltando-se a preencher novamente o mesmo intervalo, repetindo-se esse procedimento até a argamassa não afundar mais naquele trecho.

Por fim, após o preenchimento do segundo entalhe com a primeira argamassa com sílica ativa, moldaram-se mais três CPAs (CPA7, CPA8 e CPA9). Pelo pouco que restou de material, mesmo tendo havido muitas perdas durante o procedimento de reforço estrutural, concluiu-se que as decisões iniciais foram adequadas, ao contrário dos dois reforços estruturais descritos anteriormente, em que as quantidades de resina epóxi saturante não foram bem dosadas, apesar de não ter interferido no desenvolvimento das técnicas.

Novamente misturaram-se as mesmas quantidades de constituintes, obtendo-se a segunda argamassa com sílica ativa, sendo que, imediatamente, moldaram-se mais três CPAs (CPA4, CPA5 e CPA6) antes de começar a preencher a terceira ranhura, ou seja, a segunda da VRR2, que já tinha sido virada em 20 min após a conclusão do preenchimento do seu primeiro entalhe. Isso só foi possível, pois se verificou com o toque que a argamassa já estava seca, de modo que não houve risco de desagregar por estar virada para baixo, o que no caso da resina epóxi, só pôde ser realizado no dia seguinte.

Finalmente, seguiu-se o mesmo procedimento acima descrito, de modo que se notou uma melhora no rendimento do preenchimento, constatada pelo menor tempo de execução do trabalho, sendo de cerca de 10 min. Com o restante da argamassa, moldaram-se os últimos CPAs (CPA10, CPA11 e CPA12), cujo adensamento foi realizado, em todos os quatro grupos de três CPAs, com mesa vibratória, cada com três ciclos de 2 s, aproximadamente, após preencher todo o molde até o topo uma vez, ou seja, com uma camada, ao contrário do recomendado para CPs de concreto, que deve ser feito em três camadas. O quadro da Figura 3.51 apresenta os CPAs produzidos por argamassada e por viga reforçada com argamassa.

Argamassada		Viga	
Primeira	Segunda	VRA1	VRA2
CPA1, CPA2, CPA3, CPA7, CPA8 e CPA9	CPA4, CPA5, CPA6, CPA10, CPA11 e CPA12	CPA7, CPA8, CPA9, CPA10, CPA11 e CPA12	CPA1, CPA2, CPA3, CPA4, CPA5 e CPA6

Figura 3.51 – Quadro dos CPAs produzidos por argamassada e por viga reforçada com argamassa

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados experimentais obtidos após ensaios estáticos de flexão de quatro pontos em pórtico adaptado de dez vigas de concreto armado em tamanho real localizado no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) em junho e julho de 2013. Após serão analisados, de forma comparativa, os resultados quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras dos sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC). Dessa forma, este se divide em:

- a) apresentação dos resultados;
- b) análise comparativa dos resultados.

4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para o ensaio das vigas, foi adaptado um pórtico com capacidade para cerca de 400 kN localizado no LAMEF. O carregamento a 1 mm/min das vigas foi controlado computacionalmente por dois sistemas, sendo o *Station Manager* da *MTS*, utilizado constantemente no laboratório, e outro denominado *Spyder8*, utilizado com frequência no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.

As medidas das cargas máximas, dos deslocamentos verticais no centro do vão e das aberturas de fissuras foram obtidas a cada 20 kN, aproximadamente, de carregamento das vigas ensaiadas. A ordem de ruptura das vigas foi definida, considerando-se os resultados esperados conforme os dimensionamentos prévios pelas NBR 6118:2007 (ABNT, 2007) e ACI 440.2R-08:2008 (ACI, 2008), da de menor valor para a de maior valor, quando possível, em razão do armazenamento inicial das vigas e da facilidade de transporte das mesmas, e, também, considerando-se as hipóteses desta dissertação. Dessa forma, conforme quadro do planejamento experimental do capítulo anterior, foram necessários oito dias para romper as dez vigas desta dissertação, sendo que a ordem de ruptura foi VTP1, VTS1, VRR1, VRE2, VRE1, VTP2, VTS2, VRR2, VRA1 e VRA2.

Os resultados a seguir são apresentados aos pares, considerando-se que foram ensaiadas duas vigas para cada um dos cinco tipos diferentes propostos no capítulo anterior. Além disso, os resultados das cargas de ruptura e das resistências à compressão obtidos através dos ensaios de compressão axial, utilizando-se prensa Shimadzu computadorizada com capacidade de 2.000 kN, dos doze corpos de prova de concreto (CPs) e dos doze corpos de prova de argamassa com sílica ativa (CPAs) serão apresentados ao final. Desse modo, este item também se dividiu em:

- a) VTP1 e VTP2;
- b) VTS1 e VTS2;
- c) VRE1 e VRE2;
- d) VRR1 e VRR2;
- e) VRA1 e VRA2;
- f) CPs e CPAs.

Cada um dos cinco primeiros itens listados acima tem seus resultados organizados segundo as três principais variáveis dependentes citadas anteriormente, as quais foram definidas nos objetivos secundários desta dissertação, acrescentadas de informações adicionais também coletadas para enriquecimento deste trabalho. Dessa forma, os valores serão apresentados na seguinte ordem:

- a) cargas máximas;
- b) deslocamentos verticais no centro do vão;
- c) deslocamentos verticais sob um ponto de carga;
- d) aberturas de fissuras.

As **cargas máximas** foram consideradas o maior valor registrado apenas pelo *Station Manager* após os ensaios das vigas serem parados, e as de escoamento, a média entre o mínimo e máximo valores observados, cuja variação desses extremos não ultrapassou 8 kN.

Isso ocorreu, pois houve problemas na configuração da célula de carga no *Spyder8* durante o ensaio de algumas vigas, por isso os resultados dos dois programas não foram comparados. Além disso, como serão observados em imagens posteriormente, os valores registrados no canto superior esquerdo de cada viga após sua ruptura não são precisos, não correspondendo, em alguns casos, aos maiores registrados durante o armazenamento dos dados pelo programa, pois os arquivos com esses resultados foram acessados nos dias seguintes, obtendo-se os valores máximos registrados, os quais foram apresentados nas tabelas deste capítulo.

Os **deslocamentos verticais no centro do vão** foram determinados através de um relógio comparador com capacidade de medições até 50 mm e de um *Linear Variable Differential Transformer (LVDT)* posicionados à frente de uma face lateral de cada viga apoiados sobre uma barra metálica fixada pela face inferior das vigas. Os valores registrados pelo primeiro foram lidos sempre pelo mesmo operador e anotados em uma tabela previamente impressa semelhante à contida posteriormente neste capítulo, os quais, que foram medidos após o início dos ensaios, foram determinados pela média entre os valores extremos marcados pelos ponteiros, que não variavam mais de 0,60 mm. Os resultados dos deslocamentos verticais obtidos pelo segundo foram registrados através do *Spyder8* em um *notebook*, porém os de menos da metade das vigas foram perdidos por falhas de armazenamento do programa ou dos operadores, de modo que não foram apresentados abaixo.

Os **deslocamentos verticais sob um ponto de carga**, ou seja, impostos pelo pórtico de ruptura, foram determinados através de um relógio comparador com capacidade de medições até 50 mm posicionado a frente de uma das duas faces laterais de cada viga apoiado sobre o topo do elemento de transferência de carga do trilho para a viga fixada em um dos quatro cilindros hidráulicos do pórtico de reação e pelo próprio pórtico de ruptura, com base em seu deslocamento vertical para aplicação do carregamento, cujos dados eram armazenados em computador do LAMEF por bolsista de iniciação científica através do *Station Manager*.

As **aberturas de fissuras** foram registradas com auxílio de fissurômetro em forma de régua, a cada 20 kN, quando o ensaio, realizado com velocidade de 1 mm/min, das vigas foi pausado, após se marcarem as fissuras com caneta colorida, nas cores azul, vermelha, preta e verde, respectivamente, para os primeiro, segundo, terceiro e quarto intervalos de 20 kN. Para as que ultrapassaram 80 kN, repetiu-se a mesma sequência de cores, sendo que se padronizou nomear as fissuras com letras em ordem alfabética e maiúsculas da esquerda para a direita.

4.1.1 VTP1 e VTP2

As VTP1 e VTP2 foram ensaiadas durante, respectivamente, 2h15min e 1h30min, após 66,2 mm e 40,5 mm de deslocamento vertical imposto pelo pórtico de ruptura. Suas rupturas ocorreram por escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento das mesmas, conforme as Figura 4.1 e Figura 4.2, respectivamente. Uma visão geral de cada uma das vigas rompidas, ao término do ensaio, pode ser observada através, respectivamente, das Figura 4.3 e Figura 4.4.



Figura 4.1 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VTP1

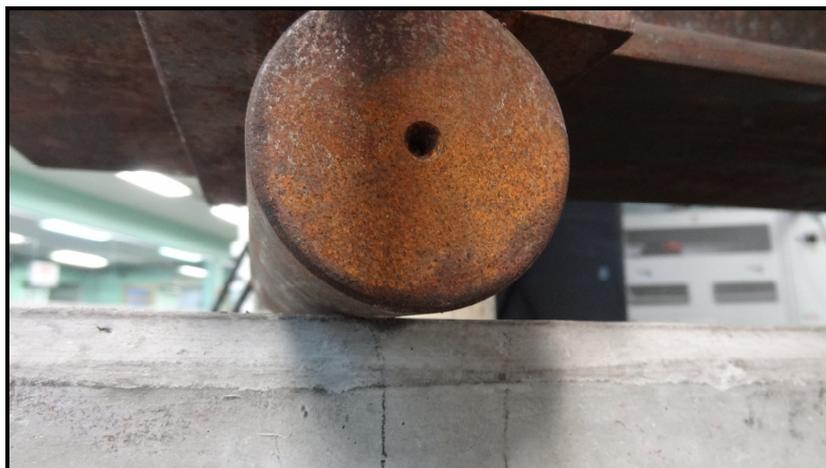


Figura 4.2 – Detalhe do concreto sob um dos pontos de carregamento da VTP2, onde o esmagamento ainda não é perceptível



Figura 4.3 – Visão geral da VTP1 após ruptura



Figura 4.4 – Visão geral da VTP2 após ruptura

As cargas máximas dessas duas vigas testemunhos de projeto apresentaram valores próximos, iguais a 73,74 kN e 76,22 kN, respectivamente, para as VTP1 e VTP2, porém diferentes da $P_{VTP} = 87,05$ kN, por concentração de tensões de compressão nos pontos de aplicação de carga. Esses resultados, a diferença de 2,48 kN entre os dois e a sua representação percentual (P) de 3,36 % a mais para a VTP2 foi apresentado na Tabela 4.1. Ressalta-se que o percentual indicando essa diferença é calculado considerando-se sempre o menor valor como base (100 %), sendo as colunas “Diferença” e “P” adiante interpretados segundo essas definições.

Tabela 4.1 – Cargas máximas das VTP1 e VTP2

Carga máxima			
VTP1 (kN)	VTP2 (kN)	Diferença (kN)	P (%)
73,74	76,22	2,48	3,36

Os deslocamentos verticais no centro do vão e sob um ponto de carga, como afirmado anteriormente, foram apresentados abaixo, segundo as medições obtidas por relógios comparadores. Ressalta-se que os valores obtidos começaram de um número próximo a 50 mm, representado na coluna “Relógio”, garantindo que o equipamento tivesse curso suficiente para as medições, e reduziram à medida que a carga aumentou, sendo que, para melhor compreensão das informações, foi criada a coluna “Real”, que representa o valor verdadeiro dos deslocamentos medidos, iniciando-se de zero, aumentando sucessivamente após cada intervalo de carregamento, obtido subtraindo-se as demais medições do valor inicial anotado a 0 kN. Também, nas próximas tabelas, os itens das colunas “Relógio” e “Real” devem ser interpretados adotando-se essas mesmas definições.

Destaca-se que a “P” diminui até a carga de 60 kN, sendo que, para 20 kN, esse valor é de 87,96 % e 63,48 %, respectivamente, quando se analisam as Tabela 4.2 dos deslocamentos verticais no centro do vão e Tabela 4.3 dos sob um ponto de carga. Além disso, para as cargas de escoamento das VTP1 e VTP2, respectivamente, de 68 kN e 69 kN, os valores foram próximos para os no centro do vão, variando 7,76 % a mais para a primeira, e quase idênticos para os sob um ponto de carga. Como os relógios comparadores delas foram retirados antes da ruptura, não se apresentaram os valores desses dois deslocamentos verticais, de modo que não se compararam, sendo que o último valor medido para a VTP2 foi de 36,78 mm, no vão central, e de 30,03 mm, sob um ponto de carga, ao se parar o carregamento próximo de 73 kN.

Tabela 4.2 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VTP1 e VTP2

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão					
	VTP1 (mm)		VTP2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	48,93	0,0	47,08	0,0	0,0	0,0
20	46,9	2,03	46,0	1,08	0,95	87,96
40	41,5	7,43	41,5	5,58	1,85	33,15
60	36,15	12,78	36,3	10,78	2,0	18,55
68	28,8	20,13	-	-	1,45	7,76
69	-	-	28,4	18,68		
73	-	-	10,3	36,78	-	-

Tabela 4.3 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VTP1 e VTP2

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VTP1 (mm)		VTP2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	46,38	0,0	44,2	0,0	0,0	0,0
20	44,5	1,88	43,05	1,15	0,73	63,48
40	39,9	6,48	38,8	5,4	1,08	20,0
60	35,4	10,98	35,1	9,1	1,88	20,66
68	29,5	16,88	-	-	0,02	0,12
69	-	-	27,3	16,9		
73	-	-	13,9	30,03	-	-

As aberturas de fissuras foram registradas conforme descrito anteriormente, sendo que suas tabelas completas estão incluídas no “APÊNDICE A” desta dissertação. Dessa forma, abaixo seguem as informações do total das aberturas de fissuras, excluindo-se os valores individuais por fissura das suas aberturas incluídos ao final do trabalho, da diferença entre esses valores das duas vigas testemunhos de projeto e da sua representação percentual para cada carga.

Salienta-se que, à medida que o carregamento evolui, a cada pausa do ensaio para identificarem-se as fissuras e realizarem-se as medições de suas aberturas, a “P” diminui, conforme Tabela 4.4. Pela comparação entre essas informações, observou-se que a maior diferença foi de 0,15 mm para a carga de 60 kN, equivalendo a 7,14 % a mais para a VTP1 do que foi medido para a VTP2, a qual teve um total de abertura de fissuras de 2,10 mm. Também constata-se que a maior “P” entre os cinco pares de vigas foi 200 %, à 20 kN. Como não foram medidas as aberturas de fissuras da VTP1 na carga máxima a 74 kN, não foi possível comparar com o valor de 9,35 mm obtido para 76 kN de carregamento da VTP2.

