

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

LUÍSA ROCHA WIERZBICKI

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DA TÉCNICA DE REFORÇO NSM (*Near
Surface Mounted*) COM FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS
SUBMETIDAS À FLEXÃO**

DISSERTAÇÃO

CURITIBA

2021

LUÍSA ROCHA WIERZBICKI

ANÁLISE DO DESEMPENHO DA TÉCNICA DE REFORÇO NSM (*Near Surface Mounted*) COM FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS SUBMETIDAS À FLEXÃO

PERFORMANCE ANALYSIS OF THE CARBON FIBER NEAR SURFACE MOUNTED (NSM) REINFORCEMENT TECHNIQUE IN BEAMS SUBMITTED TO THE FLEXION STRENGTH

Dissertação apresentada como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Prof. Dr. Wellington Mazer

CURITIBA

2021



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite que outros remixem, adaptem e criem a partir do trabalho licenciado para fins não comerciais, desde que atribuam ao autor o devido crédito. Os usuários não têm que licenciar os trabalhos derivados sob os mesmos termos estabelecidos pelo autor do trabalho original.



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Curitiba



LUISA ROCHA WIERZBICKI

ANÁLISE DO DESEMPENHO DA TÉCNICA DE REFORÇO NSM (*NEAR SURFACE MOUNTED*) COM FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS SUBMETIDAS À FLEXÃO.

Trabalho de pesquisa de mestrado apresentado como requisito para obtenção do título de Mestra Em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Área de concentração: Construção Civil.

Data de aprovação: 10 de março de 2021.

Prof. Wellington Mazer, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof. Arthur Medeiros, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof. Carlos Eduardo Rossigali, Doutorado - Universidade Federal do Paraná (UFPR)

AGRADECIMENTOS

Certamente apenas os parágrafos seguintes não farão jus à todas as pessoas que de alguma forma fizeram parte desta importante fase.

Em primeiro lugar, não posso deixar de agradecer ao meu orientador, Professor Dr. Wellington Mazer, por toda dedicação e empenho com que sempre me orientou. Ainda aos demais professores e funcionários da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, em especial o Sr. Paulo que nos orientou e auxiliou no uso do canteiro.

Igualmente agradeço a meu marido André, que me auxiliou principalmente na movimentação das vigas.

Agradeço também, aos meus colegas de Mestrado pelo apoio, especialmente ao Claiton e a Concreteira Novamix pelo suporte no fornecimento do concreto utilizado.

RESUMO

WIERZBICKI, Luísa R. **Análise do Desempenho da Técnica de Reforço NSM (*Near Surface Mounted*) com Fibras de Carbono em Vigas Submetidas à Flexão**. 2021. 108f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2021.

As estruturas de concreto armado vêm sendo otimizadas para obtenção de menores custos. Com seções mais esbeltas, tais elementos ficam mais sensíveis a defeitos dos materiais, erros executivos ou de projeto, que muitas vezes podem acarretar no surgimento de manifestações patológicas. Assim, a necessidade de reforço e recuperação de elementos de concreto armado é cada vez mais frequente. Dentre os métodos de reforço estrutural utilizados no Brasil, têm-se o reforço com Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC). Nesse sentido, propõe-se analisar o desempenho da técnica *Near Surface Mounted* (NSM) de aplicação do reforço de compósitos de fibras de carbono, em vigas submetidas ao esforço de flexão simples. Para tanto, foram moldadas vinte e uma amostras, nove com dimensões reais – Grupo B (15x25x220cm) e doze em escala reduzida – Grupo A (10x17,5x50cm), de vigas sem aplicação de reforço, com reforço de manta de PRFC aplicada externamente - técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*) e com reforço de lâminas de PRFC aplicadas na seção de cobertura do concreto - técnica NSM. Todas as vigas reabilitadas foram submetidas ao ensaio de flexão por quatro pontos até a obtenção das cargas últimas, para as quais foram realizadas comparações entre as técnicas de reforço e, também, às capacidades resistentes teóricas. As vigas do Grupo A reforçadas pela técnica EBR resistiram a uma carga aproximadamente 69% superior à carga suportada pelas vigas de referência, já as reforçadas pela técnica NSM apresentaram carga resistente de 46% superior às de referência. No Grupo B, algumas amostras das vigas reforçadas pela técnica EBR, apresentaram deficiência na carga de ruína, fato que levou a um aumento de apenas 6% na capacidade resistente, enquanto para aquelas reforçadas com a técnica NSM foi obtido um incremento de carga de 36%, quando comparadas às vigas de referência. Além disso, observou-se também o aumento de rigidez das vigas com a aplicação do reforço pelas duas técnicas estudadas. Ainda, a partir da Análise de Variância (ANOVA) pôde-se constatar que as amostras reduzidas são estatisticamente iguais às em escala real, sendo viáveis principalmente para estudos iniciais, pois possibilitam a produção de maior quantidade e variedade de amostras com a mesma quantidade de insumos e, ainda, trazem grandes vantagens quanto ao manuseio das peças.

Palavras-chave: Reforço estrutural. Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC). *Near Surface Mounted* (NSM).

ABSTRACT

WIERZBICKI, Luísa R. **Performance Analysis of the Carbon Fiber Near Surface Mounted (NSM) Reinforcement Technique in Beams Submitted to the Flexion Strength.** 2021. 108f. Dissertation (Master) - Postgraduate Program in Civil Engineering. Federal Technological University of Paraná, Curitiba, 2021.

Reinforced concrete structures have been optimized for lower costs. With slender sections, such elements are more sensitive to material defects, executive or design errors, which can often lead to the appearance of pathologies. Thus, the need for reinforcement and recovery of reinforced concrete elements is increasingly frequent. Among the structural reinforcement methods used in Brazil, there is reinforcement with Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP). In this sense, it is proposed to analyze the performance of the Near Surface Mounted (NSM) technique for the application of carbon fiber composite reinforcement, in beams subjected to simple bending effort. For this, twenty-one samples were molded, nine with real dimensions - Group B (15x25x220cm) and twelve on a reduced scale - Group A (10x17.5x50cm), of beams without reinforcement application, with reinforcement of CFRP blanket applied externally - EBR technique (Externally Bonded Reinforcement) and with reinforcement of CFRP sheets applied in the concrete covering section - NSM technique. All rehabilitated beams were subjected to the four point bending test until the ultimate loads were obtained, for which comparisons were made between the reinforcement techniques and, also, the theoretical resistant capacities. Group A beams reinforced by the EBR technique resisted a load approximately 69% higher than the load supported by the reference beams, whereas those reinforced by the NSM technique presented a 46% higher load than the reference beams. In Group B, some samples of the beams reinforced by the EBR technique showed deficiency in the ruin load, a fact that led to an increase of only 6% in the resistant capacity, while for those reinforced with the NSM technique, was obtained a load increase of 36%, when compared to reference beams. In addition, there was also an increase in stiffness of the beams with the application of reinforcement by the two techniques studied. Still, from the Analysis of Variance (ANOVA) it was possible to verify that the reduced samples are statistically equal to those in real scale, being viable mainly for initial studies, because they allow the production of a greater quantity and variety of samples with the same quantity of inputs and also bring great advantages regarding the handling of parts.

Keywords: Structural reinforcement. Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP). Near Surface Mounted (NSM).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Domínios de estado limite último (ELU) de uma seção transversal	18
Figura 2 - Viga biapoiada com aplicação de uma carga concentrada central.	21
Figura 3 - Viga biapoiada com aplicação de duas cargas concentradas.....	22
Figura 4 - Representação Gráfica das Origens dos Problemas Patológicos.....	24
Figura 5 - Relação entre classes de materiais de engenharia, mostrando a evolução dos compósitos.....	27
Figura 6 - Diagramas tensão-deformação dos sistemas CFRP	33
Figura 7 - Corte esquemático do sistema NSM.....	36
Figura 8 - Esquema de aplicação lateral da técnica NSM.....	37
Figura 9 - Distribuição de Tensão e Deformação Interna para uma Seção Retangular sob Flexão a Estado-Limite Último	40
Figura 10 - Detalhamento de armaduras das vigas dos Grupos A e B	46
Figura 11 - Formas das vigas do Grupo A e B.	47
Figura 12 - Vista superior das formas das vigas do Grupo B com armadura e espaçadores	47
Figura 13 - Ensaio de abatimento do tronco de cone – Slump Test.....	48
Figura 14 - Corpos de prova cilíndricos.....	49
Figura 15 - Corpos de prova cilíndricos e prismáticos.....	49
Figura 16 - Reforço Estrutural Aplicado Externamente	54
Figura 17 - Representação esquemática da aplicação de reforço com a técnica EBR	55
Figura 18 - Vigas do Grupo A e B após a aplicação do primer.....	55
Figura 19 - Aplicação da resina epóxi bicomponente nas vigas do Grupo A.	56
Figura 20 - Representação esquemática da aplicação de reforço com a técnica NSM	56
Figura 21 - Reforço Estrutural Aplicado na Seção de Cobrimento	57
Figura 22 - Lâminas de CFRP prontas para aplicação.....	57
Figura 23 - Sulcos executados na seção de cobrimento do concreto - vigas do grupo A.....	58
Figura 24 - Aplicação das lâminas de CFRP nas vigas do grupo A3	58
Figura 25 - Ensaio de Resistência à Compressão	59
Figura 26 - Esquema de ensaio a flexão de quatro pontos em viga de concreto armado	60
Figura 27- Disposição das vigas do Grupo A na prensa antes do ensaio	61
Figura 28 - Verificação dos limites para abertura de fissuras.....	61
Figura 29 - Disposição das vigas do Grupo B na prensa antes do ensaio.	62
Figura 30 - Representação gráfica da capacidade de carga média na ruptura e na abertura de fissuras	66
Figura 31 - Viga do Grupo A com ruptura ao cisalhamento.	67
Figura 32 - Respresentação Gráfica da Constante Elástica Média - Grupo A	71
Figura 33 - Representação Gráfica Constante Elástica Média - Grupo B	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultado dos ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos – NBR 5739:2018.....	63
Tabela 2 - Capacidade de carga teórica estimada para as amostras	64
Tabela 3 - Carga de ruptura e tipo de ruptura	65
Tabela 4 - Carga média de ruptura e desvio padrão	66
Tabela 5 - Incremento de carga no início da fissuração à flexão e na ruptura	68
Tabela 6 - Constante Elástica	69
Tabela 7 - Constante elástica média e desvio padrão.....	70
Tabela 8 - Capacidade Resistente Teórica versus Prática.....	72
Tabela 9 - Análise de Variância Vigas do Grupo A com e sem Reforço	74
Tabela 10 - Análise de Variância Vigas do Grupo B com e sem Reforço	74
Tabela 11 - Análise de Variância Vigas de Referência do Grupo A e Grupo B.....	74
Tabela 12 - Análise de Variância Vigas com Reforço EBR do Grupo A e Grupo B...	74
Tabela 13 - Análise de Variância Vigas com Reforço NSM do Grupo A e Grupo B..	74
Tabela 14 - Teste de Turkey Vigas do Grupo A	75
Tabela 15 - Teste de Turkey Vigas do Grupo B	75
Tabela 16 - Teste de Turkey Vigas do Grupos A comparadas as do Grupo B.....	76

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Propriedades Típicas das Fibras de Carbono à Tração.	29
Quadro 2- Propriedades dos Polímeros Termofixos	30
Quadro 3 - Características dos Sistemas CFRP	33
Quadro 4 - Grupos de vigas de concreto armado ensaiadas	50
Quadro 5 - Características de referência para cálculo do esforço resistente nas vigas	50
Quadro 6 - Características da manta de CFRP, de acordo com sua ficha técnica....	51
Quadro 7 - Características da lâmina de CFRP, de acordo com sua ficha técnica ...	52

LISTA DE SÍMBOLOS

A_f	área da seção transversal do reforço em PRFC
A_s	área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A'_s	área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
a	distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga
b	distância entre duas cargas pontuais aplicadas
b_p	largura da ancoragem
b_w	largura da alma da viga
C_E	fator de redução experimental
c	profundidade da linha neutra
c'	cobrimento da armadura
D_1	deslocamento vertical
d ou d'	altura útil da armadura de tração
d_f	altura útil do reforço de flexão com PRFC
E	módulo de elasticidade
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_f	módulo de elasticidade do PRFC
E_s	módulo de elasticidade do aço
EI	rigidez
F	força
F_c	força resultante de compressão no concreto
F_s	força resultante de tração no aço
F_f	força resultante no PRFC
F'_s	força resultante de compressão no aço
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_{fe}	resistência efetiva no reforço com PRFC
f_{fu}	resistência do PRFC no estado limite último
f_{fu}^*	resistência à tração final do material de FRP, conforme relatado pelo fabricante
f_s ou f_y	tensão de escoamento do aço
f_{yd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yk}	resistência característica à tração do aço
h	altura da seção
I_{cr}	momento de inércia da seção transversal fissurada

L_e	comprimento da ancoragem
l	vão livre
M	momento
M_d	momento fletor de cálculo
M_{DL}	momento devido às cargas permanentes
M_n	momento resistente à flexão da seção reforçada
M_k	momento resistente à flexão da seção
P_u	carga característica
P_1	carga pontual
W_E	trabalho total das forças externas
x	posição da linha neutra
z	braço de alavanca
ϵ_b	deformação específica da fibra de carbono considerada no reforço para o carregamento máximo
ϵ_{bi}	deformação no substrato de concreto no momento da instalação do reforço em PRFC
ϵ_c	deformação específica do concreto
ϵ_{cu}	deformação axial última do concreto não confinado
ϵ_{fc}	deformação específica da fibra de carbono à tração
ϵ_{fd}	deformação no descolamento do reforço com PRFC aplicado externamente
ϵ_{fe}	deformação efetiva do reforço em PRFC na ruptura
ϵ_{fu}	deformação específica máxima permissível na fibra de carbono
ϵ_{fu}^*	tensão de ruptura final do reforço de FRP
ϵ_s ou ϵ_{yd}	deformação específica de escoamento do aço
Φ	fator de redução aplicado á contribuição do PRFC em função de sua recente existência
ϕ_t	diâmetro da armadura transversal
ϕ	diâmetro da armadura longitudinal
γ_c	coeficiente de ponderação do concreto
γ_s	coeficiente de ponderação do aço
ψ_f	fator de redução do reforço com PRFC

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVO GERAL	13
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
1.3 JUSTIFICATIVA.....	14
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	14
1.5 DESCRIÇÃO SUCINTA DA MONOGRAFIA.....	15
2 REVISÃO DA LITERATURA	16
2.1 CONCRETO ARMADO.....	16
2.1.1 Dimensionamento.....	17
2.1.2 Deformação na flexão.....	20
2.1.3 Durabilidade.....	22
2.2 PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS	23
2.3 COMPÓSITOS.....	27
2.3.1 Fibra de Carbono.....	28
2.3.2 Matriz.....	30
2.4 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO (PRFC)	31
2.5 REFORÇO ESTRUTURAL COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO.....	33
2.5.1 Aplicação do Sistema de Reforço com Lâminas ou Mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono Externamente – <i>Externally Bonded Reinforcement</i> (EBR).....	34
2.5.2 Aplicação do Sistema de Reforço com Lâminas ou Barras de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono na Superfície de Cobrimento do Concreto – <i>Near Surface Mounted</i> (NSM)	36
2.5.3 Aderência do Sistema de Reforço Estrutural com Compósitos Reforçados com Fibras de Carbono	38
2.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COM FIBRAS DE CARBONO.....	39
2.6.1 Métodos de Dimensionamento	40
3 MATERIAIS E MÉTODOS	45
3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS VIGAS.....	45
3.2 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA.....	50
3.3 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA COM APLICAÇÃO DE REFORÇO PELA TÉCNICA EBR.....	51
3.4 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA COM APLICAÇÃO DE REFORÇO PELA TÉCNICA NSM	52
3.5 APLICAÇÃO DO REFORÇO DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO.....	53
3.5.1 Técnica EBR (<i>Externally Bonded Reinforcement</i>).....	54
3.5.2 Técnica NSM (<i>Near Surface Mounted</i>)	56