Tabela 4.4 – Total das aberturas de fissuras das VTP1 e VTP2

Resultado	Abertura de fissura							
	20 kN		40 kN		60 kN		68 kN	76 kN
	VTP1	VTP2	VTP1	VTP2	VTP1	VTP2	VTP1	VTP2
Total (mm)	0,15	0,05	0,95	0,8	2,25	2,1	4,75	9,35
Diferença (mm)	0,1		0,15		0,15		-	-
P (%)	200,0		18,75		7,14		-	-

4.1.2 VTS1 e VTS2

As VTS1 e VTS2 foram ensaiadas durante, respectivamente, 1h10min e 55 min, após 50,3 mm e 40,7 mm de deslocamento vertical imposto pelo pórtico de ruptura. Suas rupturas ocorreram por escoamento do aço seguido de deformação plástica excessiva, cuja visão geral de cada uma das vigas rompidas, ao término do ensaio, pode ser observada através, respectivamente, das Figura 4.5 e Figura 4.6.



Figura 4.5 – Visão geral da VTS1 após ruptura

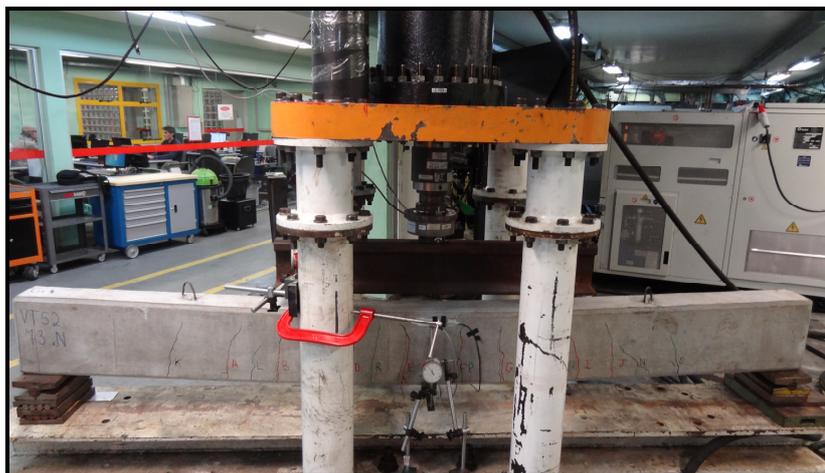


Figura 4.6 – Visão geral da VTS2 após ruptura

As cargas máximas dessas duas vigas testemunhos sub-dimensionadas apresentaram valores próximos, iguais a 74,64 kN e 72,99 kN, respectivamente, para as VTS1 e VTS2, sendo muito próximas da $P_{VTS} = 73,06$ kN. Esses resultados, a diferença de 1,65 kN entre os dois e a sua “P” de 2,26 % a mais para a VTS1 foi apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Cargas máximas das VTS1 e VTS2

Carga máxima			
VTS1 (kN)	VTS2 (kN)	Diferença (kN)	P (%)
74,64	72,99	1,65	2,26

Destaca-se que a “P” diminui até a carga de 60 kN, sendo que, para 20 kN, esse valor é de 36,27 % e 43 %, respectivamente, quando se analisam as Tabela 4.6 dos deslocamentos verticais no centro do vão e Tabela 4.7 dos sob um ponto de carga. Além disso, para as cargas de escoamento das VTS1 e VTS2, respectivamente, de 72 kN e 68 kN, os valores foram diferentes para os no centro do vão e sob um ponto de carga, variando, nessa ordem, 46,22 % e 43,23 % a mais para a segunda. Como os relógios comparadores da VTS1 foram retirados antes da ruptura, não se apresentaram os valores desses dois deslocamentos verticais, de modo que não se compararam, sendo que o valor na ruptura do deslocamento vertical da VTS2 foi de 48,67 mm e de 41,7 mm, respectivamente, no centro do vão e sob um ponto de carga.

Tabela 4.6 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VTS1 e VTS2

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão					
	VTS1 (mm)		VTS2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	46,79	0,0	49,17	0,0	0,0	0,0
20	45,4	1,39	47,15	1,02	0,37	36,27
40	39,5	7,29	42,35	6,82	0,47	6,89
60	33,9	12,89	36,4	12,77	0,12	0,94
68	-	-	23,45	25,72	8,13	46,22
72	29,2	17,59	-	-		
73	-	-	0,5	48,67	-	-

Tabela 4.7 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VTS1 e VTS2 (continua)

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VTS1 (mm)		VTS2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	38,43	0,0	47,1	0,0	0,0	0,0

Tabela 4.7 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VTS1 e VTS2 (conclusão)

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VTS1 (mm)		VTS2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
20	37,0	1,43	46,1	1,0	0,43	43,0
40	31,9	6,53	40,9	6,2	0,33	5,32
60	26,9	11,53	35,6	11,5	0,03	0,26
68	-	-	25,0	22,1	6,67	43,23
72	23,0	15,43	-	-		
73	-	-	5,4	41,7	-	-

Salienta-se que, à medida que o carregamento evolui até 60kN, a cada pausa do ensaio para identificarem-se as fissuras e realizarem-se as medições de suas aberturas, a “P” diminui, conforme Tabela 4.8. Pela comparação entre essas informações, observou-se que a maior diferença foi de 0,95 mm para a carga de escoamento, equivalendo a 16,24 % a mais para a VTS2 do que foi medido para a VTS1, a qual teve um total de abertura de fissuras de 6,8 mm.

Tabela 4.8 – Total das aberturas de fissuras das VTS1 e VTS2

Resultado	Abertura de fissura								
	20 kN		40 kN		60 kN		68 kN	72 kN	73 kN
	VTS1	VTS2	VTS1	VTS2	VTS1	VTS2	VTS2	VTS1	VTS2
Total (mm)	0,05	-	0,85	0,95	2,55	2,7	6,8	5,85	13,9
Diferença (mm)	0,05		0,1		0,15		0,95		-
P (%)	-		11,76		5,88		16,24		-

4.1.3 VRE1 e VRE2

As VRE1 e VRE2 foram ensaiadas durante, respectivamente, 30 min e 40 min, após 21,2 mm e 19,1 mm de deslocamento vertical imposto pelo pórtico de ruptura. Suas rupturas ocorreram por descolamento dos compósitos de laminados de PRFC da face inferior das vigas, conforme as Figura 4.7 e Figura 4.8, respectivamente, em regiões intermediária e de extremidade. Uma visão geral de cada uma das vigas rompidas, ao término do ensaio, pode ser observada através, respectivamente, das Figura 4.9 e Figura 4.10.



Figura 4.7 – Detalhe do descolamento dos dois laminados de PRFC da face inferior da VRE1



Figura 4.8 – Detalhe do descolamento dos dois laminados de PRFC da face inferior da VRE2



Figura 4.9 – Visão geral da VRE1 após ruptura



Figura 4.10 – Visão geral da VRE2 após ruptura

As cargas máximas dessas duas vigas reforçadas externamente apresentaram valores próximos, iguais a 83,6 kN e 79,38 kN, respectivamente, para as VRE1 e VRE2, porém diferentes do $P_n = 108,29$ kN, possivelmente por falta de aderência em virtude de a técnica de execução do reforço estrutural ter sido mal aplicada, pois havia pouco concreto aderido aos laminados de PRFC descolados, ocasionando picos de tensões de tração em regiões intermediária e de extremidade da viga. Esses resultados, a diferença de 4,22 kN entre os dois e a sua “P” de 5,32 % a mais para a VRE1 foi apresentado na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Cargas máximas das VRE1 e VRE2

Carga máxima			
VRE1 (kN)	VRE2 (kN)	Diferença (kN)	P (%)
83,6	79,38	4,22	5,32

Destaca-se que a “P” diminui até a carga de 60 kN, sendo que, para 20 kN, esse valor é de 34,41 % e 3,7 %, respectivamente, quando se analisam as Tabela 4.10 dos deslocamentos verticais no centro do vão e Tabela 4.11 dos sob um ponto de carga. Durante o ensaio dessas vigas, não foram identificadas suas cargas de escoamento. Como os relógios comparadores das mesmas não foram retirados antes da ruptura, os valores dos deslocamentos verticais foram comparados, sendo quase idênticos para os no centro do vão e próximos para os sob um ponto de carga, variando, respectivamente, 4,12 % e 15,32 % a mais para a VRE1, no momento das rupturas das VRE1 e VRE2 a, respectivamente, 84 kN e 79 kN.

Tabela 4.10 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRE1 e VRE2

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão					
	VRE1 (mm)		VRE2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	49,58	0,0	49,6	0,0	0,0	0,0
20	48,65	0,93	48,35	1,25	0,32	34,41
40	43,7	5,88	43,2	6,4	0,52	8,84
60	38,55	11,03	38,3	11,3	0,27	2,45
80	29,7	19,88	-	-	-	-
79	-	-	25,8	23,8	0,98	4,12
84	24,8	24,78	-	-		

Tabela 4.11 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRE1 e VRE2

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VRE1 (mm)		VRE2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	48,63	0,0	45,77	0,0	0,0	0,0
20	47,55	1,08	44,65	1,12	0,04	3,7
40	43,25	5,38	40,0	5,77	0,39	7,25
60	38,6	10,03	35,7	10,07	0,04	0,4
80	31,2	17,43	-	-	-	-
79	-	-	27,1	18,67	2,86	15,32
84	27,1	21,53	-	-		

Salienta-se que, à medida que o carregamento evolui até 60 kN, a cada pausa do ensaio para identificarem-se as fissuras e realizarem-se as medições de suas aberturas, a “P” aumenta, sendo que, após, reduz até a ruptura, conforme Tabela 4.12. Também se observa que não ocorre fissuração até o carregamento de 20 kN. Pela comparação entre essas informações, observou-se que a maior diferença foi de 0,7 mm para a carga de 60 kN, equivalendo a 29,79 % a mais para a VRE2 do que foi medido para a VRE1, a qual teve um total de abertura de fissuras de 2,35 mm. Também constata-se que a menor diferença e o segundo menor “P” entre os cinco pares de vigas foram, em ordem, 0,05 mm e 6,25, a 40 kN. Como foram medidas as aberturas de fissuras dessas vigas após a ruptura a, aproximadamente, 84 kN e 79 kN, as quais

são, respectivamente, as cargas máximas das VRE1 e VRE2, foi possível comparar com os valores de 6,2 mm e 5,75 mm, cuja diferença é 0,45 mm, o que corresponde a uma variação de 7,83 %.

Tabela 4.12 – Total das aberturas de fissuras das VRE1 e VRE2

Resultado	Abertura de fissura						
	40 kN		60 kN		80 kN	79 kN	84 kN
	VRE1	VRE2	VRE1	VRE2	VRE1	VRE2	VRE1
Total (mm)	0,85	0,8	2,35	3,05	4,65	5,75	6,2
Diferença (mm)	0,05		0,7		-	0,45	
P (%)	6,25		29,79		-	7,83	

4.1.4 VRR1 e VRR2

As VRR1 e VRR2 foram ensaiadas durante, respectivamente, 3h55min e 3h20min, após 50,7 mm e 40,6 mm de deslocamento vertical imposto pelo pórtico de ruptura. Suas rupturas ocorreram por escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento das mesmas, conforme as Figura 4.11 e Figura 4.12, respectivamente. Uma visão geral de cada uma das vigas rompidas, ao término do ensaio, pode ser observada através, respectivamente, das Figura 4.13 e Figura 4.14.



Figura 4.11 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VRR1



Figura 4.12 – Detalhe do esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento da VRR2



Figura 4.13 – Visão geral da VRR1 após ruptura



Figura 4.14 – Visão geral da VRR2 após ruptura

As cargas máximas dessas duas vigas reforçadas com resina apresentaram valores próximos, iguais a 106,04 kN e 104,61 kN, respectivamente, para as VRR1 e VRR2. Esses resultados, a diferença de 1,43 kN entre os dois e a sua “P” de 1,37 % a mais para a VRR1 foi apresentado na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Cargas máximas das VRR1 e VRR2

Carga máxima			
VRR1 (kN)	VRR2 (kN)	Diferença (kN)	P (%)
106,04	104,61	1,43	1,37

Destaca-se que a “P” diminui até a carga de 60 kN, sendo que, para 20 kN, esse valor é de 29,63 % e 26,55 %, respectivamente, quando se analisam as Tabela 4.14 dos deslocamentos verticais no centro do vão e Tabela 4.15 dos sob um ponto de carga. Durante o ensaio dessas vigas, não foram identificadas suas cargas de escoamento. Como os relógios comparadores da VRR1 foram retirados antes da ruptura, não se apresentaram os valores desses dois deslocamentos verticais, de modo que não se compararam, sendo que o valor na ruptura do deslocamento vertical da VRR2 foi de 47,03 mm e de 40,63 mm, respectivamente, no centro do vão e sob um ponto de carga.

Tabela 4.14 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRR1 e VRR2

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão					
	VRR1 (mm)		VRR2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	49,75	0,0	49,73	0,0	0,0	0,0
20	48,35	1,4	48,65	1,08	0,32	29,63
40	42,8	6,95	43,35	6,38	0,57	8,93
60	37,7	12,05	38,0	11,73	0,32	2,73
80	28,9	20,85	31,3	18,43	2,42	13,13
100	5,2	44,55	9,1	40,63	3,92	9,65
105	-	-	2,7	47,03	-	-

Tabela 4.15 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRR1 e VRR2

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VRR1 (mm)		VRR2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	46,03	0,0	45,73	0,0	0,0	0,0
20	44,6	1,43	44,6	1,13	0,3	26,55
40	39,7	6,33	40,05	5,68	0,65	11,44
60	35,1	10,93	35,15	10,58	0,35	3,31
80	27,5	18,53	28,60	17,13	1,40	8,17
100	6,45	39,58	11,15	34,58	5,0	14,46
105	-	-	5,1	40,63	-	-

Salienta-se que, à medida que o carregamento evolui até 60 kN, a cada pausa do ensaio para identificarem-se as fissuras e realizarem-se as medições de suas aberturas, a “P” aumenta, sendo que, após, reduz até a ruptura, conforme Tabela 4.16. Também se observa que não ocorre fissuração até o carregamento de 20 kN. Pela comparação entre essas informações, observou-se que a maior diferença foi de 1,5 mm para a carga de 100 kN, equivalendo a 18,29 % a mais para a VRR2 do que foi medido para a VRR1, a qual teve um total de abertura de fissuras de 8,2 mm. Também constata-se que as segundas maiores diferença e “P” entre os cinco pares de vigas foram, em ordem, 1,5 mm, a 100 kN, e 42,31 %, a 60 kN. Como não foram medidas as aberturas de fissuras das VRR1 e VRR2 na carga máxima a, aproximadamente e respectivamente, 106 kN e 105 kN, não foi possível comparar suas aberturas de fissuras totais.