3.6 DETALHAMENTO DOS ENSAIOS.....	59
3.6.1 Ensaio de Compressão dos Corpos de Prova Cilíndricos.....	59
3.6.2 Ensaio de Flexão a Quatro Pontos	59
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	63
4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	63
4.2 CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA DAS VIGAS	64
4.3 CAPACIDADE RESISTENTE PRÁTICA DAS VIGAS.....	65
4.4 CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA <i>VERSUS</i> PRÁTICA	72
4.5 ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA).....	73
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	77
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	79
REFERÊNCIAS.....	80
APÊNDICE A - Capacidade de carga das vigas de referência.....	90
APÊNDICE B- Capacidade resistente das vigas reforçadas com PRFC aplicados com a técnica EBR.....	93
APÊNDICE C- Capacidade resistente das vigas reforçadas com PRFC aplicados com a técnica NSM.....	99

1 INTRODUÇÃO

A Construção Civil no Brasil tem como material fundamental o concreto armado na maior parte das edificações. O concreto sozinho, quando para utilização estrutural, tem elevada resistência à compressão, no entanto, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 1/10 da primeira). Diante disso, foi proposta a associação do concreto ao aço, um material que apresenta como característica principal a boa resistência a tração, e ainda, a maior deformabilidade (CARVALHO e FILHO, 2014).

De acordo com Beber (2003), as estruturas de concreto vêm sendo cada vez mais otimizadas, apesar de mais baratas e/ou mais esbeltas, estão cada vez mais sensíveis à possíveis defeitos dos materiais ou até mesmo a erros executivos ou de cálculo de projeto. Assim, a execução de reforço estrutural surge da necessidade de restabelecimento do desempenho ou adaptação das estruturas de concreto armado existentes, seja por falhas na etapa de projeto, durante a execução, uso inadequado, baixa qualidade dos materiais utilizados, falta de manutenção ou ainda por necessidade de alteração do uso, situação na qual pode ocorrer um incremento de carga e, desta forma, o surgimento de esforços não previstos no dimensionamento (BALAGURU et al., 2009).

Muitas vezes quando ocorre diminuição da vida útil da estrutura, ou em casos em que essa apresenta desempenho abaixo dos limites normativos prescritos, surgem manifestações patológicas. A partir dessas se podem estabelecer as causas do problema e definir a solução adequada para intervenção, que em muitos casos é a utilização de reforço estrutural (SOUZA e RIPPER, 2009).

Segundo Araújo et al. (2017) quando constatada a necessidade de recuperação da estrutura deve-se realizar uma análise das causas que motivaram a realização da intervenção, assim como, os danos causados à estrutura para então definir qual o melhor material e técnica mais adequada ao caso em tela. São exemplos dos diversos métodos de recuperação de vigas em concreto: o incremento de armaduras longitudinais e/ou transversais, o aumento de seção transversal, a protensão exterior, o uso de compósitos, entre outros.

Dentre os diferentes materiais utilizados para o reforço estrutural, apesar de seu custo relativamente elevado, têm-se os compósitos de fibra de carbono, conhecidos internacionalmente como *Carbon Fiber-Reinforced Polymer* (CFRP). Esses vêm ganhando espaço devido à facilidade e rapidez de aplicação, além das suas excelentes propriedades, como baixo peso próprio, resistência a tração, elevada rigidez e baixa corrosão (CHASTRE, 2014; BALAGURU et al., 2009). Nesse sentido, o reforço estrutural com lâminas ou manta de PRFC aderidas externamente, designado na literatura internacional por *Externally Bonded Reinforcement* (EBR), é bastante eficiente, no entanto, em alguns estudos realizados na área

(SCHNEIDER et al., 2017; LEONI, 2016; PIVATTO, 2017), a ruptura das estruturas com este tipo de reforço ocorre na interface entre a resina epóxi e o concreto, resultando no descolamento da lâmina. Tal descolamento pode ser atribuído ao surgimento de uma força de cisalhamento, dada pela diferença de ordens de grandeza entre o módulo de elasticidade do concreto e o módulo de elasticidade da fibra de carbono (SCHNEIDER et al., 2017; SENA-CRUZ e BARROS, 2004). Segundo Chastre (2014), em razão da dependência da aderência entre a lâmina de PRFC e o concreto, a capacidade do reforço à flexão com esses laminados é subaproveitada.

Assim, a técnica de reforço denominada internacionalmente como *Near Surface Mounted* (NSM), que consiste na aplicação da lâmina de PRFC em entalhes realizados no concreto de cobertura do elemento, tem por intenção corrigir a deficiência comum no reforço colado externamente, que é a delaminação e descolamento prematuro, fazendo-se uso da dupla área de aderência (ARQUEZ, 2010). Além disso, segundo Sena-Cruz e Barros (2004) o reforço de PRFC aplicado com a técnica NSM apresenta melhor desempenho quanto a resistência ao fogo do que àquela aplicado com a técnica EBR.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o desempenho da técnica *Near Surface Mounted* (NSM) de aplicação do reforço de compósitos de fibras de carbono, em vigas submetidas ao esforço de flexão simples.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

Comparar o desempenho à flexão simples reta das vigas reforçadas com lâminas de PRFC utilizando a técnica *Near Surface Mounted* (NSM), às vigas reforçadas externamente com manta de PRFC pela técnica *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e àquelas sem nenhum tipo de reforço.

Avaliar o efeito da técnica *Near Surface Mounted* (NSM) frente aos problemas de aderência do compósito, que gera a delaminação e posterior descolamento da lâmina de PRFC.

Verificar o incremento de rigidez da estrutura devido ao reforço de compósito de fibra de carbono.

Aferir a resposta carga-deformação e o modo de ruptura das vigas reforçadas com a técnica NSM, comparando-as com as vigas com reforço tipo EBR e àquelas sem reforço algum.

Avaliar os resultados do dimensionamento teórico *versus* a capacidade resistente real na abertura de fissuras as vigas.

Mensurar a representatividade do uso de amostras com escala reduzida, a fim de viabilizar economicamente um maior número e variedade de configurações possíveis para ensaios.

1.3 JUSTIFICATIVA

De acordo com Balaguru et al. (2009), a fibra de carbono vem sendo utilizada em diversos ramos da indústria, como a naval, aeroespacial e automobilística, há mais de seis décadas. Contudo, na construção civil o uso desses compósitos é relativamente recente. Teve seu início em meados da década de 80, quando começaram a surgir estudos na área, a fim de demonstrar a eficiência deste material para uso na execução de reforços nas estruturas de concreto.

O reforço estrutural com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC), apesar de um tanto recente, como mencionado, tem seu uso a cada dia mais difundido no Brasil, porém ainda não existem normas técnicas específicas que regulamentem sua aplicação. Quando da sua utilização, faz-se necessária à consulta a normas estrangeiras. Desta forma, de acordo com Souza e Ripper (2009), o estudo deste produto, na indústria da Construção Civil, é um passo importante para a busca incessável por novas tecnologias, que sejam cada vez mais simples, resistentes e duráveis, reabilitando as estruturas de concreto que tiveram sua funcionalidade comprometida.

A técnica NSM, a qual se propõe avaliar neste estudo, é ainda menos conhecida e investigada no país, portanto, são necessárias pesquisas sobre o tema e a difusão do uso deste processo de aplicação dos compósitos de fibra de carbono como técnica de reforço estrutural. Além das justificativas já mencionadas, há também a necessidade do mercado de profissionais capacitados e conhecedores do assunto.

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Esta dissertação de mestrado delimitou-se na análise do desempenho no Estado Limite Último de vigas de seção transversal retangular, executadas em concreto armado,

submetidas à flexão normal simples e pura, com e sem aplicação de reforço com as técnicas NSM e EBR e, ainda, a comparação dos resultados obtidos com outras pesquisas recentes.