Tabela 4.16 – Total das aberturas de fissuras das VRR1 e VRR2

Resultado	Abertura de fissura (mm)							
	40 kN		60 kN		80 kN		100 kN	
	VRR1	VRR2	VRR1	VRR2	VRR1	VRR2	VRR1	VRR2
Total (mm)	0,7	0,9	1,3	1,85	2,8	3,65	8,2	9,7
Diferença (mm)	0,2		0,55		0,85		1,5	
P (%)	25,57		42,31		30,36		18,29	

4.1.5 VRA1 e VRA2

As VRA1 e VRA2 foram ensaiadas durante, respectivamente, 1h45min e 1h20min, após 53,9 mm e 54,6 mm de deslocamento vertical imposto pelo pórtico de ruptura. Suas rupturas ocorreram por escoamento do aço seguido por descolamento dos dois laminados de PRFC da argamassa com sílica ativa de preenchimento das ranhuras ou dessa do substrato de concreto, conforme as fissuras horizontais identificadas nas Figura 4.15 e Figura 4.16, respectivamente, próximas às fissuras “K” e “T”, sendo que não foi possível identificar, visualmente, se ocorreu na interface entre o concreto e a argamassa com sílica ativa ou entre essa e o compósito de laminado de PRFC. Uma visão geral de cada uma das vigas rompidas, ao término do ensaio, pode ser observada através, respectivamente, das Figura 4.17 e Figura 4.18.

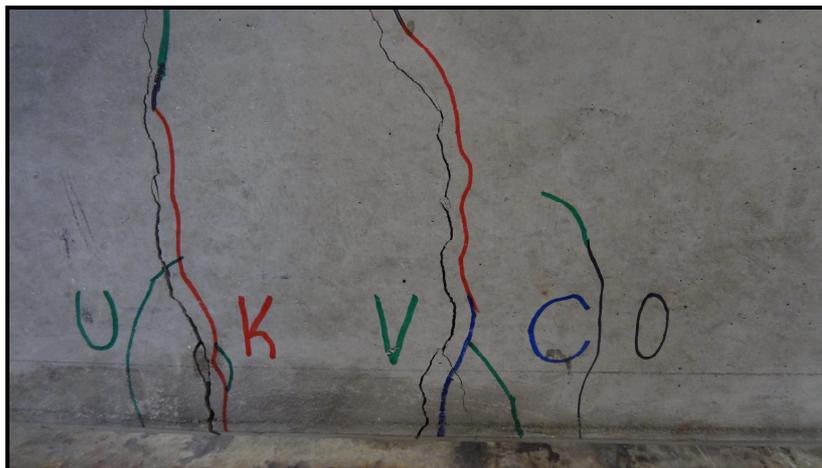


Figura 4.15 – Detalhe das fissuras horizontais na argamassa com sílica ativa de preenchimento das ranhuras da VRA1

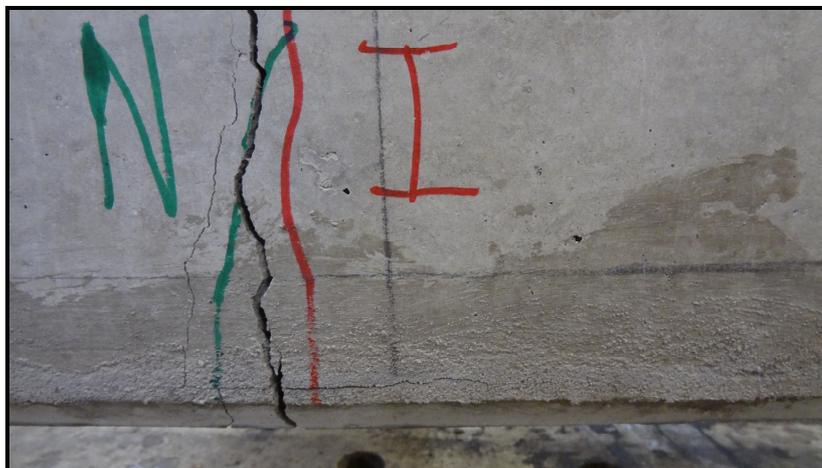


Figura 4.16 – Detalhe das fissuras horizontais na argamassa com sílica ativa de preenchimento das ranhuras da VRA2



Figura 4.17 – Visão geral da VRA1 após ruptura



Figura 4.18 – Visão geral da VRA2 após ruptura

As cargas máximas dessas duas vigas reforçadas com argamassa apresentaram valores próximos, iguais a 72,13 kN e 73,98 kN, respectivamente, para as VRA1 e VRA2, sendo muito próximas da $P_{VTS} = 73,06$ kN, pois a técnica de reforço não funcionou em virtude de a argamassa com sílica ativa não ter apresentado boa aderência, provavelmente, com os laminados de PRFC. Esses resultados, a diferença de 1,85 kN entre os dois e a sua “P” de 2,56 % a mais para a VRA2 foi apresentado na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Cargas máximas das VRA1 e VRA2

Carga máxima			
VRA1 (kN)	VRA2 (kN)	Diferença (kN)	P (%)
72,13	73,98	1,85	2,56

Destaca-se que a “P” diminui até a carga de 40 kN, sendo que, para 20 kN, esse valor é de 7,76 % e 51,15 %, respectivamente, quando se analisam as Tabela 4.18 dos deslocamentos verticais no centro do vão e Tabela 4.19 dos sob um ponto de carga. Durante o ensaio dessas vigas, não foram identificadas suas cargas de escoamento. Também se constata que a menor diferença referente ao deslocamento vertical no centro do vão entre os cinco pares de vigas foi 0,09 mm, a 20 kN. Como os relógios comparadores delas foram retirados antes da ruptura, não se apresentaram os valores desses dois deslocamentos verticais, de modo que não se compararam, sendo que o último valor medido para a VRA1 foi de 14,2 mm, no vão central, e de 12,48 mm, sob um ponto de carga, a 60 kN.

Tabela 4.18 – Deslocamentos verticais no centro do vão das VRA1 e VRA2

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão					
	VRA1 (mm)		VRA2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	49,65	0,0	49,56	0,0	0,0	0,0
20	48,4	1,25	48,4	1,16	0,09	7,76
40	42,35	7,3	42,5	7,06	0,24	3,4
60	35,45	14,2	36,75	12,81	1,39	10,85

Tabela 4.19 – Deslocamentos verticais sob um ponto de carga das VRA1 e VRA2

Carga (kN)	Deslocamento vertical sob um ponto de carga					
	VRA1 (mm)		VRA2 (mm)		Diferença (mm)	P (%)
	Relógio	Real	Relógio	Real		
0	49,18	0,0	46,56	0,0	0,0	0,0
20	47,2	1,98	45,25	1,31	0,67	51,15
40	42,6	6,58	40,1	6,46	0,12	1,86
60	36,7	12,48	34,95	11,61	0,87	7,49

Salienta-se que, à medida que o carregamento evolui, a cada pausa do ensaio para identificarem-se as fissuras e realizarem-se as medições de suas aberturas, a “P” diminui, conforme Tabela 4.20. Pela comparação entre essas informações, observou-se que a maior diferença foi de 3,1 mm para a carga de ruptura, equivalendo a 19,5 % a mais para a VRA2 do

que foi medido para a VRA1, a qual teve um total de abertura de fissuras de 15,9 mm. Também se constata que a maior diferença entre os cinco pares de vigas foi 3,1 mm, à ruptura. Como foram medidas as aberturas de fissuras dessas vigas após a ruptura a, aproximadamente, 72 kN e 74 kN, as quais são, respectivamente, as cargas máximas das VRA1 e VRA2, foi possível comparar com os valores de 15,9 mm e 19 mm, cuja diferença é 3,1 mm, o que corresponde a uma variação de 19,5 %.

Tabela 4.20 – Total das aberturas de fissuras das VRA1 e VRA2

Resultado	Abertura de fissura							
	20 kN		40 kN		60 kN		72 kN	74 kN
	VRA1	VRA2	VRA1	VRA2	VRA1	VRA2	VRA1	VRA2
Total (mm)	0,15	-	1,55	1,0	3,15	2,6	15,9	19,0
Diferença (mm)	0,15		0,55		0,55		3,1	
P (%)	-		55,0		21,15		19,5	

4.1.6 CPs e CPAs

No mesmo dia das rupturas das VRA1 e VRA2, 106 dias após suas concretagens, determinaram-se as carga de ruptura (C_r) e resistência à compressão axial (f_{cj}) dos corpos de prova de concreto (CPs) retificados, conforme Figura 4.19. Esses ensaios foram executados com velocidade de 0,45 MPa/s, seguindo as recomendações da NBR 5739:2007 (ABNT, 2007), no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.



Figura 4.19 – CPs retificados do CP1 ao CP6, na fila superior, e do CP7 ao CP12, na fila inferior, da esquerda para a direita

Os resultados dos ensaios através da prensa Shimadzu, segundo a Figura 4.20, dos seis CPs, concretados no primeiro dia, estão apresentados na Tabela 4.21, cujas forma de ruptura mais observada é a da Figura 4.21 do CP6, como em Fortes (2004), média (M_{CP}) e desvio padrão (σ) obtidos para a resistência à compressão axial são, respectivamente, 44,58 MPa e 0,45 MPa. Subtraindo-se da média 160 % do desvio padrão, obteve-se 43,85 MPa, equivalendo 25,3 % a mais em relação ao “ f_{ck} ” de 35 MPa de projeto, já que foram rompidos aos 106 dias.



Figura 4.20 – Prensa Shimadzu computadorizada

Tabela 4.21 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPs concretados no primeiro dia

Resultado	CP do primeiro dia						M_{CP}	σ
	1	2	3	4	5	6		
C_r (kN)	348,4	347,0	349,0	356,2	352,8	347,6	350,17	3,59
f_{cj} (MPa)	44,36	44,18	44,43	45,35	44,90	44,26	44,58	0,45



Figura 4.21 – Ruptura do CP6

Os resultados dos ensaios dos seis CPs, concretados no segundo dia, estão apresentados na Tabela 4.22, cujas forma de ruptura mais observada é a da Figura 4.22 do CP7, “ M_{CP} ” e “ σ ” obtidos para a resistência à compressão axial são, respectivamente, 58,09 MPa e 0,90 MPa. Subtraindo-se da média 160 % do desvio padrão, obteve-se 56,66 MPa, equivalendo 61,88 % a mais em relação ao “ f_{ck} ” de 35 MPa de projeto, já que foram rompidos aos 106 dias.

Tabela 4.22 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPs concretados no segundo dia

Resultado	CP do segundo dia						M_{CP}	σ
	7	8	9	10	11	12		
C_r (kN)	448,5	466,0	448,0	457,5	456,5	461,5	456,33	7,10
f_{cj} (MPa)	57,11	59,31	57,02	58,24	58,15	58,73	58,19	0,90



Figura 4.22 – Ruptura do CP7

Com base nos resultados apresentados nas duas tabelas acima, podem-se comparar essas médias das resistências à compressão axiais com as divulgadas pela Premold. Essa encaminhou os quatro CPs de concreto para o Laboratório Concretus, onde foram rompidos. Os ensaios de cada dupla desses CPs ocorreram aos 28 dias, ou seja, em 17/04/2013, para os moldados em 21/03/2013, e em 18/04/2013, para os moldados em 22/03/2013, sem serem geradas fotografias.

Os resultados das “ f_{cj} ” dos CPs foram enviados eletronicamente por representante da empresa responsável pela concretagem das dez vigas deste trabalho. Os valores referentes aos concretados no primeiro dia foram 43,5 MPa e 45,3 MPa, cuja média é 44,4 MPa, sendo sua diferença de 0,18 MPa a menos em relação ao ensaiado no LEME equivalente a 0,41 % dessa resistência à compressão axial média. Os valores referentes aos concretados no segundo dia foram 57,3 MPa e 58,5 MPa, cuja média é 57,9 MPa, sendo sua diferença de 0,29 MPa a menos em relação ao ensaiado no LEME equivalente a 0,5 % dessa resistência à compressão axial média.

Somando-se os resultados das “ f_{cj} ” obtidas da ruptura dos seis CPs no LEME e dos dois CPs no Laboratório Concretus para cada dia, determinaram-se as médias 44,54 MPa e 58,05 MPa, respectivamente, para os moldados nos primeiro e segundo dias. Essa diferença de 13,51 MPa, correspondente a 30,33 % da média menor, não será considerada relevante nas análises comparativas dos resultados realizadas no próximo item, mesmo ao se analisarem vigas concretadas em dias diferentes, ou seja, cujo concreto utilizado apresentou “ f_{cj} ” distintas.

Depois das rupturas dos doze CPs, 71 dias após suas concretagens, determinaram-se as “ C_r ” e “ f_{cj} ” dos corpos de prova de argamassa com sílica ativa (CPAs) retificados, conforme Figura 4.23. Esses ensaios foram executados com velocidade de 0,25 MPa/s, seguindo as recomendações da NBR 5739:2007 (ABNT, 2007), no LEME da UFRGS, em que cada elemento foi apoiado sobre um cilindro de ferro maciço, segundo a Figura 4.24.

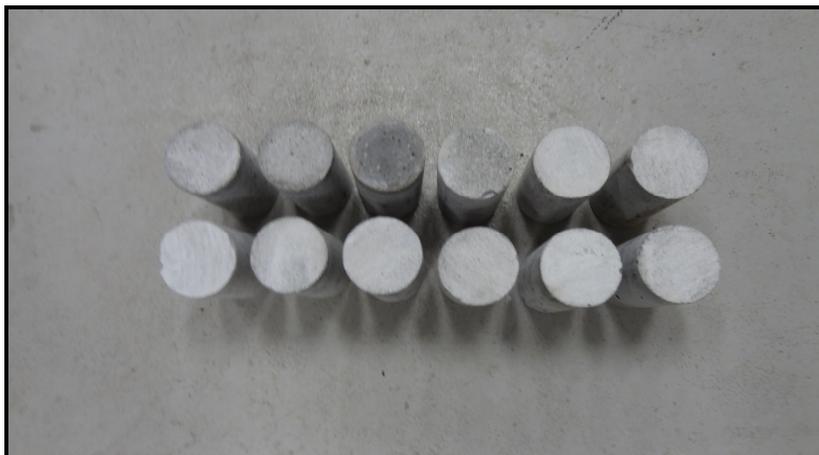


Figura 4.23 – CPAs retificados do CPA1 ao CPA6, na fila superior, e do CPA7 ao CPA12, na fila inferior, da esquerda para a direita



Figura 4.24 – Ensaio de compressão axial de um dos CPAs

Os resultados dos ensaios, cujas Figura 4.25 e Figura 4.26 apresentam, respectivamente, a tela do dispositivo de controle e seus parâmetros, dos doze CPAs estão apresentados na Tabela 4.23, cuja forma de ruptura mais observada é a da Figura 4.27 do CPA9. Destaca-se que o CPA3 não foi ensaiado, pois fora desmoldado rompido.



Figura 4.25 – Tela do dispositivo de controle do ensaio

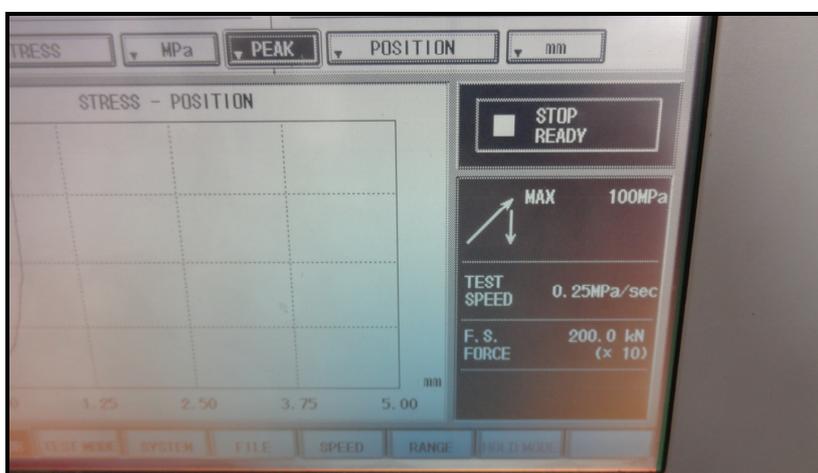


Figura 4.26 – Detalhe dos parâmetros de ensaio

Tabela 4.23 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial de todos os CPAs

Resultado	CPA											
	1	2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
C_r (kN)	82,0	67,9	19,3	114,7	96,0	130,6	98,3	131,2	101,9	141,8	72,9	
f_{cj} (MPa)	41,53	34,57	9,81	58,4	48,9	66,49	50,08	66,79	51,91	72,23	37,11	



Figura 4.27 – Ruptura do CPA9

Com base na análise dos valores da tabela anterior, constata-se que alguns são muito baixos, o que já se esperava, pois muitos CPAs, segundo se pode avaliar pela Figura 4.28, após suas retificações, tiveram sua altura reduzida e, também, apresentaram um desnível entre as bordas das suas faces, o que influencia os resultados desses ensaios. Isso costuma ser comum nesses procedimentos, principalmente, no caso de CPAs, visto que suas dimensões são pequenas, dificultando o manuseio dos mesmos durante suas retificações, por isso a moldagem de muitos corpos de prova é recomendada. Em virtude disso, decidiu excluir-se os cinco menores valores, de modo que se obteve a média (M_{CPA}) e “ σ ” para a resistência à compressão axial, respectivamente, de 60,98 MPa e 8,93 MPa, conforme a Tabela 4.24, o que foi considerado apropriado, visto que é superior às médias desses valores para os CPs, de modo que suas propriedades mecânicas não interferirão no desempenho do reforço estrutural.



Figura 4.28 – Variações dimensionais dos CPAs retificados

Tabela 4.24 – Carga de ruptura e resistência à compressão axial dos CPAs analisados

Resultado	CPA						M_{CP}	σ
	5	7	8	9	10	11		
C_r (kN)	114,7	130,6	98,3	131,2	101,9	141,8	119,75	17,55
f_{cj} (MPa)	58,4	66,49	50,08	66,79	51,91	72,23	60,98	8,93

4.2 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Com base nas cargas máximas apresentadas, constatou-se que, para cada tipo de viga, representado por um par delas, esses valores foram muito próximos, de modo que se decidiu que apenas uma de cada categoria seria considerada para compararem-se os desempenhos das vigas baseados nas variáveis previamente definidas. Dessa forma, o critério de escolha foi o de maior carga máxima, portanto as cinco vigas, cujos resultados serão comparados, são:

- a) VTP2;
- b) VTS1;
- c) VRE1;
- d) VRR1;
- e) VRA2.

A comparação entre os resultados, para determinar-se experimentalmente o desempenho de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado ensaiadas com carregamento estático, é baseada nas três variáveis dependentes definidas anteriormente. Dessa forma, os resultados a serem comparados aos da VTP2, porque os dimensionamentos para reforçarem-se a VTS1 objetivavam alcançar sua carga máxima, conforme os objetivos secundários apresentados no primeiro capítulo desta dissertação, são:

- a) cargas máximas;
- b) deslocamentos verticais no centro do vão;
- c) aberturas de fissuras.

4.2.1 Cargas Máximas

Para analisarem-se essas cargas, criou-se a Tabela 4.25, organizando-se os valores originais iniciais e finais em colunas dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura (D_p), ou seja, correspondentes aos obtidos sob um ponto de carga, e das cargas registrados através do *Station Manager* após detalhada observação das suas linhas de resultados. Com base nessas informações, por meio da diferença entre os valores, determinaram-se também, para cada uma das cinco vigas analisadas, os deslocamentos verticais impostos e as cargas totais, ou seja, de ruptura.

Tabela 4.25 – Valores originais dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura e das cargas

Viga	D_p (mm)			Carga (kN)		
	Inicial	Final	Ruptura	Inicial	Final	Ruptura
VTP2	22,429	62,908	40,48	-0,046	70,14	70,19
VTS1	24,942	75,285	50,34	0,413	72,70	72,29
VRE1	27,004	48,223	21,22	0,402	59,39	58,99
VRR1	24,821	75,55	50,73	-0,014	101,429	101,44
VRA2	25,022	79,656	54,63	0,046	72,578	72,53

Subtraindo-se os valores iniciais apresentados na tabela acima dos demais, representou-se, na Tabela 4.26, a evolução dos valores de carga das cinco vigas escolhidas para comparação neste trabalho em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura a cada 3 mm, através do *Station Manager*, sendo os valores não inteiros da primeira coluna referentes às cargas máximas e de ruptura das vigas. Ressalta-se que as tabelas completas fornecidas por esse *software* não foram incluídas como apêndice, pois aumentariam consideravelmente a quantidade de páginas desta dissertação. Assim reproduziram-se os cinco gráficos de dispersão de pontos através do *Microsoft Office Excel*, segundo Figura 4.29, inserindo linhas de tendência polinomiais de quinto grau, para demonstrar essa evolução das cargas, atingindo as cargas máximas resistidas pelas vigas até suas rupturas.

Tabela 4.26 – Evolução das cargas em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura

D_p (mm)	Carga (kN)				
	VTP2	VTS1	VRE1	VRR1	VRA2
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,0	25,56	21,45	28,4	0,48	24,96
6,0	33,9	31,36	41,3	25,52	32,28
9,0	49,54	43,8	55,29	37,64	45,14
12,0	64,27	56,53	62,2	51,49	58,9
15,0	69,26	62,62	69,59	58,4	61,81
18,0	70,54	67,32	79,33	68,73	62,89
20,87	70,35	69,0	83,6	79,54	65,24
21,0	71,27	68,48	83,4	79,8	68,05
21,22	66,7	65,81	58,99	80,2	68,23
24,0	72,77	68,65	-	82,28	67,22
27,0	73,43	68,08	-	79,47	65,2
30,0	75,3	66,38	-	83,22	68,62
33,0	72,39	71,28	-	89,67	68,11
33,22	76,22	67,42	-	91,76	71,24
36,0	71,74	67,5	-	95,55	71,69
39,0	74,87	71,84	-	89,52	71,44
40,48	70,19	70,2	-	98,95	71,74
42,0	-	73,19	-	94,9	71,71
45,0	-	74,02	-	102,77	66,7
48,0	-	73,19	-	101,12	71,69
50,03	-	74,64	-	96,0	72,21
50,29	-	74,13	-	106,04	73,22
50,34	-	72,29	-	98,45	71,34
50,73	-	-	-	101,44	72,59
51,0	-	-	-	-	71,48
54,0	-	-	-	-	73,65
54,19	-	-	-	-	73,98
54,63	-	-	-	-	72,53

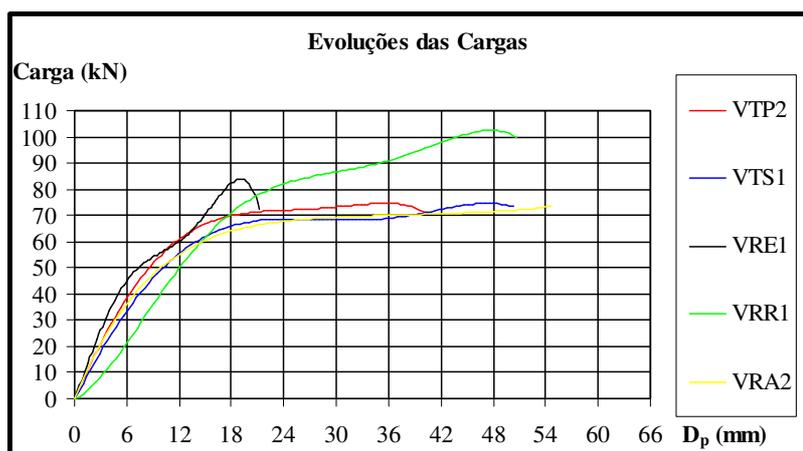


Figura 4.29 – Gráfico das evoluções das cargas em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura

Analisando-se as curvas acima, constata-se que, até a carga de início de fissuração ser atingida, próximo dos 20 kN, entre 3 mm e 6 mm de deslocamento vertical, com exceção da VRR1, o seu comportamento é semelhante, “[...] confirmando que o reforço começa a atuar de forma efetiva somente quando o concreto já está fissurado.” (GARCEZ, 2007, p. 144). A partir da carga de escoamento de, aproximadamente, 65 kN das duas vigas testemunhos, esse comportamento varia para as vigas reforçadas, menos para a VRA2, que se mantém similar ao das VTP2 e VTS1, “[...] pois o reforço passa a absorver parcelas consideráveis da carga, reduzindo a deformação.” (GARCEZ, 2007, p. 145). Destaca-se que esse gráfico incorpora as deformações sofridas pelo pórtico, não podendo ser considerado para tomarem-se conclusões definitivas sobre a rigidez das vigas reforçadas, que é analisado pelo gráfico da Figura 4.31.

Com base nos valores das cargas apresentados na tabela anterior, elaborou-se a Tabela 4.27 com a coluna das cargas máximas (C_m) atingidas por cada viga durante os ensaios. Após determinaram-se as representações percentuais (P) das diferenças (D) desses valores em relação ao obtido para a VTP2 para compará-las, sendo esse procedimento de cálculo estendido para as três variáveis dependentes analisadas neste capítulo.

Tabela 4.27 – Comparação entre as cargas máximas resistidas pelas vigas ensaiadas

Carga máxima (kN)												
VTP2	VTS1			VRE1			VRR1			VRA2		
C_m	C_m	D	P (%)	C_m	D	P (%)	C_m	D	P (%)	C_m	D	P (%)
76,22	74,64	-1,58	-2,07	83,6	7,38	9,68	106,04	29,82	39,12	73,98	-2,24	-2,94

Por meio das comparações entre as cargas máximas resistidas pelas vigas ensaiadas apresentadas na tabela acima, constata-se que, conforme dimensionamento pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007), a VTS1 apresentou carga máxima inferior à da VTP2 em 2,07 %, apesar de esperar-se 87,05 kN para essa, segundo apresentado no capítulo anterior. Ainda comparando-se o resultado experimental com o analítico, segundo a ACI 440.2R-08:2008 (ACI, 2008), obteve-se um resultado baixo para a VRE1, de 83,6 kN, quando o dimensionamento previa 108,29 kN para duas tiras de laminados de PRFC colados em uma camada, porém isso já era esperado, visto que essa norma recomendava acréscimo de ancoragem para prevenir seu descolamento prematuro.

Comparando-se esses resultados experimentais, constata-se que a VRA2 apresentou carga máxima 2,94 % inferior à da VTP2, sendo, também, 0,66 kN menor do que a obtida para a VTS1. Isso representa que o preenchimento das ranhuras com argamassa com sílica ativa pode prejudicar o elemento estrutural reforçado, por isso é conveniente realizarem-se mais estudos sobre esse tipo de procedimento utilizando-se esse material, principalmente, quanto à aderência, a qual foi diagnosticada anteriormente como causa da ruptura da VRA2, de modo a não se descartar esse método precocemente. Por isso sugere-se que se testem novas composições e formas de tratamento superficial do concreto e dos laminados de PRFC a fim de garantirem-se melhor aderência entre esses substratos, de forma que o reforço seja efetivo. Ainda verificaram-se incrementos de 9,68 % e 39,12 %, esse o maior, respectivamente, para as VRE1 e VRR1 em relação ao obtido durante o ensaio da VTP2.

Considerando-se o esquema de carregamento apresentado no último item do capítulo anterior, determinaram-se os momentos fletores máximos “ M_m ” resistidos por cada uma das cinco vigas comparadas, conforme Tabela 4.28, cujos valores “P” são os mesmos das cargas máximas analisadas acima, constantes no trecho central de cada viga, ou seja, entre os pontos de aplicação de carga, sendo que, nos apoios, esse valor é nulo. Esses resultados foram obtidos dividindo-se por 2, determinando-se as reações verticais “V” de cada um dos dois apoios, e multiplicando-se por 0,95 m, que é a distância longitudinal do centro dos apoios até cada um dos dois pontos de aplicação de carga, obtendo-se os valores dos momentos fletores máximos. Assim reproduziram-se os cinco diagramas de momentos fletores no gráfico de dispersão de pontos unidos por linhas através do *Microsoft Office Excel*, segundo a Figura 4.30.