A montagem dos experimentos e a realização dos ensaios restringem-se aos laboratórios de Construção Civil e de Estruturas da Universidade Tecnológica Federal do Paraná e ao laboratório da concreteira, realizados no período de julho de 2019 a novembro de 2020.

1.5 DESCRIÇÃO SUCINTA DA MONOGRAFIA

Inicialmente, no Capítulo 1 - Introdução é apresentado o tema em questão, as necessidades que ocasionam o uso do reforço estrutural, assim como os objetivos gerais e específicos da pesquisa. Além disso, este tópico inclui a motivação para o estudo do assunto e as principais justificativas para realização do trabalho.

No Capítulo 2 – Revisão da Literatura são apresentadas as principais teorias e conceitos relativos ao reforço com PRFC, propriedades físicas e as vantagens da utilização destes material. Além disso, traz uma descrição detalhada da técnica NSM, como é realizada sua aplicação e método de dimensionamento utilizado.

No Capítulo 3 – Materiais e Métodos é descrita a metodologia aplicada para o desenvolvimento do trabalho. Neste, é apresentada a caracterização e as quantidades dos elementos ensaiados, assim como os procedimentos para execução do reforço nas vigas, os ensaios realizados nas amostras e os parâmetros observados.

No Capítulo 4 – Resultados e Discussões são abordados os resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados, além da discussão e comparação dos valores. É feita ainda uma comparação desses resultados com pesquisas semelhantes.

No Capítulo 5 – Considerações Finais são apresentadas as conclusões e sugestões para novos trabalhos.

2 REVISÃO DA LITERATURA

É objeto deste capítulo a apresentação de conceitos, informações, características físicas e estudos encontrados na literatura sobre o tema em questão, sendo dividido em subitens, com a seguinte sequência: concreto armado, patologia, recuperação e reforço de estruturas e compósitos, especialmente os estruturados com fibras de carbono.

2.1 CONCRETO ARMADO

Historicamente os primeiros elementos construídos em concreto reforçado com ferro datam da metade do século XIX e tiveram início na França e posteriormente nos Estados Unidos (CARVALHO e FILHO, 2014). Conforme citado pelos autores dentre as principais vantagens observadas no uso do concreto armado como elemento estrutural são: boa resistência a maioria das solicitações; boa trabalhabilidade, se adapta a várias formas; permite a obtenção de estruturas monolíticas; possui técnicas executivas que já estão bastante difundidas no país; apresenta durabilidade e resistência ao fogo superiores em relação ao aço e a madeira.

A resistência característica à compressão, principal propriedade do concreto, é determinada pelo ensaio de corpos de prova submetidos à compressão centrada (CARVALHO e FILHO, 2014; FUSCO, 1995). No Brasil, de acordo com a norma NBR 5738 (ABNT, 2015), a qual define os procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova, os moldes podem ser cilíndricos ou prismáticos. Para os cilíndricos o diâmetro pode ser de 10cm, 15cm, 20cm, 25cm, 30cm ou 45cm e a altura deve ser igual ao dobro do diâmetro. Os prismáticos devem ter seção transversal quadrada e obedecer às seguintes opções quanto a dimensão: 10x10x35cm, 15x15x50cm, 25x25x80cm, 45x45x140cm (ABNT, 2015).

Destaca-se ainda, que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual será utilizada como base para o dimensionamento das vigas de referência, tem por escopo de aplicação restrita a concretos com massa específica seca entre 2000Kg/m³ e 2800Kg/m³ e do grupo I e II de resistência (C20 a C90), conforme classificação da norma NBR 8953 (ABNT, 2015).

Para o aço, as características mecânicas mais importantes são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura, as quais podem ser obtidas por meio de ensaios de tração. A norma NBR 7480 (ABNT, 2007) define que os materiais em barras das classes CA-25 (barras lisas) e CA-50 (barras nervuradas), devem ter fabricação por laminação a quente, sem processo posterior de deformação mecânica e que os fios da classe CA-60 são aqueles obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação à frio. Sendo que a sigla CA indica concreto armado e o número representa a categoria, ou

seja, o valor característico da resistência de escoamento, em kN/cm^2 (CARVALHO e FILHO, 2014).

De acordo com a Federação Ibero-Americana do Concreto Pré-misturado, em 2015 foram produzidos 2,4 bilhões de metros cúbicos de concreto no mundo, sendo o Brasil responsável por 123 milhões desses (FIHP, 2017). Para a produção do concreto, o cimento é um dos principais insumos e foi verificado que em 2018 a venda deste material no Brasil foi de 52,9 milhões de toneladas e no primeiro trimestre de 2019 as vendas totalizaram 12,7 milhões de toneladas (SNIC, 2019). Já a produção de aço em 2018 foi de 34,7 milhões de toneladas (GANDRA, 2019).

Face ao grande volume de material utilizado é de suma importância conhecer as aplicações do concreto, entre estas destaca-se sua utilização em elementos estruturais submetidos a esforços de flexão, como as vigas. Neste sentido serão apresentados conceitos de dimensionamento e durabilidade de vigas de concreto armado.

2.1.1 Dimensionamento

O dimensionamento de estruturas de concreto, no Brasil, é abordado na norma técnica NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual dispõe sobre os critérios gerais e requisitos básicos que regem o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido. A referida norma, deve ainda, ser complementada, quando for o caso, por outras normas brasileiras que estabeleçam critérios para estruturas específicas (CARVALHO e FILHO, 2014).

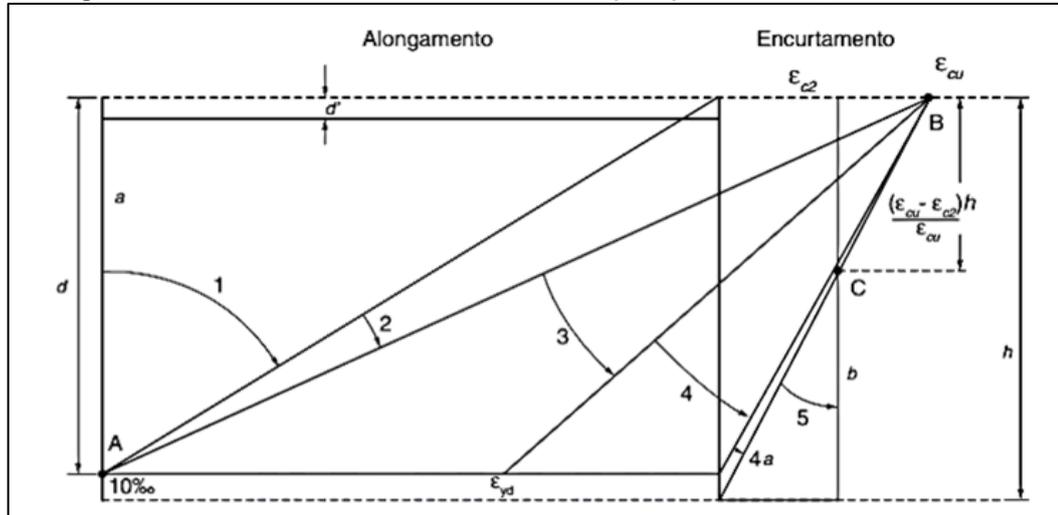
De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise estrutural tem por objetivo a determinação dos efeitos das ações, as quais a estrutura está sujeita, com a finalidade de efetuar as devidas verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A partir disso, é possível o estabelecimento das distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Considerando o objeto do presente estudo, as indicações referentes ao dimensionamento serão limitadas as vigas biapoiadas submetidas à flexão, esforço este que é considerado um dos pontos mais importantes no detalhamento de peças de concreto armado (CARVALHO e FILHO, 2014).