Tabela 4.28 – Cargas máximas, reações nos apoios e momentos fletores máximos atingidos pelas vigas ensaiadas

Resultado	Viga				
	VTP2	VTs1	VRE1	VRR1	VRA2
C_m (kN)	76,22	74,64	83,6	106,04	73,98
V (kN)	38,11	37,32	41,8	53,02	36,99
M_m (kNm)	36,2	35,45	39,71	50,37	35,14

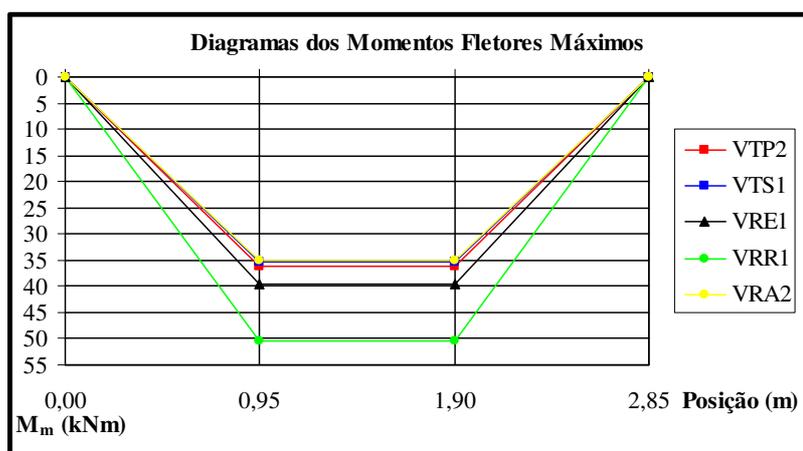


Figura 4.30 – Gráfico dos diagramas dos momentos fletores máximos resistidos

4.2.2 Deslocamentos Verticais no Centro do Vão

Com base nas cinco tabelas do primeiro item deste capítulo referentes aos deslocamentos verticais no centro do vão (D_c) das vigas escolhidas para comparação, organizou-se a Tabela 4.29 para a comparação entre as evoluções dessas variáveis das cinco vigas de maior carga máxima, uma por par, atingida durante seu carregamento para cada carga de pausa dos ensaios. Dessa forma, as colunas “ D_c ”, “D” e “P” correspondem, respectivamente, aos deslocamentos verticais no centro do vão medidos por relógios comparadores, à diferença entre os valores da “ D_c ” da VTP2 em relação às quatro vigas restantes e à representação percentual da “D”. Também, para melhor visualização dessas informações, foi gerado o gráfico de dispersão de pontos unidos por linhas através do *Microsoft Office Excel*, conforme Figura 4.31, demonstrando essa evolução desses deslocamentos, uma vez que são seus valores máximos resistidos por essas vigas, de modo que sua análise é muito importante para compararem-se as rigidezes das vigas reforçadas à flexão com laminados de PRFC avaliadas.

Tabela 4.29 – Comparação entre as evoluções dos deslocamentos verticais no centro do vão das vigas ensaiadas

Carga (kN)	Deslocamento vertical no centro do vão (mm)												
	VTP2	VTS1			VRE1			VRR1			VRA2		
	D _c	D _c	D	P (%)	D _c	D	P (%)	D _c	D	P (%)	D _c	D	P (%)
20	1,08	1,39	0,31	28,7	0,93	-0,15	-13,89	1,4	0,32	29,63	1,25	0,17	15,74
40	5,58	7,29	1,71	30,65	5,88	0,3	5,38	6,95	1,37	24,55	7,3	1,72	30,82
60	10,78	12,89	2,11	19,57	11,03	0,25	2,32	12,05	1,27	11,78	14,2	3,42	31,73
69	18,68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
72	-	17,59	-1,09	-5,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
73	30,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
80	-	-	-	-	19,88	-	-	20,85	-	-	-	-	-
84	-	-	-	-	24,78	-	-	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-	-	44,55	-	-	-	-	-

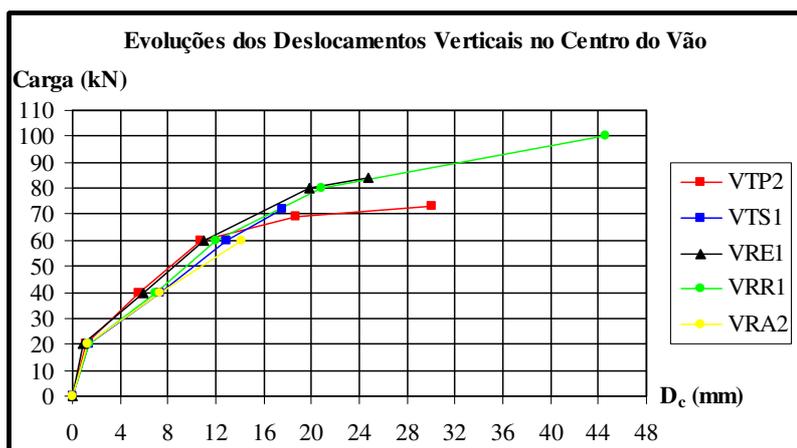


Figura 4.31 – Gráfico das evoluções dos deslocamentos verticais no centro do vão

Segundo tabela e gráfico acima, verifica-se que a viga VRE1 apresentou o menor acréscimo de “D_c” entre as três vigas reforçadas em relação à VTP2, de apenas 5,38 % e 2,32 %, respectivamente, para 40 kN e 60 kN, de modo que é a de maior rigidez entre todas seguida pela VRR1, com percentuais mais elevados, de 24,55 % e 11,78 %. O resultado da VRE1 ratifica Beber (2003) e Fortes (2004), sendo que esse comparou o reforço externo com colagem de compósitos de laminados de PRFC com o de compósitos de tecidos de PRFC, e este, com o da inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no cobrimento do concreto pela face inferior preenchidos com resina epóxi. Ainda destaca-se negativamente o desempenho da VRA2, que apresentou resultados piores que os da VTS1.

Também podem agrupar-se as informações para cada um dos três carregamentos de parada dos ensaios, de modo a favorecer a comparação entre os resultados dos “ D_c ” das vigas reforçadas. Dessa forma, foi gerado o gráfico de colunas através do *Microsoft Office Excel*, conforme Figura 4.32, demonstrando essa variação dos deslocamentos verticais no centro do vão das vigas ensaiadas para as cargas de 20 kN, 40 kN e 60 kN. Nele verifica-se que, para 60 kN, as VRR1 e VRA2 apresentaram um incremento de deslocamentos em relação à VRE1 de, respectivamente, 9,25 % e 27,83 %. Destaca-se, também, que a VRR1 teve um acréscimo de 0,47 mm para 20 kN, e que a VRA2 teve os maiores para 40 kN e 60 kN em relação à VRE1.

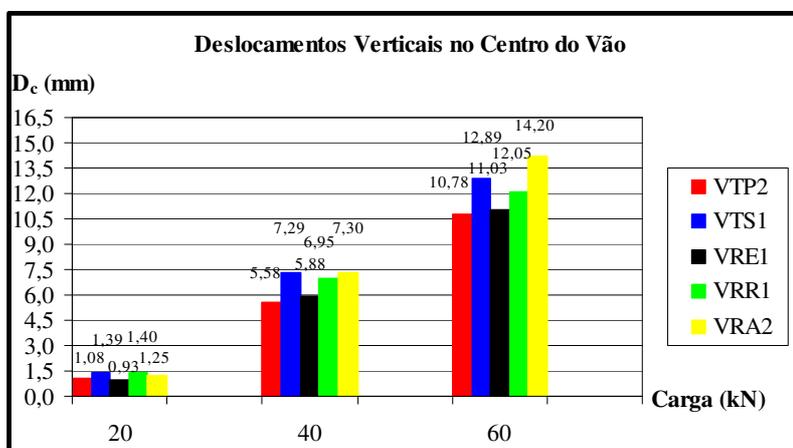


Figura 4.32 – Gráfico dos deslocamentos verticais no centro do vão

Ainda, com base na tabela do item anterior referente à evolução dos valores de carga em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura, organizou-se a Tabela 4.30 para a comparação entre as deformadas após ruptura das vigas ensaiadas. Desse modo, como o carregamento aplicado é simétrico, adotou-se que suas deformadas também o são, mesmo sabendo-se que as vigas não são homogêneas. Portanto, considerando-se o vão livre de 2,85 m, uma vez que cada um dos dois apoios tem 15 cm de comprimento, os deslocamentos verticais (D_v) são nulos a 0 m e 2,85 m e são iguais aos armazenados através do *Station Manager* após a ruptura a 0,95 m e 1,9 m. Ressalta-se que os valores no centro do vão não foram medidos para evitar-se o risco de danificarem-se os relógios comparadores quando as vigas rompessem, sendo que isso foi esquecido para a VRE1, de modo que seu deslocamento vertical a 1,425 m medido foi 24,78 mm. Também, para melhor visualização dessas informações, foi gerado o gráfico de dispersão de pontos, através do *Microsoft Office Excel*, conforme Figura 4.33, demonstrando essa diferença entre suas deformadas.

Tabela 4.30 – Comparação entre as deformadas após rupturas das vigas ensaiadas

Posição (m)	Deslocamento vertical (mm)				
	VTP2	VTS1	VRE1	VRR1	VRA2
0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,95	40,48	50,34	21,22	50,73	54,63
1,425	-	-	24,78	-	-
1,90	40,48	50,34	21,22	50,73	54,63
2,85	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

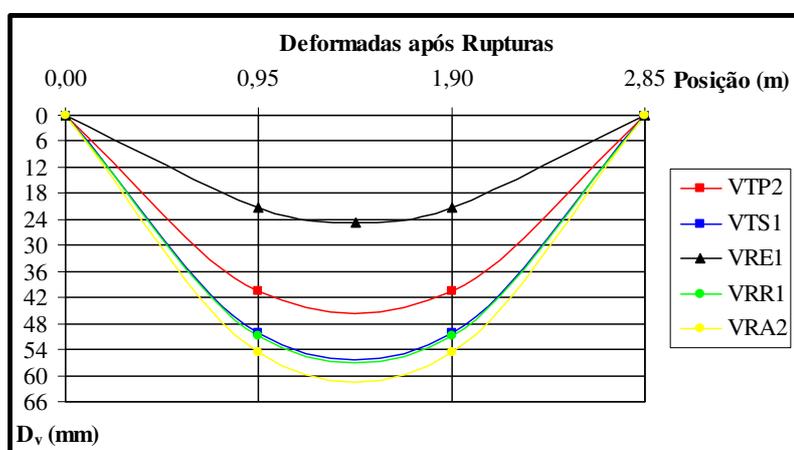


Figura 4.33 – Gráfico das deformadas após ruptura

4.2.3 Aberturas de Fissuras

Para analisarem-se as aberturas de fissuras, deve-se limitar a abordagem para parte das vigas, a fim de que as comparações sejam possíveis, como realizado por Garcez (2007), por isso abaixo segue a Figura 4.34, que apresenta algumas fissuras de maior abertura identificadas na VTP2 após sua ruptura a 70,19 kN. Todas essas e as das demais quatro vigas apresentadas neste item estão localizadas em parte da região compreendida entre os pontos de aplicação das duas cargas, ou melhor, no quinto médio das vigas, para posterior comparação, em uma extensão equivalente a 57 cm, cujo momento fletor é máximo e constante, região esta em que eram esperadas as maiores aberturas de fissuras, como se pôde identificar. Após é apresentada a Tabela 4.31 com os valores da evolução das aberturas das sete fissuras “E”, “L”, “F”, “M”, “A”, “N” e “G”, conforme ordem em que estão identificadas na imagem, para 40 kN, 60 kN e 76 kN.



Figura 4.34 – Fissuras da VTP2 após ruptura

Tabela 4.31 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VTP2

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)							Total
	E	L	F	M	A	N	G	
40	0,05	-	0,1	-	0,15	-	0,1	0,4
60	0,15	0,1	0,2	0,1	0,3	0,05	0,15	1,05
76	0,15	0,10	1,5	0,10	2,0	0,05	1,25	5,15

Segundo essa imagem, como já fora descrito no início deste capítulo, as cores utilizadas indicam sob que intervalo de carregamento as fissuras marcadas surgiram, as nomeadas com as letras “E”, “F” e “G” destacaram-se entre 20 kN e 40 kN, pois começaram sua marcação com a cor vermelha, e as “L”, “M” e “N”, entre 40 kN e 76 kN, com a cor preta. Além disso, conforme a tabela acima, observa-se que as “F” e “A” tiveram as maiores aberturas de fissuras após a ruptura da VTP2 de, respectivamente, 1,5 mm e 2 mm, sendo essa a maior de toda a extensão dessa viga testemunho de projeto. Também se constata que, neste trecho avaliado, após sua ruptura, a soma das sete aberturas é de 5,15 mm, sendo a segunda maior entre as cinco vigas.

Abaixo segue a Figura 4.35, que apresenta algumas fissuras de maior abertura identificadas na VTS1 após sua ruptura a 72,29 kN. Todas essas estão localizadas no quinto médio da viga. Após é apresentada a Tabela 4.32 com os valores da evolução das aberturas das seis fissuras “E”, “F”, “G”, “H”, “A” e “I”, conforme ordem em que estão identificadas na imagem, para 40 kN, 60 kN e 72 kN.



Figura 4.35 – Fissuras da VTS1 após ruptura

Tabela 4.32 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VTS1

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)						Total
	E	F	G	H	A	I	
40	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,55
60	0,3	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	1,4
72	0,4	0,75	0,5	0,4	0,3	1,5	3,85

Segundo essa imagem, a fissura nomeada com a letra “A” destacou-se entre 0 kN e 20 kN, pois começou sua marcação com a cor azul, e as “E”, “F”, “G”, “H” e “I”, entre 40 kN e 60 kN, com a cor vermelha. Além disso, conforme a tabela acima, observa-se que as “F” e “I” tiveram as maiores aberturas de fissuras após a ruptura da VTS1 de, respectivamente, 0,75 mm e 1,5 mm, sendo essa a maior de toda a extensão dessa viga testemunho subdimensionada. Também se constata que, neste trecho avaliado, na carga de escoamento do aço, a soma das seis aberturas é de 3,85 mm, não podendo compará-la às de ruptura.

Abaixo segue a Figura 4.36, que apresenta algumas fissuras de maior abertura identificadas na VRE1 após sua ruptura a 58,99 kN, evidenciando uma queda brusca da carga máxima de 84 kN após o descolamento dos dois laminados de PRFC da face inferior da viga. Todas essas estão localizadas no quinto médio da viga. Após é apresentada a Tabela 4.33 com os valores da evolução das aberturas das oito fissuras “C”, “D”, “O”, “E”, “P”, “F”, “Q” e “G”, conforme ordem em que estão identificadas na imagem, para 40 kN, 60 kN, 80 kN e 84 kN.

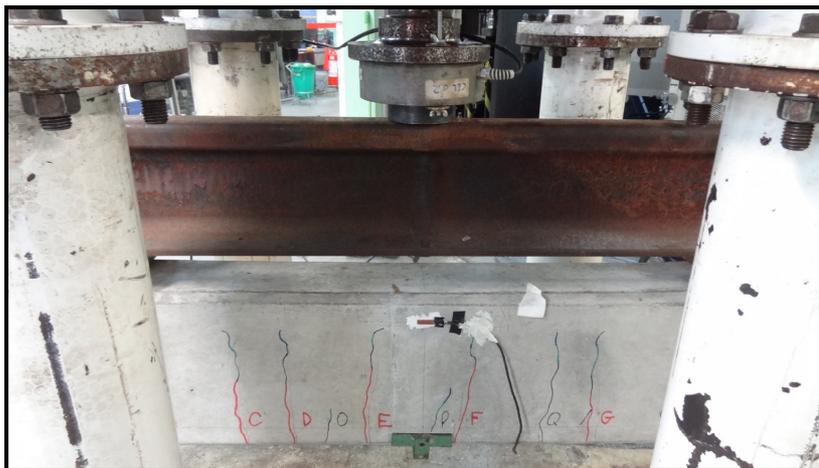


Figura 4.36 – Fissuras da VRE1 após ruptura

Tabela 4.33 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRE1

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)								Total
	C	D	O	E	P	F	Q	G	
40	0,1	0,1	-	0,1	-	0,1	-	0,05	0,45
60	0,2	0,15	0,05	0,2	0,05	0,2	0,05	0,15	1,05
80	0,4	0,3	0,05	0,4	0,05	0,5	0,1	0,35	2,15
84	0,5	0,5	0,05	0,5	0,1	0,75	0,25	0,5	3,15

Segundo essa imagem, as fissuras nomeadas com as letras “C”, “D”, “E”, “F” e “G” destacaram-se entre 20 kN e 40 kN, pois começaram sua marcação com a cor vermelha, e as “O”, “P” e “Q”, entre 40 kN e 60 kN, com a cor preta. Além disso, conforme a tabela acima, observa-se que as “B”, consoante APÊNDICE A, e “F” tiveram as maiores aberturas de fissuras após a ruptura da VRE1, de 0,75 mm, sendo essas as maiores de toda a extensão dessa viga reforçada externamente. Também se constata que, neste trecho avaliado, após sua ruptura, a soma das oito aberturas é de 3,15 mm, sendo a segunda menor entre as cinco vigas.

Abaixo segue a Figura 4.37, que apresenta algumas fissuras de maior abertura identificadas na VRR1 após sua ruptura a 101,44 kN. Todas essas estão localizadas no quinto médio da viga. Após é apresentada a Tabela 4.34 com os valores da evolução das aberturas das quatorze fissuras “O”, “E”, “CC”, “F”, “G”, “DD”, “H”, “EE”, “FF”, “I”, “GG”, “J”, “K” e “HH”, conforme ordem em que estão identificadas na imagem, para 40 kN, 60 kN, 80 kN e 100 kN.

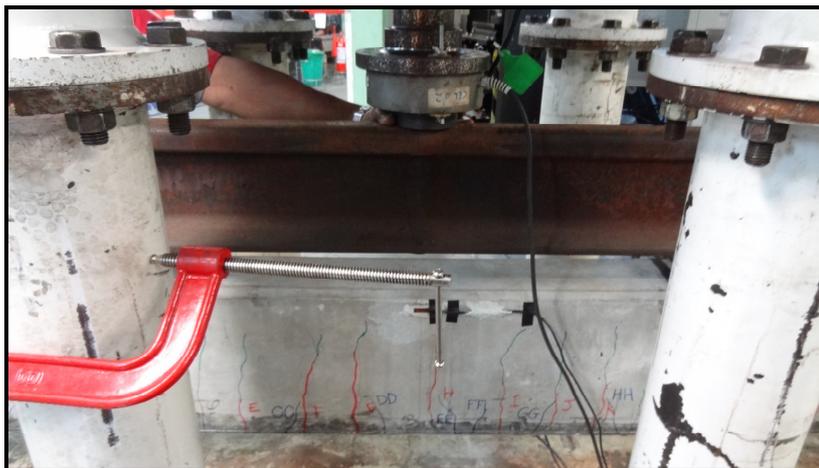


Figura 4.37 – Fissuras da VRR1 após ruptura

Tabela 4.34 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRR1

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)														Total
	O	E	CC	F	G	DD	H	EE	FF	I	GG	J	K	HH	
40	-	0,05	-	0,05	0,05	-	0,05	-	-	0,05	-	0,05	0,05	-	0,35
60	0,05	0,05	-	0,1	0,1	-	0,1	-	-	0,1	-	0,05	0,1	-	0,65
80	0,1	0,2	-	0,15	0,2	-	0,2	-	-	0,2	-	0,1	0,3	-	1,45
100	0,4	0,2	0,05	0,5	0,2	0,05	0,3	0,05	0,05	0,3	0,1	0,2	0,5	0,1	3,0

Segundo essa imagem, as fissuras nomeadas com as letras “E”, “F”, “G”, “H”, “I”, “J” e “K” destacaram-se entre 20 kN e 40 kN, pois começaram sua marcação com a cor vermelha, a “O”, entre 40 kN e 60 kN, com a cor preta, e as “CC”, “DD”, “EE”, “FF”, “GG” e “HH”, entre 80 kN e 100 kN, com a cor azul. Além disso, conforme a tabela acima, observa-se que as “F” e “K” tiveram as segundas maiores aberturas de fissuras após a ruptura da VRR1, de 0,5 mm, sendo a “D”, consoante APÊNDICE A, de 0,75 mm, a maior abertura de fissura de toda a extensão dessa viga reforçada com resina. Também se constata que, neste trecho avaliado, após sua ruptura, a soma das quatorze aberturas é de 3 mm, sendo a menor entre as cinco vigas, assim como a menor abertura máxima entre todas.

Abaixo segue a Figura 4.38, que apresenta algumas das fissuras de maior abertura identificadas na VRA2 após sua ruptura a 72,53 kN. Todas essas estão localizadas no quinto médio da viga. Após é apresentada a Tabela 4.35 com os valores da evolução das aberturas das fissuras “D”, “E”, “M”, “F”, “G” e “H”, conforme ordem em que estão identificadas na imagem, para 40 kN, 60 kN e 74 kN.



Figura 4.38 – Fissuras da VRA2 após ruptura

Tabela 4.35 – Evolução das aberturas de fissuras no quinto médio da VRA2

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)						Total
	D	E	M	F	G	H	
40	0,1	0,1	-	0,1	0,1	0,1	0,5
60	0,2	0,25	-	0,3	0,25	0,15	1,15
74	2,0	2,0	0,5	2,0	2,0	2,5	11,0

Segundo essa imagem, as fissuras nomeadas com as letras “D”, “E”, “F”, “G” e “H” destacaram-se entre 20 kN e 40 kN, pois começaram sua marcação com a cor vermelha, e a “M”, entre 60 kN e 74 kN, com a cor verde. Além disso, conforme a tabela acima, observa-se que as “C” e “I”, consoante APÊNDICE A, e “H” tiveram as maiores aberturas de fissuras após a ruptura da VRA1, de 2,5 mm, sendo essas as maiores de toda a extensão dessa viga reforçada com argamassa. Também se constata que, neste trecho avaliado, após sua ruptura, a soma das seis aberturas é de 11 mm, sendo a maior entre as cinco vigas.

Com base nas cinco tabelas anteriores, organizou-se a Tabela 4.36 para a comparação entre as evoluções das aberturas de fissuras, no quinto médio dessas vigas, obtidas para cada carga de pausa dos ensaios. Dessa forma, as colunas “T”, “D” e “P” correspondem, respectivamente, à soma das aberturas de fissuras, à diferença entre os valores da “T” da VTP2 em relação às quatro vigas restantes e à representação percentual da “D”. Também, para melhor visualização das evoluções das aberturas de fissuras, foi gerado o gráfico de dispersão de pontos unidos por linhas através do *Microsoft Office Excel*, conforme Figura 4.39.

Tabela 4.36 – Comparação entre as evoluções das aberturas de fissuras no quinto médio das vigas ensaiadas

Carga (kN)	Abertura de fissura (mm)												
	VTP2	VTS1			VRE1			VRR1			VRA2		
	T	T	D	P (%)	T	D	P (%)	T	D	P (%)	T	D	P (%)
40	0,4	0,55	0,15	37,5	0,45	0,05	12,5	0,35	-0,05	-12,5	0,5	0,1	25,0
60	1,05	1,4	0,35	33,33	1,05	0,0	0,0	0,65	-0,45	-42,86	1,15	0,1	9,52
72	-	3,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,0	5,85	113,59
76	5,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
80	-	-	-	-	2,15	-	-	1,45	-	-	-	-	-
84	-	-	-	-	3,15	-2,0	-38,83	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-	-	3,0	-2,15	-41,75	-	-	-

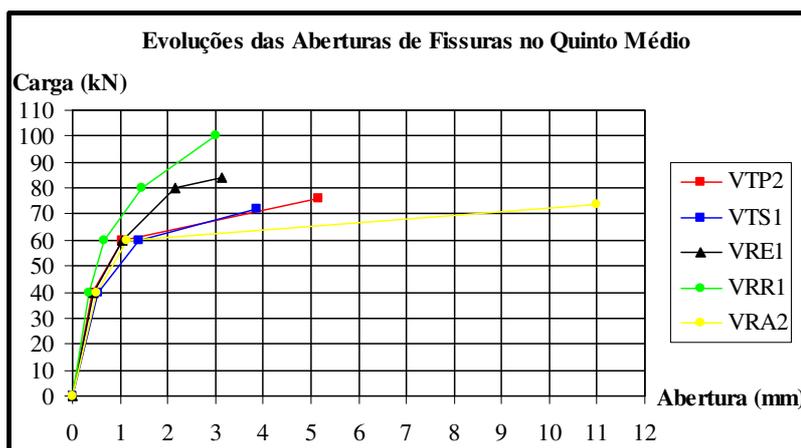


Figura 4.39 – Gráfico das evoluções das aberturas de fissuras no quinto médio

Segundo tabela e gráfico acima, verifica-se que a viga VRR1 apresentou decréscimos de “T”, medidos para todas as cargas de pausa dos ensaios, comparativamente às três vigas reforçadas em relação à VTP2, de -12,5 %, -42,86 % e -41,75 %, respectivamente, para 40 kN, 60 kN e carga de ruptura, de modo que é a de maior rigidez entre todas seguida pela VRE1, com percentual de -38,83 %, muito próxima ao dessa, medido após sua ruptura. O resultado da VRE1 ratifica Beber (2003) e Fortes (2004), e o da VRR1, Fortes (2004) e Garcez (2007), segundo os quais os reforços com compósitos de PRFC retardam a fissuração. Ainda destaca-se negativamente o desempenho da VRA2, que apresentou resultados piores aos de todas as vigas, exceto à VTS1, sendo que atingiu um total de 11 mm após a ruptura, devido ao, provavelmente, descolamento dos laminados de PRFC da argamassa.

Ainda, com base nas seis tabelas anteriores, organizou-se a Tabela 4.37 para a determinação das aberturas médias de fissuras, no quinto médio das cinco vigas, obtidas para cada carga de pausa dos ensaios, não sendo adotada por nenhum autor consultado. Desse modo, as colunas “M”, “D” e “P” correspondem, respectivamente, à média das somas das aberturas de fissuras obtida através do quociente entre os valores da coluna “T” da última tabela e a soma do número de fissuras indicadas nas cinco tabelas anteriores à última, à diferença entre os valores da “M” da VTP2 em relação às quatro vigas restantes e à representação percentual da “D”. Também, para melhor visualização da variação das médias das aberturas de fissuras, foi gerado o gráfico de colunas através do *Microsoft Office Excel*, conforme Figura 4.40.

Tabela 4.37 – Comparação entre as aberturas médias de fissuras no quinto médio das vigas ensaiadas

Carga (kN)	Abertura média de fissura (mm)												
	VTP2	VTS1			VRE1			VRR1			VRA2		
	M	M	D	P (%)	M	D	P (%)	M	D	P (%)	M	D	P (%)
40	0,1	0,09	-0,01	-10,0	0,09	-0,01	-10,0	0,05	-0,05	-50,0	0,1	0,0	0,0
60	0,15	0,23	0,08	53,33	0,13	-0,02	-13,33	0,08	-0,07	-46,67	0,23	0,08	53,33
68	-	0,64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,83	1,09	147,3
76	0,74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
80	-	-	-	-	0,27	-	-	0,18	-	-	-	-	-
84	-	-	-	-	0,39	-0,35	-47,3	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-	-	0,21	-0,53	-71,62	-	-	-

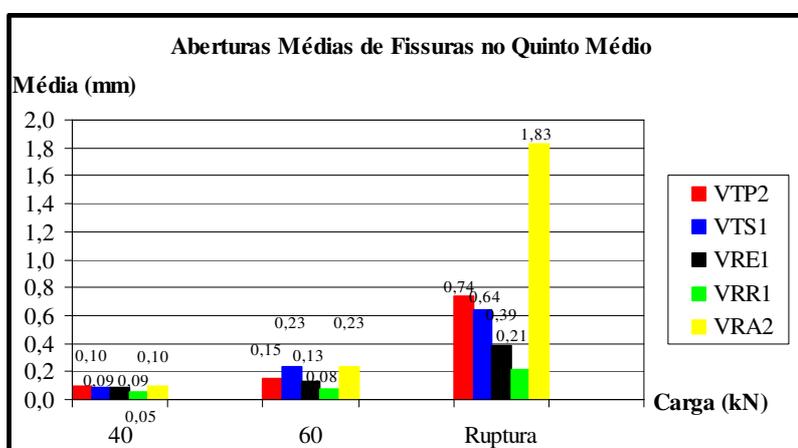


Figura 4.40 – Gráfico das aberturas médias de fissuras no quinto médio

Segundo tabela e gráfico acima, verifica-se que a viga VRR1 apresentou decréscimos de “M”, medidos para todas as cargas de pausa dos ensaios, comparativamente às três vigas reforçadas em relação à VTP2, de -50 %, -46,67 % e -71,62 %, respectivamente, para 40 kN, 60 kN e carga de ruptura, de modo que, com essa abordagem, torna-se mais evidente que é a de maior rigidez entre todas seguida pela VRE1, com percentuais de -10 %, -13,33 % e -47,3 %. Dessa forma, comparando-se essas duas com os melhores resultados quanto às aberturas médias no quinto médio das vigas, obtém-se uma diferença de -0,05 mm para a VRR1, o que equivale a -38,46 % em relação ao valor da VRE1. Também, essa diferença comprova o melhor desempenho do reforço estrutural com compósitos de laminados de PRFC inseridos em entalhes executados no concreto de cobertura preenchidos com resina epóxi, já que esse dado demonstra que as fissuras, em maior quantidade nessa em relação às quatro restantes, estão melhores distribuídas ao longo da extensão da VRR1. Ainda, com essa forma de avaliação, percebe-se que a VRA2 teve um comportamento semelhante ao da VTS1 até os 60 kN, sendo, para cargas superiores, a partir do escoamento do aço, evidente a perda da aderência do material de reforço sobre o concreto, criando uma descontinuidade na viga, que causou a sua ruptura com carga inferior à da VTS1.