Para o efetivo dimensionamento inicialmente deve-se observar o contido no Item 14.6.4.3 – Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade da norma NBR 6118, o qual estabelece que a razão entre a altura útil (d) e a posição da linha neutra (x) deve ser igual ou menor a 0,45, para concretos com resistência característica igual ou menor do que 50MPa, a fim de proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece ainda, no capítulo 17 – Dimensionamento e verificação de elementos lineares, quatro domínios de deformação no estado-limite último (ELU) para uma seção transversal, conforme é apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Domínios de estado limite último (ELU) de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118:2014 (2014)

Segundo Carvalho e Filho (2014), o domínio 1 é caracterizado por ter apenas o aço atuando como seção resistente, sem a participação do concreto e pela localização da linha neutra que fica fora da seção transversal. No domínio 2 a seção resistente é formada pelo aço tracionado e pelo concreto comprimido, porém este último não alcança a ruptura, ou seja, sua deformação de ruptura (ϵ_c) é menor do que 3,5‰.

A partir do domínio 3 a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) considera que a ruptura convencional se dá pelo encurtamento-limite do concreto. A mesma norma indica como domínio 3, aquele no qual a ruptura do concreto se dá juntamente com o escoamento do aço, situação ideal por possibilitar o aproveitamento máximo dos dois materiais, neste domínio o estado limite último (ELU) é caracterizado por $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$ e $\epsilon_s = 10\text{‰}$. Geralmente os domínios 2 e 3 são chamados de subarmados.

O domínio 4 é desaconselhável, chamado de superarmado, pois este possui armadura em excesso, de forma que esta não atingirá seu desempenho máximo, pois o concreto romperá antes, ocorrendo a ruptura frágil da estrutura. No domínio 4a a flexão é composta com armaduras comprimidas. No domínio 5 há compressão não uniforme, sem tração (CARVALHO e FILHO, 2014).

Conhecidas a resistência característica do concreto (f_{ck}), a largura da seção (b_w) e a altura útil (d), para o dimensionamento considera-se primeiramente o equilíbrio de forças

atuantes normais (F) à seção transversal e dos momentos das forças internas em relação ao centro de gravidade da armadura (M), conforme as Equações (1) e (2):

$$\sum F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c \quad (1)$$

$$\sum M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \quad (2)$$

A partir das Equações (1) e (2), o Momento define-se pela Equação (3):

$$M_d = F_s \cdot z \quad (3)$$

Onde F_s representa a resultante de tração no aço, F_c corresponde à resultante de compressão no concreto, z é a distância entre as resultantes de compressão e de tração e M_d representa o momento fletor atuante na viga.

O segundo passo é a determinação da posição da linha neutra, a partir da qual é possível identificar em qual domínio a peça está trabalhando (CARVALHO e FILHO, 2014).

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x) \quad (4)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (5)$$

Realizando a substituição de F_c e z na Equação (2), obtém-se:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (6)$$

A partir do valor de x determinado, é possível encontrar a área de aço necessária. A força na armadura (F_s) pode ser obtida por meio do produto da área de aço (A_s) pela tensão atuante no (f_{cd}). Da Equação (3), e ainda, considerando que a peça esteja trabalhando nos domínios 2 ou 3, obtém-se que a tensão na armadura igual a de escoamento ($f_s = f_{yd}$), assim:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (7)$$

Ainda, segundo Carvalho e Filho (2014) cabe verificar em domínio a peça atingirá o estado limite último a partir da relação entre as deformações e a posição da linha neutra. Para tal, indicam a Equação (8):

$$\varepsilon_s = \frac{d - 1,25y}{1,25y} \cdot 3,5\% \quad (8)$$

Onde ε_s representa a deformação específica na armadura tracionada, y representa a posição da linha neutra e d já definido anteriormente.

Ao final, deve-se ainda realizar as verificações de armadura mínima, prescritas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e definir a quantidade e diâmetro das barras de acordo com o dimensionamento realizado.

2.1.1.1 Cálculo do máximo momento resistente da seção, conhecida a armadura longitudinal

Assim como no caso do presente estudo, comumente, são conhecidas a largura da seção (b_w), a altura útil (d), a resistência do concreto à compressão (f_{ck}), o tipo do aço (f_{yk}), a área de seção transversal da armadura longitudinal (A_s) e deseja-se obter o valor do momento máximo resistente. De acordo com Carvalho e Filho (2014), para tanto, deve-se inicialmente considerar que a seção estará trabalhando entre os domínios 2 e 3, adotando como limite que $x = 0,45 \cdot d$, em ambas as situações o aço tracionado estará escoando, ou seja, $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ e consequentemente $f_s = f_{yd}$. Assim, a força na armadura (F_s) será:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (9)$$

Considerando a Equação 4, na qual a força no concreto depende da posição da linha neutra, pode-se obter o valor de x a partir do fato de que, por equilíbrio as forças resultantes no aço e no concreto devem ter a mesma intensidade (CARVALHO e FILHO, 2014). Assim, resultando em:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

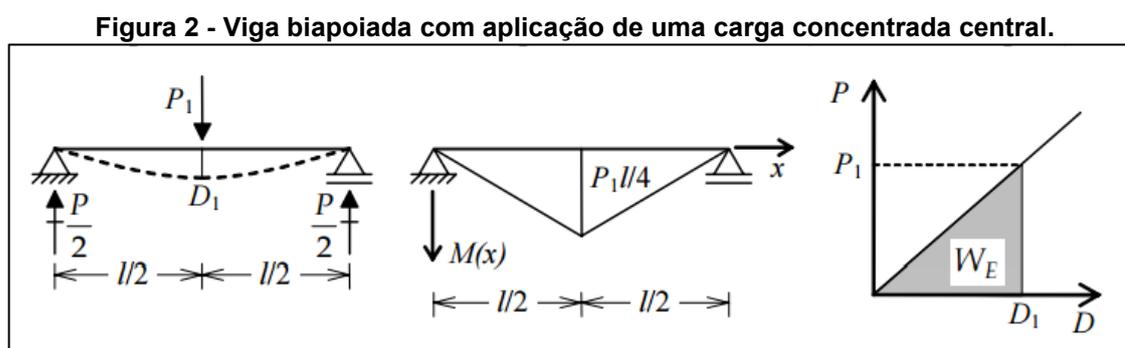
Com da determinação do valor de x , é necessário verificar se este é menor ou igual ao limite de 0,45. Se sim, é confirmada a hipótese considerada de $f_s = f_{yd}$. Desta forma o momento máximo resistido pode ser obtido por meio da aplicação da Equação (3). Caso isso não ocorra há necessidade de complementação da armadura com armadura de compressão.

2.1.2 Deformação na flexão

A deformação na flexão tem por princípio o trabalho mecânico realizado por cargas aplicadas em uma estrutura, sendo este igual à energia de deformação interna armazenada

nela. Se as cargas forem retiradas lentamente, o trabalho vai ser recomposto, assim como ocorre na compressão e descompressão de uma mola (MARTHA, 2017).

A aplicação direta desse princípio é demonstrada na Figura 2 para a determinação do deslocamento no ponto central da viga indicada, submetida a uma força vertical P_1 aplicada no meio do vão. Na referida figura é apresentado o esquema estático da viga com a indicação do deslocamento vertical (D_1) a ser calculado no ponto de aplicação da carga, o diagrama de momentos fletores e a relação deslocamento carga aplicada (MARTHA, 2017).



Fonte: Martha (2017)

Assim, considerando um comportamento linear para a estrutura, o trabalho total das forças externas é dado pela Equação (11).

$$W_E = 1/2 P_1 D_1 \quad (11)$$

Por sua vez, para o caso indicado na Figura 2, o momento fletor pode ser determinado através da Equação (12).

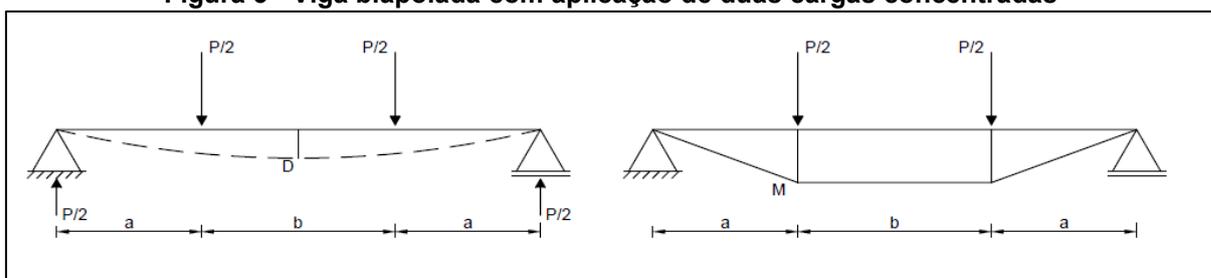
$$M = \frac{P_1 \cdot l}{4} \quad (12)$$

De forma análoga, para vigas sujeitas a aplicação de duas cargas pontuais, cada uma com valor $P_1/2$, caso do ensaio de flexão por quatro pontos, como demonstrado na Figura 3, o momento fletor pode ser determinado por meio da Equação (13).

$$M = \frac{P_1 \cdot a}{2} \quad (13)$$

Na Figura 3 são representados os diagramas de deformação e de momento fletor decorrentes da aplicação de duas cargas pontuais de mesma intensidade em uma viga biapoiada, conforme ocorre no ensaio de flexão por quatro pontos.

Figura 3 - Viga biapoiada com aplicação de duas cargas concentradas



Fonte: Autoria própria

No dimensionamento das estruturas de concreto armado, de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), devem ser realizadas verificações quanto aos deslocamentos-limites quando da análise do estado limite de serviço. A referida norma, no subitem 13.3 – Deslocamentos-limites, ainda apresenta uma série de valores práticos que podem ser utilizados para tal.

2.1.3 Durabilidade

Para garantir a durabilidade das estruturas de concreto armado, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), determina classificações de agressividade ambiental, as quais variam de I a IV, sendo I a agressividade fraca e IV muito forte. A partir de cada classe de agressividade ambiental são definidos parâmetros de resistência do concreto, relação água-cimento, cobrimento das armaduras e consumo de cimento. Ainda, além dos limites de deslocamento, já mencionados, no item 13.4.2 a referida norma estabelece limites de fissuração na superfície do concreto para satisfazer os critérios de durabilidade, visando garantir a proteção adequada das armaduras quanto à corrosão.

Roque e Moreno Junior (2005) estudaram a durabilidade do concreto verificando que tanto as fases de projeto quanto de execução apresentam influência na vida útil de uma estrutura de concreto, salientando que o projeto deve definir formas, dimensões e arranjo das armaduras adequadas e a execução deve prezar pelo lançamento, adensamento e cura do concreto. Em complementação ao exposto acima, Felix et al. (2018) observaram que um maior cobrimento das armaduras conduz ao aumento da durabilidade devido ao maior tempo para

ocorrer a despassivação das armaduras e para atingir o limite de abertura de fissuras, além de reduzir o deslocamento máximo e a deformação das vigas.

Para contribuir com o estudo da fissuração em vigas, conseqüentemente com sua durabilidade, D'Ávila (2003) apresentou um estudo com dois modelos de fissuração de vigas, um com fissuras incorporadas e outro com fissuras distribuídas. Neste estudo ambos os modelos apresentaram resultados satisfatórios, tanto para a previsão de abertura e localização de fissuras, quanto para a determinação das flechas das vigas, inclusive constatando uma influência da taxa de armadura neste comportamento.

Quando ocorre alguma falha de projeto, execução, utilização ou ainda um aumento de sobrecarga devido a mudança de utilização, que conduz a uma abertura de fissuras excessiva ou flechas acima do limite permitido pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) se faz necessário executar uma recuperação ou reforço desse elemento estrutural, sendo este tópico abordado na sequência.

2.2 PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS

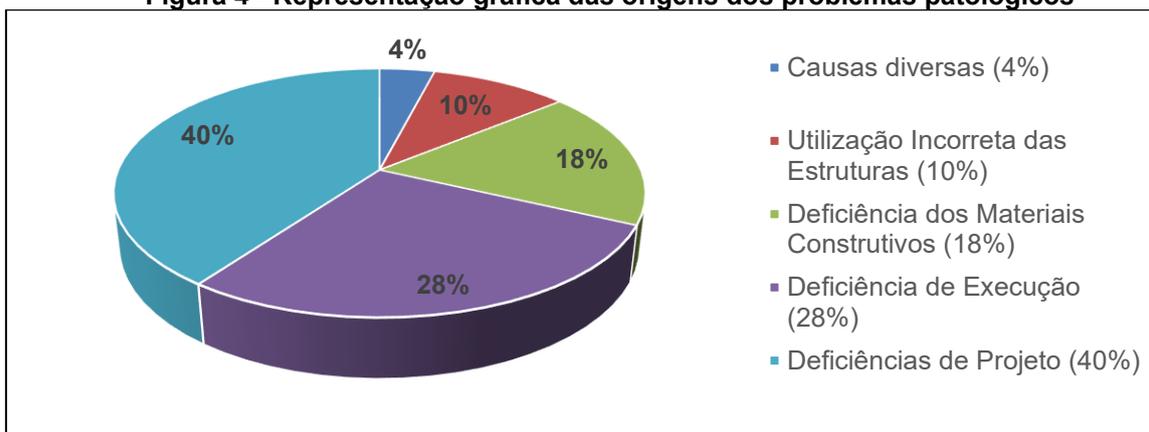
A recuperação e reforço de elementos ocorre quando surge a necessidade de reestabelecimento do desempenho de estruturas danificadas, desta forma faz-se necessário o reforço da edificação, seja para promover adequações da capacidade resistente em função do uso ou para sanar possíveis manifestações patológicas (REIS, 2001).

Segundo Souza e Ripper (2009) o crescimento acelerado ocorrido na construção civil, provocou a necessidade de cada vez mais inovações, as quais acarretaram na aceitação implícita de maiores riscos. Consoante a isso, Beber (2003) indica que embora as novas estruturas de concreto armado sejam mais otimizadas do ponto de vista econômico, estas são mais sensíveis a qualquer defeito dos materiais, da execução ou do dimensionamento, possibilitando assim a geração de situações de risco. Além disso, Thomaz (2002) assinala que a evolução dos edifícios no sentido de gerar estruturas mais leves gerou edificações com componentes estruturais mais esbeltos e menos contraventados. Tais fatos, aliados muitas vezes a pouco rigor no controle dos materiais e serviços, baixa qualificação da mão de obra, projetos incompatíveis ou mal detalhados, dentre outros fatores, vêm provocando a queda da qualidade das construções, chegando a casos em que mesmo antes da ocupação existem manifestações patológicas que levam a necessidade de recuperação e reforço (THOMAZ, 2002).

A patologia das estruturas é o campo da engenharia que estuda as origens, formas destas manifestações, conseqüências e mecanismos de ocorrência das falhas, assim como dos sistemas de degradação das estruturas (THOMAZ, 2002).

De acordo com Machado (2002), as manifestações patológicas são geralmente decorrentes de vícios construtivos incorporados ao processo, ou ainda em várias das etapas construtivas: planejamento, projeto, fabricação, construção e utilização. Na Figura 4 constam indicadas as principais causas para tais problemas, por ordem crescente de incidência, segundo Machado (2002):

Figura 4 - Representação gráfica das origens dos problemas patológicos



Fonte: Adaptado de Machado (2002)

Conforme é observado na Figura 4 a maior causa dos problemas patológicos se dá por deficiências de projeto, representando cerca de 40% do total, seguida por deficiências na execução, com 28%. De acordo com a “Lei de Sitter”, uma das maneiras mais difundidas para a avaliação dos custos de reabilitação das construções, os custos para recuperação de uma estrutura se dão por meio de uma progressão geométrica de razão 5, sendo a primeira etapa a fase de projeto até a fase de utilização (MACHADO, 2002). Tendo em vista tais dados e o exposto por Machado (2002) na Figura 4, fica claro que grande parte dos problemas patológicos podem ser sanados ainda na fase de planejamento com um custo bastante inferior.