5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste último capítulo, após ser realizada a análise experimental de sistemas de reforço estrutural à flexão com laminados de PRFC aplicados a vigas de concreto armado, são apresentadas as conclusões obtidas da comparação dos resultados experimentais apresentados no capítulo anterior quanto às três variáveis dependentes analisadas nesta dissertação. Antes disso, são feitas comparações entre as distintas aplicações das técnicas de reforço estrutural abordadas neste trabalho. Por fim, sugerem-se novas abordagens para futuras pesquisas sobre o tema estudado. Dessa forma, este se divide em:

- a) execução dos sistemas de reforço estrutural;
- b) resultados experimentais;
- c) sugestões para trabalhos futuros.

5.1 EXECUÇÃO DOS SISTEMAS DE REFORÇO ESTRUTURAL

Com base no que foi apresentado no terceiro capítulo desta dissertação, o que se pode destacar acerca da execução dos três sistemas de reforço estrutural é que todos apresentam certo grau de dificuldade, pois exigem cuidado na marcação das vigas e no manuseio dos equipamentos elétricos necessários, sendo os cortes de maiores precisão e dificuldade. Dessa forma, quando se comparam os tempos de preparação das vigas, ou seja, se analisa o quanto durou a remoção da nata superficial da face inferior das vigas VRE1 e VRE2 e sua marcação para posterior execução do reforço estrutural e a marcação e posterior corte das faces laterais das vigas VRR1, VRR2, VRA1 e VRA2, constata-se que ambos são próximos.

Seguindo-se para a etapa de aplicação dos reforços estruturais, isto é, dos procedimentos de colagem externa dos compósitos de laminados de PRFC nas VRE1 e VRE2 e de inserção dessas tiras de fibras nos entalhes executados nas VRR1, VRR2, VRA1 e VRA2, constata-se que o tempo despendido nas quatro primeiras é semelhante, porém, nas duas últimas, é maior devido à preparação da argamassa com sílica ativa. Sobre isso, o quadro da Figura 5.1 resume essas comparações entre dificuldade e tempo de execução dos reforços estruturais avaliados.

Etapa	Comparativo	Viga		
		VRE1 e VRE2	VRR1 e VRR2	VRA1 e VRA2
Preparação	Dificuldade	menor	maior	maior
	Tempo	igual	igual	igual
Aplicação	Dificuldade	menor	menor	maior
	Tempo	menor	menor	maior

Figura 5.1 – Quadro resumo das comparações entre as execuções dos sistemas de reforço estrutural avaliados

Ainda, como acréscimo a essas comparações, podem analisar-se simplificadamente as previsões de custos das três técnicas de reforço estrutural avaliadas, mesmo não tendo realizado-se os cálculos necessários. Dessa forma, conclui-se que o reforço estrutural com inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento das vigas preenchidos com resina epóxi é o mais oneroso, sendo que o com argamassa com sílica ativa é o menos, já que utiliza um material cimentício. Além disso, como o por colagem externa de compósitos de laminados de PRFC necessita de menos resina epóxi do que o primeiro, seu custo pode ser considerado intermediário.

5.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Com base no que foi apresentado no quarto capítulo desta dissertação, conclui-se que o desempenho do sistema de reforço estrutural com inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento das vigas preenchidos com argamassa com sílica ativa foi insuficiente, ao contrário do com resina epóxi. Isso ocorreu, como fora apresentado anteriormente, pois a aderência da argamassa ao substrato de concreto ou da primeira ao compósito de laminado de PRFC foi insuficiente. Essa constatação não impossibilita que o preenchimento das ranhuras com esse material cimentício não possa ser utilizado, mas que precisa ser mais bem estudado, como é exposto no próximo item.

Ressalta-se que o procedimento proposto da execução dos entalhes nas faces laterais da viga, e não na inferior como todos os autores consultados adotaram, revelou-se muito eficiente, pois obteve resultados semelhantes aos de outros pesquisadores. Além disso, apresentou a vantagem de poder ser executado por duas pessoas simultaneamente, uma de cada lado, assim como de não precisar remover-se parte ou a totalidade da parede sob esse elemento.

Comparando-se as cargas máximas resistidas pelas vigas, constatou-se que as reforçadas com a inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento preenchidos com resina epóxi e com a colagem externa de compósitos de laminados de PRFC apresentaram valores superiores ao da viga testemunho de projeto. Desse modo, não só atingiram o objetivo de recuperar-se a capacidade portante dessa viga, mas também de superar-se esse valor, demonstrando agregarem mais rigidez a esses elementos.

Os modos de ruptura observados condizem com o que tem sido apresentado em outros trabalhos nessas últimas décadas, sendo que todas as técnicas avaliadas não puderam atingir toda sua capacidade resistente. Isso ocorreu, visto que nenhuma rompeu por falência do compósito de laminado de PRFC utilizado, como pode ser comprovado pelo quadro resumo da Figura 5.2.

Viga	Carga máxima (kN)	Modo de ruptura
VRE1	83,6	descolamento dos laminados de PRFC da face inferior
VRR1	106,04	escoamento do aço seguido por esmagamento do concreto sob um dos pontos de carregamento
VRA2	73,98	escoamento do aço seguido por descolamento dos dois laminados de PRFC da argamassa com sílica ativa ou dessa do substrato de concreto

Figura 5.2 – Quadro resumo das cargas máximas e dos modos de ruptura das vigas reforçadas ensaiadas

Comparando-se os deslocamentos verticais no centro do vão das vigas, verificou-se que as reforçadas com colagem externa de compósitos de laminados de PRFC apresentaram os menores acréscimos em relação ao obtido durante o carregamento das vigas testemunhos de projeto, o que já foi amplamente comprovado por outros autores, sendo que a utilização de tecidos de PRFC é mais eficiente quanto a essa variável. Além disso, as reforçadas com a inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento preenchidos com resina epóxi também tiveram valores maiores que as vigas testemunhos de projeto e que essa reforçada. Dessa forma, pela comparação das curvas de evolução das cargas em razão dos deslocamentos verticais impostos pelo pórtico de ruptura, concluiu-se, previamente, que esse último reforço estrutural aumentava menos a rigidez das vigas comparativamente ao com colagem externa.

Comparando-se a soma, ou melhor, o total, das aberturas de fissuras no quinto médio das vigas, concluiu-se que as reforçadas com a inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento preenchidos com resina epóxi apresentaram percentuais elevados de redução em relação às vigas testemunhos de projeto. Além disso, apresentaram a abertura de 0,75 mm como a maior em toda a extensão da viga, assim como as reforçadas com colagem externa de compósitos de laminados de PRFC.

Por essa última análise, as vigas reforçadas com a inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento preenchidos com resina epóxi teriam aumentado a rigidez das vigas mais do que as reforçadas com colagem externa de compósitos de laminados de PRFC, o que contrariaria a conclusão logo acima ao se analisarem os deslocamentos verticais no centro do vão das vigas. Desse modo, determinaram-se as aberturas médias de fissuras no quinto médio, cujos valores confirmaram a grande contribuição de rigidez agregada às vigas reforçadas com a inserção de compósitos de laminados de PRFC em entalhes executados no concreto de cobrimento preenchidos com resina epóxi, uma vez que os percentuais de redução desse valor foram muito inferiores aos das vigas testemunhos de projeto e aos das reforçadas com colagem externa de compósitos de laminados de PRFC. Ainda podem reunir-se essas informações comparativas referentes às aberturas de fissuras no quinto médio das vigas reforçadas ensaiadas no quadro resumo da Figura 5.3.

Viga	Abertura de fissura no quinto médio (mm)					
	Máxima	Comparativo	Total	Comparativo	Média	Comparativo
VRE1	0,75	baixa	3,15	baixa	0,39	média
VRR1	0,75	baixa	3	baixa	0,21	baixa
VRA2	2,5	alta	11	alta	1,83	alta

Figura 5.3 – Quadro resumo das comparações das aberturas de fissuras no quinto médio das vigas reforçadas ensaiadas

Após essas comparações acima entre as três variáveis dependentes estudadas nesta dissertação, podem-se resumir essas conclusões. Dessa forma, segue abaixo a Figura 5.4 que apresenta o quadro resumo comparativo do desempenho dos três sistemas de reforço estrutural quanto às cargas máximas, aos deslocamentos verticais no centro do vão e às aberturas de fissuras.

Comparativo	Sistema de reforço estrutural com laminado de PRFC		
	Colado externamente	Inserido com resina epóxi	Inserido com argamassa com sílica ativa
Carga máxima	média	maior	menor
Deslocamento vertical no centro do vão	menor	médio	maior
Abertura de fissura	média	menor	maior

Figura 5.4 – Quadro resumo das comparações entre os desempenhos dos sistemas de reforço estrutural avaliados

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante as etapas experimentais e após a análise dos resultados obtidos através desta pesquisa, surgiram questionamentos e novas ideias para trabalhos futuros em vigas reforçadas à flexão. Desse modo, seguem abaixo algumas sugestões próprias e baseadas nas pesquisas de outros autores para vigas de dimensões reais:

- a) quanto à colagem externa de tecidos e laminados de PRF,
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com laminados colados nas duas faces laterais, como adotado neste trabalho para sua inserção em entalhes preenchidos com resina epóxi;
 - comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com laminados de menor espessura e maior largura, avaliando-se a aderência no concreto, segundo comprovado por Mazzotti et al. (2008);
 - comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com laminados, utilizando-se os mesmos procedimentos adotados por Silva e Biscaia (2008) para os tecidos;
 - comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos fixados mecanicamente com parafusos de concreto, não adotado no Brasil, conforme Martin e Lamanna (2008);
 - comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos de PRF híbridos, não adotados no Brasil, conforme Hosny et al. (2006) e Attari et al. (2012);

- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos tratados para aumentar sua aderência, segundo Xu e Li (2007);
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos fixados mecanicamente de forma híbrida, não adotado no Brasil, conforme Wu e Huang (2008) e Wu et al. (2011);
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas, tratando superficialmente o concreto com jato de água, comprovado ser melhor do que através de politriz, conforme Toutanji e Ortiz (2001);
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas, conforme descrito por Larralde et al. (2001);

b) quanto à inserção em entalhes de laminados de PRFC,

- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas variando-se a profundidade e a espessura dos entalhes executados pelas faces laterais e pela face inferior, sendo esta a forma convencional;
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas variando-se a composição da argamassa reforçada com sílica ativa, avaliando-se a aderência no concreto e no laminado;
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas variando-se a forma de tratamento superficial do laminado, avaliando-se a aderência na argamassa com sílica ativa;

c) quanto às técnicas de reforço estrutural contemporâneas,

- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos aplicando reforço colado externamente sobre ranhuras, denominado *Externally Bonded Reinforcement on Groves (EBROG)*, ou em ranhuras, denominado *Externally Bonded Reinforcement in Groves (EBRIG)*, não adotados no Brasil, conforme, respectivamente, Mostofinejad e Mahmoudabadi (2010) e Mostofinejad e Shamel (2013);
- comparação entre desempenhos de vigas reforçadas com tecidos aplicando concreto reforçado com tecido, denominado *Textile Reinforced Concrete (TRC)*, não adotado no Brasil, conforme Contamine et al. (2011).

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-08**: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills, 2008.

ASHOUR, A. F. Size of FRP laminates to strengthen reinforced concrete sections in flexure. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures & Buildings**, v. 152, n. 3, p. 225-233, Aug. 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: concreto: ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10908**: aditivos para argamassa e concreto: ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 23**: cimento Portland e outros materiais em pó: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: agregado graúdo: determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

ATTARI, N.; AMZIANE, S.; CHEMROUK, M. Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets. **Construction and Building Materials**, v. 37, n. 1, p. 746-757, Dec. 2012.

BEBER, A. J. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibras de carbono**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçado com compósitos de fibras de carbono**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BILOTTA, A.; CERONI, F.; DI LUDOVICO, M.; NIGRO, E.; PECCE, M.; MANFREDI, G. Bond efficiency of EBR and NSM FRP systems for strengthening concrete members. **Journal of Composites for Construction**, v. 15, n. 5, Sept./Oct. 2011.

CALLISTER, W. D. **Materials science and engineering: an introduction**. 4 ed. New York: John Wiley & Sons, 1997. 853 p.

CHOI, H. T.; WEST, J. S.; SOUDKI, K. A. Analysis of the flexural behavior of partially bonded FRP strengthened concrete beams. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 4, p. 375-386, July/Aug. 2008.

CONTAMINE, R.; SI LARBI, A.; HAMELIN, P. Contribution to direct tensile testing of textile reinforced concrete (TRC) composites. **Materials Science and Engineering A**, v. 528, n. 29, p. 8589-8598, Nov. 2011.

DAI, J.-G.; YOKOTA, H.; IWANAMI, M.; KATO, E. Experimental investigation of the influence of moisture on the bond behavior of FRP to concrete interfaces. **Journal of Composites for Construction**, v. 14, n. 6, p. 834-844, Nov./Dec. 2010.

DE LORENZIS, L.; TENG, J. G. Near-surface mounted FRP reinforcement: an emerging technique for strengthening structures. **Composites - Part B: Engineering**, v. 38, n. 2, p. 119-143, Mar. 2007.

DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS. **Tarifas**. Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dmae/default.php?p_secao=215>. Acesso em: 21 jan. 2012.

EKENEL, M.; RIZZO, A.; MYERS, J. J.; NANNI, A. Flexural fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with FRP fabric and precured laminate systems. **Journal of Composites for Construction**, v. 10, n. 5, p. 433-442, Sept./Oct. 2006.

FERRIER, E.; MICHEL, L.; JURKIEWIEZ, B.; HAMELIN, P. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 2, p. 461-467, Feb. 2011.

FORTES, A. S. **Estruturas de concreto submetidas à flexão reforçadas com laminados de CFRP colados em entalhes**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HASSAN, T.; RIZKALLA, S. Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips. **Journal of Composites for Construction**, Aug. 2003. p. 248-257.

HOSNY, A.; SHAHEEN, H.; ABDELRAHMAN, A.; ELAFANDY, T. Performance of reinforced concrete beams strengthened by hybrid FRP laminates. **Cement & Concrete Composites**, v. 28, n. 10, p. 906-913, Nov. 2006.

KOTYNIA, R. Bond between FRP and concrete in reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted and externally bonded reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 32, p. 41-54, July 2012.

LARRALDE, J.; ELPERT, M. S.; WECKERMANN, D. A simplified shear test for the adhesion of FRP composites to concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 23, n. 1, p. 66-70, June 2001.

LIU, I. S. T.; OEHLERS, D. J.; SERACINO, R. Tests on the ductility of reinforced concrete beams retrofitted with FRP and steel near-surface mounted plates. **Journal of Composites for Construction**, v. 10, n. 2, p. 106-114, Mar./Apr. 2006.