De acordo com a norma ISO 13823 (ISO, 2008) e a norma NBR 15575 (ABNT, 2013) o conceito de vida útil corresponde ao período de tempo em que uma estrutura satisfaz os requisitos mínimos de desempenho do projeto, sem que sejam necessárias ações imprevistas de manutenção ou reparo. Sendo que se entende por desempenho o comportamento em serviço de cada produto (SOUZA e RIPPER, 2009).

Com o decorrer do tempo a estrutura e seus materiais deterioram-se, mesmo que exista um programa de manutenção definido. Quando tal situação ocorre, ao ponto de que a edificação atinja níveis insatisfatórios de desempenho, há exigência imediata de intervenção, de forma que seja possível a reabilitação (SOUZA e RIPPER, 2009).

Dentre as definições relativas ao caso, entende-se como reabilitação ou recuperação o reestabelecimento da estrutura danificada às condições originais, e reforço a necessidade de execução de adequações da capacidade resistente em função do uso (MACHADO, 2002; REIS, 2001).

Assim, quando da identificação das manifestações patológicas, segundo Souza e Ripper (2009), faz-se necessária a execução de vistoria, determinação das condições e das causas e por fim, definição das providências e dos métodos a serem adotados para recuperação e reforço.

De acordo com Valente et al. (2009) para escolha da solução mais adequada para o reforço deve-se considerar, além das questões técnicas, a relação custo/benefício do tratamento escolhido. A depender dos efeitos apresentados pela estrutura o reforço pode ser algo pontual, de baixa relatividade para a estrutura como um todo, ou ainda, podem ser generalizados e, neste caso, exigirão um estudo integral da edificação e elaboração de um projeto de recuperação completo (CÁNOVAS, 1988). Além disso, segundo Chastre (2014), ainda devem ser avaliados pontos importantes como a continuidade ou não da utilização da estrutura durante a intervenção e também a agressividade do ambiente.

Em acompanhamento ao crescimento da demanda pelo reforço de estruturas, surgiram no decorrer dos anos diferentes técnicas, sendo que, dentre os métodos convencionais têm-se: o aumento de seção transversal, a protensão externa e a chapa de aço colada com resina epóxi. Além desses, nas últimas décadas uma das mais notáveis técnicas apresentadas pelos centros de pesquisa, envolve a aplicação de materiais compósitos, mais especificamente os reforçados com fibra de carbono (BEBER, 2003).

Helene (1992) instrui que a escolha dos materiais e técnicas de correção esteja de acordo com o diagnóstico e as exigências de funcionamento. Tem-se como exemplo, os casos onde os elementos estruturais têm a necessidade de serem colocados em carga após algumas horas de execução da correção, para os quais possivelmente deverá ser utilizado sistemas a base de epóxi ou poliéster. Se os prazos forem maiores, a solução mais barata geralmente é utilizar argamassas ou grautes de base mineral.

No caso de reforço estrutural, um dos primeiros aspectos a ser observado é a capacidade de carga residual da estrutura. Segundo Souza e Ripper (2009), existe pouca bibliografia referente à determinação da resistência residual de estruturas de concreto, assim como não existem normas técnicas específicas sobre patologias e reforço estrutural. Após a definição da resistência residual é feito o dimensionamento do reforço estrutural a ser executado.

Por ser uma tecnologia mais recente, o reforço estrutural com compósitos reforçados com fibras de carbono vem sendo estudado por alguns pesquisadores (JUVANDES et al.,

2012; IRSHIDAT et al., 2015; ANDREOLLI, 2016; DOMINGOS, 2017; LEE et al., 2018). Tais pesquisas envolveram a análise dos modelos de dimensionamento do *American Concrete Institute* (ACI) e da *The International Federation for Structural Concrete* (FIB) abordando três técnicas distintas de aplicação do reforço e dois métodos de dimensionamento de cada modelo (JUVANDES et al., 2012). Ainda em se tratando de modelos, Andreolli (2016) apresentou um método para avaliação do reforço à flexão com base nas recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) onde salienta a importância da aderência entre o reforço e a viga. Yu et al. (2018) observaram que para o sistema NSM o comprimento de aderência é menor que 40 vezes o diâmetro da barra e que o modo de ruptura ocorre por fissuração do concreto ou do epóxi. Conforme Irshidat et al. (2015) essa aderência pode ser melhorada com o uso de nanotubos de carbono inseridos na matriz de epóxi a ser utilizada para a colagem do sistema de reforço. É apontado ainda por Domingos (2017) que a ruína prematura, que chama a atenção de pesquisadores, torna imprescindível a busca por soluções que diminuam ou evitem a incidência desse modo de ruptura, principalmente na zona de aderência entre o compósito e o concreto.

Outro aspecto a ser observado na execução do reforço estrutural utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono é a diminuição dos deslocamentos das vigas. Lee et al. (2018) observaram uma diminuição de 31% no deslocamento de vigas além de uma diminuição na tensão da armadura de 21%, um aumento de 23% na tensão resistente do concreto e um aumento de 21% no carregamento. Já Schneider et al. (2017) verificaram uma diminuição de 45% no deslocamento, um aumento de 25% na carga de ruptura, além da diminuição na abertura de fissuras. Consoante a tais constatações, Pivatto (2017) obteve em seu estudo um acréscimo médio de 32,55% na resistência das vigas com a aplicação de uma camada de PRFC. Estes aspectos indicam que o reforço estrutural com polímeros reforçados com fibras de carbono, além de promoverem um aumento na capacidade de carga também aumentam a rigidez do elemento estrutural.

Ma et al. (2015) também observaram que os sistemas compósitos apesar de apresentarem ruptura frágil absorvem mais energia do que os aços devido ao modo de ruptura progressivo envolvendo multimicro-fissuras, delaminação e fricção. Para o controle de qualidade da execução de um reforço utilizando compósitos com fibras de carbono podem ser aplicadas diversas técnicas como o ultrassom e a rádio frequência, sendo possível detectar vazios, furos, fissuras e delaminações (SALSKI et al., 2015).

Assim, para a execução de um reforço estrutural utilizando os compósitos de fibras de carbono se faz necessário conhecer os materiais compósitos para escolher o tipo de material que apresentará o melhor desempenho para cada situação.

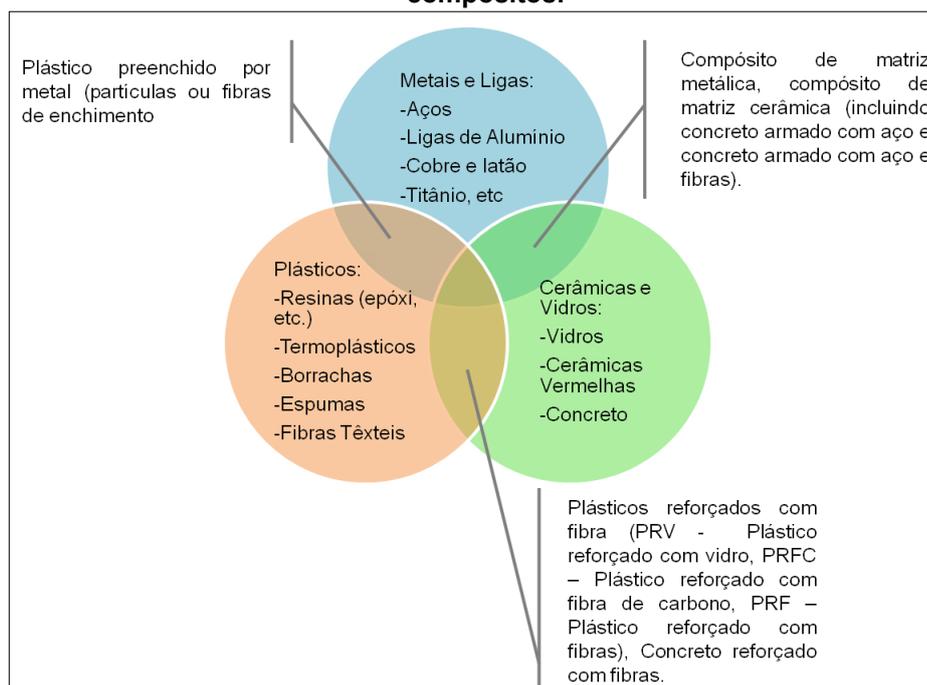
2.3 COMPÓSITOS

Os materiais compósitos são por definição elementos multifásicos e artificialmente construídos, os quais devem apresentar parcela significativa das propriedades dos materiais que os integram (CALLISTER JR., 2002; BEBER, 2003). De acordo com o *ACI Committee 440.2R* (2008) os constituintes são caracterizados como matriz e reforço ou matriz e agregado.