MARTIN, J. A.; LAMANNA, A. J. Performance of mechanically fastened FRP strengthened concrete beams in flexure. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 3, p. 257-265, May/June 2008.

MAZZOTTI, C.; SAVOIA, M.; FERRACUTI, B. An experimental study on delamination of FRP plates bonded to concrete. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 7, p. 1409-1421, July 2008.

MESHGIN, P.; CHOI, K.-K.; TAHA, M. M. R. Experimental and analytical investigations of creep of epoxy adhesive at the concrete-FRP interfaces. **International Journal of Adhesion & Adhesives**, v. 29, n. 1, p. 56-66, Jan. 2009.

MOSTOFINEJAD, D.; MAHMOUDABADI, E. Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams. **Journal of Composites for Construction**, v. 14, n. 6, p. 804-811, Nov./Dec. 2010.

MOSTOFINEJAD, D.; SHAMELI, S. M. Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 38, n. 1, p. 751-758, Jan. 2013.

NARDONE, F.; DI LUDOVICO, M.; CASO Y BASALO, F. J. de; PROTA, A.; NANNI, A. Tensile behavior of epoxy based FRP composites under extreme service conditions. **Composites - Part B: Engineering**, v. 43, n. 3, p. 1468-1474, Apr. 2012.

NORRIS, T.; SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R. Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. **Journal of Structural Engineering**, New York, ASCE. v.123, n.7, p. 903-911, July 1997.

PAN, J.; HUANG, Y.; XING, F. Effect of chloride content on bond behavior between FRP and concrete. **Transactions of Tianjin University**, v. 16, n. 6, p. 405-410, Dec. 2010.

PAN, J.; LEUNG, C. K. Y. Effect of concrete composition on FRP-concrete bond capacity. **Journal of Composites for Construction**, v. 11, n. 6, p. 611-618, Nov./Dec. 2007.

RIZZO, A.; DE LORENZIS, L. Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 4, p. 1555-1567, Apr. 2009.

ROCARBON. **Fibra de vidro**. Disponível em:
<[http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Vidro.jsp&secao=Materiais Compósitos Avançados](http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Vidro.jsp&secao=Materiais%20Comp%C3%B3sitos%20Avan%C3%A7ados)>. Acesso em: 28 mar. 2012a.

ROCARBON. **Fibra de aramida**. Disponível em:
<[http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Aramida.jsp&secao=Materiais Compósitos Avançados](http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Aramida.jsp&secao=Materiais%20Comp%C3%B3sitos%20Avan%C3%A7ados)>. Acesso em: 28 mar. 2012b.

ROCARBON. **Fibra de carbono**. Disponível em:
<[http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Carbono.jsp&secao=Materiais Compósitos Avançados](http://www.rocarbon.com/Rocarbon?acao=abrirpagina&pagina=Fibra_de_Carbono.jsp&secao=Materiais%20Comp%C3%B3sitos%20Avan%C3%A7ados)>. Acesso em: 28 mar. 2012c.

SANTA, A. de; ELORZA, T. **Prédio do DETRAN será liberado após reconstrução de pilares**. Disponível em:
<<http://www.jornaldelondrina.com.br/mundo/conteudo.phtml?id=1243528>>. Acesso em: 23 ago. 2012.

SILVA, M. A. G.; BISCAIA, H. Degradation of bond between FRP and RC beams. **Composite Structures**, v. 85, n. 2, p. 164-174, Sept. 2008.

TENG, J. G.; CHEN, J. F. Mechanics of debonding in FRP-plated RC beams. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 162, n. 5, p. 335-345, Oct. 2009.

TOUTANJI, H.; ORTIZ, G. The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members. **Composite Structures**, v. 53, n. 4, p. 457-462, Sept. 2001.

WU, Y.-F.; HUANG, Y. Hybrid bonding of FRP to reinforced concrete structures. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 3, p. 266-273, May/June 2008.

WU, Z.-M.; HUA, C.-H.; WUB, Y.-F.; ZHEN, J.-J. Application of improved hybrid bonded FRP technique to FRP debonding prevention. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 6, p. 2898-2905, June 2011.

XU, S.; LI, H. Bond properties and experimental methods of Textile Reinforced Concrete. **Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition**, v. 22, n. 3, p. 529-532, Sept. 2007.

YALIM, B.; KALAYCI, A. S.; MIRMIRAN, A. Performance of FRP-strengthened RC beams with different concrete surface profiles. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 6, p. 626-634, Nov./Dec. 2008.

YAO, J.; TENG, J. G. Plate end debonding in FRP-plated RC beams–I: experiments. **Engineering Structures**, v. 27, n. 10, p. 2457-2471, Oct. 2007.

ZHAO, M.; DONG, Y.; ZHAO, Y.; TENNANT, A.; ANSARI, F. Monitoring of bond in FRP retrofitted concrete structures. **Journal of Intelligent Material Systems and Structures**, v. 18, n. 8, p. 853-860, Aug. 2007.

APÊNDICE A – Tabelas da evolução das aberturas de fissuras das vigas

Tabela A.1 – Evolução das aberturas de fissuras da VTP1

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	68 kN
A	0,05	0,1	0,15	0,2
B	0,05	0,1	0,1	0,2
C	0,05	0,1	0,3	1,25
D		0,05	0,1	0,2
E		0,05	0,15	0,2
F		0,05	0,1	0,2
G		0,05	0,1	0,1
H		0,05	0,2	0,2
I		0,1	0,2	1,0
J		0,1	0,3	0,4
K		0,05	0,2	0,2
L		0,05	0,1	0,2
M		0,05	0,1	0,2
N		0,05	0,05	0,05
O			0,05	0,1
P			0,05	0,05
Total	0,15	0,95	2,25	4,75

Tabela A.2 – Evolução das aberturas de fissuras da VTP2 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	76 kN
A	0,05	0,15	0,3	2,0
B		0,1	0,1	0,1
C		0,1	0,2	0,5
D		0,05	0,1	1,25
E		0,05	0,15	0,15
F		0,1	0,2	1,5
G		0,1	0,15	1,25
H		0,1	0,2	1,5
I		0,05	0,2	0,3
J			0,05	0,1
K			0,1	0,2
L			0,1	0,1

Tabela A.2 – Evolução das aberturas de fissuras da VTP2 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	76 kN
M			0,1	0,1
N			0,05	0,05
O			0,05	0,05
P			0,05	0,1
Q				0,05
R				0,05
Total	0,05	0,8	2,1	9,35

Tabela A.3 – Evolução das aberturas de fissuras da VTS1

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	72 kN
A	0,05	0,1	0,2	0,3
B		0,05	0,1	0,2
C		0,05	0,15	0,2
D		0,05	0,2	0,4
E		0,05	0,3	0,4
F		0,1	0,3	0,75
G		0,1	0,2	0,5
H		0,1	0,2	0,4
I		0,1	0,2	1,5
J		0,1	0,3	0,4
K		0,05	0,1	0,2
L			0,05	0,1
M			0,05	0,2
N			0,05	0,05
O			0,05	0,1
P			0,1	0,1
Q				0,05
Total	0,05	0,85	2,55	5,85

Tabela A.4 – Evolução das aberturas de fissuras da VTS2

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	68 kN	73 kN
A	0,05	0,2	0,2	0,3
B	0,1	0,2	0,25	0,75
C	0,1	0,3	0,75	1,5
D	0,05	0,1	0,75	1,5
E	0,1	0,25	0,75	1,5
F	0,1	0,3	0,4	0,75
G	0,05	0,25	0,75	1,5
H	0,15	0,25	1,0	1,5
I	0,15	0,3	0,5	1,0
J	0,1	0,2	0,25	0,3
K		0,1	0,15	0,2
L		0,05	0,05	0,1
M		0,1	0,4	0,75
N		0,05	0,05	0,05
O		0,05	0,05	0,1
P			0,5	1,0
Q				0,1
R				1,0
Total	0,95	2,7	6,8	13,9

Tabela A.5 – Evolução das aberturas de fissuras da VRE1 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	84 kN
A	0,05	0,1	0,2	0,2
B	0,1	0,2	0,5	0,75
C	0,1	0,2	0,4	0,5
D	0,1	0,15	0,3	0,5
E	0,1	0,2	0,4	0,5
F	0,1	0,2	0,5	0,75
G	0,05	0,15	0,35	0,5
H	0,1	0,25	0,4	0,5
I	0,1	0,2	0,4	0,5
J	0,05	0,1	0,2	0,2

Tabela A.5 – Evolução das aberturas de fissuras da VRE1 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	84 kN
K		0,1	0,15	0,15
L		0,1	0,15	0,15
M		0,05	0,1	0,1
N		0,05	0,05	0,05
O		0,05	0,05	0,05
P		0,05	0,05	0,1
Q		0,05	0,1	0,25
R		0,05	0,05	0,05
S		0,05	0,1	0,15
T		0,05	0,05	0,05
U			0,1	0,1
V			0,05	0,05
Total	0,85	2,35	4,65	6,2

Tabela A.6 – Evolução das aberturas de fissuras da VRE2 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)		
	40 kN	60 kN	80 kN
A	0,05	0,1	0,2
B	0,1	0,2	0,5
C	0,1	0,2	0,4
D	0,1	0,2	0,5
E	0,05	0,1	0,4
F	0,05	0,15	0,3
G	0,05	0,1	0,3
H	0,1	0,15	0,3
I	0,1	0,2	0,75
J	0,05	0,1	0,2
K	0,05	0,1	0,1
L		0,05	0,4
M		0,1	0,2
N		0,1	0,3
O		-	0,05
P		0,05	0,1

Tabela A.6 – Evolução das aberturas de fissuras da VRE2 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)		
	40 kN	60 kN	80 kN
Q		0,1	0,2
R		0,05	0,05
S			0,1
T			0,1
U			-
V			0,2
W			0,1
Total	0,8	3,05	5,75

Tabela A.7 – Evolução das aberturas de fissuras da VRR1 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	100 kN
A	0,05	0,05	0,05	0,05
B	0,05	0,05	0,1	0,2
C	0,05	0,05	0,1	0,4
D	0,05	0,1	0,2	0,75
E	0,05	0,05	0,2	0,2
F	0,05	0,1	0,15	0,5
G	0,05	0,1	0,2	0,2
H	0,05	0,1	0,2	0,3
I	0,05	0,1	0,2	0,3
J	0,05	0,05	0,1	0,2
K	0,05	0,1	0,3	0,5
L	0,05	0,1	0,2	0,4
M	0,05	0,05	0,05	0,05
N	0,05	0,05	0,1	0,1
O		0,05	0,1	0,4
P		0,05	0,1	0,1
Q		0,05	0,1	0,5
R		0,05	0,1	0,3
S		0,05	0,05	0,2
T			0,05	0,1
U			0,05	0,1

Tabela A.7 – Evolução das aberturas de fissuras da VRR1 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	100 kN
V			0,05	0,15
W			0,05	0,1
X				0,2
Y				0,3
Z				0,2
AA				0,05
BB				0,1
CC				0,05
DD				0,05
EE				0,05
FF				0,05
GG				0,1
HH				0,1
II				0,05
JJ				0,1
KK				0,5
LL				0,1
MM				-
NN				0,1
Total	0,7	1,3	2,8	8,2

Tabela A.8 – Evolução das aberturas de fissuras da VRR2 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	100 kN
A	0,05	0,1	0,1	0,1
B	0,05	0,1	0,15	0,2
C	0,1	0,15	0,25	0,5
D	0,05	0,05	0,05	0,05
E	0,05	0,05	0,1	0,5
F	0,1	0,15	0,2	0,5
G	0,1	0,15	0,2	0,4
H	0,1	0,1	0,15	0,25
I	0,05	0,05	0,1	0,15

Tabela A.8 – Evolução das aberturas de fissuras da VRR2 (continuação)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	100 kN
J	0,1	0,15	0,3	0,75
K	0,1	0,1	0,1	0,25
L	0,05	0,1	0,1	0,1
M		0,05	0,05	0,05
N		0,05	0,05	0,05
O		0,05	0,1	0,1
P		0,05	0,1	0,3
Q		0,1	0,2	0,3
R		0,05	0,05	0,05
S		0,05	0,05	0,1
T		0,05	0,1	0,2
U		0,05	0,05	0,05
V		0,1	0,1	0,1
W			0,1	0,1
X			0,05	0,1
Y			0,05	0,05
Z			0,05	0,3
AA			0,05	0,05
BB			0,05	0,1
CC			0,05	0,15
DD			0,05	0,25
EE			0,1	0,4
FF			0,1	0,5
GG			0,05	0,05
HH			0,1	0,25
II			0,05	0,4
JJ			0,1	0,15
KK			0,05	0,1
LL				0,1
MM				0,05
NN				-
OO				-
PP				0,05

Tabela A.8 – Evolução das aberturas de fissuras da VRR2 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	40 kN	60 kN	80 kN	100 kN
QQ				0,05
RR				0,05
SS				0,05
TT				0,05
UU				0,05
VV				0,05
WW				0,05
XX				-
YY				0,05
ZZ				0,3
AAA				0,25
BBB				-
CCC				0,15
DDD				0,25
EEE				0,1
FFF				0,05
Total	0,9	1,85	3,65	9,7

Tabela A.9 – Evolução das aberturas de fissuras da VRA1 (continua)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	72 kN
A	0,05	0,15	0,4	2,0
B	0,05	0,2	0,4	2,0
C	0,05	0,15	0,25	1,0
D		0,1	0,2	0,2
E		0,05	0,05	0,1
F		0,1	0,15	0,25
G		0,1	0,2	1,0
H		0,15	0,3	2,5
I		0,2	0,3	1,5
J		0,1	0,2	1,0
K		0,15	0,25	1,25
L		0,1	0,2	0,2

Tabela A.9 – Evolução das aberturas de fissuras da VRA1 (conclusão)

Fissura	Abertura de fissura (mm)			
	20 kN	40 kN	60 kN	72 kN
M			0,05	0,1
N			0,05	1,0
O			0,05	0,05
P			0,1	0,1
Q				0,5
R				0,2
S				0,1
T				0,3
U				0,05
V				0,5
Total	0,15	1,55	3,15	15,9

Tabela A.10 – Evolução das aberturas de fissuras da VRA2

Fissura	Abertura de fissura (mm)		
	40 kN	60 kN	74 kN
A	0,05	0,1	0,2
B	0,1	0,2	1,25
C	0,1	0,2	2,5
D	0,1	0,2	2,0
E	0,1	0,25	2,0
F	0,1	0,3	2,0
G	0,1	0,25	2,0
H	0,1	0,15	2,5
I	0,15	0,4	2,5
J	0,1	0,3	0,75
K		0,05	0,1
L		0,1	0,2
M			0,5
N			0,4
O			0,1
Total	1,0	2,6	19,0