Para a construção dos compósitos, em teoria, as combinações possíveis são ilimitadas. Segundo Beber (2003), as formas de componentes mais usadas são fibras, partículas, lâminas, flocos, *fillers* e matrizes. A matriz é aquela responsável por unir os macro-componentes e dar forma, é o corpo do compósito. Já as fibras, partículas, lâminas, flocos e *fillers* determinam a estrutura interna, são os componentes estruturais. De acordo com Machado (2002), no caso dos compósitos reforçados com fibras, são estas as responsáveis pelas características de resistência e espessura, sendo consideradas o esqueleto do sistema.

Conforme o tipo de componente disperso, os compósitos, de acordo com Callister Jr. (2002), são classificados em três grupos: particulares – quando reforçados por partículas; fibrosos – quando reforçados por fibras; e estruturais. Já Harris (1999) divide os compósitos em outros três tipos: plásticos preenchidos por metal, compósitos de matriz metálica ou cerâmica, e plástico reforçado com fibras. A relação entre estes pode ser observada na Figura 5.

Figura 5 - Relação entre classes de materiais de engenharia, mostrando a evolução dos compósitos.



Fonte: Adaptado de HARRIS (1999)

Historicamente, como apresentado por Beber (2003), os compósitos são utilizados desde os povos egípcios, que utilizavam a palha misturada à argila para fabricação de tijolos com o objetivo de melhorar seu desempenho estrutural. Hoje, tem-se como exemplo de compósito de utilização bastante comum, o concreto, tanto o simples quanto o armado, onde a matriz é o aglomerante e o componente disperso é do tipo partícula: agregados miúdo e graúdo para o primeiro e o aço para o segundo (CALLISTER JR., 2002).

Segundo Beber (2003), dentre todos os tipos de compósitos, os que têm chamado mais a atenção dos pesquisadores, envolvidos com aplicações na engenharia estrutural, são os polímeros reforçados com fibras ou *Fiber Reinforced Polymers* (FRP). Dentre os quais ainda podem haver inúmeras variações, alterando-se a matriz polimérica, que pode ser composta de resinas termorrígidas ou termoplásticas, ou utilizando tipos de fibra diferentes, como vidro, carbono, aramida, boro e basalto, além das produzidas a partir de polímeros sintéticos (BEBER, 2003).

Os materiais compósitos reforçados com fibras surgem como opção para o reforço de estruturas em alternativa aos materiais tradicionalmente empregados na recuperação e reforço. No âmbito da Engenharia Civil, as principais fibras utilizadas comercialmente, considerando-se também os concretos reforçados com fibras, são as de vidro, aramida e carbono (BEBER, 2003; ACI, 2008). Sendo esse último o componente do compósito a ser utilizado nos experimentos desta pesquisa, o *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP).

As propriedades físicas e mecânicas dos compósitos variam de acordo com os materiais utilizados na fabricação (ACI, 2008). No entanto, os compósitos reforçados com fibras, segundo Machado (2002), têm por característica a resistência pouco significativa à compressão, sendo maior à tração. Além disso, tais materiais também apresentam baixa resistência ao cisalhamento.

No que se refere aos reforços estruturais, as matrizes poliméricas formadas por resinas termorrígidas, representam a matriz ideal, conferindo aos compósitos de FRP, dentre outras propriedades, boa estabilidade térmica, boa resistência química e baixa fluência (ACI, 1996). Quanto às fibras a propriedade mais importante é seu módulo de elasticidade (BEBER, 2003).

2.3.1 Fibra de Carbono

A fibra de carbono se tornou um material altamente promissor desde a década de 90, segundo Callister Jr. (2002), por ser um material de alto desempenho, sendo as principais razões para isto:

- As fibras de carbono têm o mais alto módulo de elasticidade e resistência entre as fibras utilizadas na construção civil;
- Mantém suas propriedades, incluindo a alta resistência a elevadas temperaturas; no entanto, a oxidação de alta temperatura pode ser um problema;
- Quando a temperatura ambiente não são afetadas por umidade ou pela maioria dos solventes (ácidos e bases);

As principais propriedades das fibras de carbono utilizadas para reforço estrutural são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Propriedades típicas das fibras de carbono à tração.

Tipo da Fibra de Carbono	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência Máxima de Tração (MPa)	Deformação de Ruptura (%)
De uso geral	220 – 235	< 3790	>1,2
Alta Resistência	220 – 235	3790 – 4825	>1,4
Ultra alta resistência	220 – 235	4825 – 6200	>1,5
Alto módulo	345 – 515	> 3100	>0,5
Ultra alto módulo	515 – 690	> 2410	>0,2

Fonte: Adaptado de Machado (2002)

Conforme demonstrado no Quadro 1 e descrito por Machado (2002) as fibras de carbono, de forma geral, são enquadradas em dois grandes grupos, as de alta resistência e as de elevado módulo de elasticidade. Ainda, segundo o mesmo autor, tais propriedades são decorrentes do arranjo da molécula hexagonal nas camadas entrelaçadas existentes no grafite e quanto maior o módulo de elasticidade mais caro se torna o material.

Segundo Balaguru et al. (2009), as fibras de carbono também possuem alta resistência à fadiga e baixo coeficiente de dilatação térmica, podendo ser negativo em alguns casos, mantendo sua estabilidade dimensional para temperaturas de até 300°C e não apresenta oxidação para temperaturas abaixo de 400°C. Este mesmo autor cita diferentes tipos de fabricação das fibras, sendo as mais comuns a unidirecional e a entrelaçada com fibras defasadas em 90° com diversas disposições das fibras.

O coeficiente de dilatação térmica das fibras de carbono é diferente nas suas direções longitudinal e transversal e irá depender do tipo de fibra, da resina e do volume de fibra no compósito. Para um compósito unidirecional de fibra de carbono típico o coeficiente de dilatação na direção longitudinal varia de $-10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ a $0/^{\circ}\text{C}$ e na direção transversal é entre $22 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e $23 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. É possível verificar que esta característica intrínseca apresenta o sinal negativo, ou seja, o material sofre contração com incremento de temperatura e dilatação com a diminuição da temperatura (ACI, 2008; MACHADO, 2002).

2.3.2 Matriz

A principal função da matriz em um material compósito é servir como material ligante entre as fibras e o substrato e proteger as fibras (RASHEED, 2014). Além disso, Faria (2007) explica que a matriz é a responsável por transferir as cargas aplicadas ao compósito para as fibras (responsáveis pela resistência mecânica do mesmo). O mesmo autor ressalta a importância da ligação ser bem efetuada, de modo que não existam espaços vazios nas interfaces dos materiais para evitar a separação entre os materiais. Rizkalla e Mufti (2011) também salientam a importância das propriedades físicas e térmicas da resina utilizada na matriz, pois estas influenciam as propriedades mecânicas e processo de manufatura do produto final.

De acordo com Balaguru et al. (2009), os materiais utilizados como matrizes podem ser orgânicos ou inorgânicos. Os orgânicos, também denominados de polímeros, são mais utilizados e podem ser classificados como termofixos ou termoplásticos. Segundo Rizkalla e Mufti (2011) as resinas termofixas são as mais utilizadas para a confecção dos reforços estruturais. As propriedades de algumas resinas termofixas utilizadas são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2- Propriedades dos polímeros termofixos

Propriedade	Poliéster	Ester Vinílica	Epóxi
Densidade (kg/m ³)	1100 - 1500	1150	1100 – 1400
Módulo de elasticidade (GPa)	1,2 - 4,5	3 - 4	2 – 6
Módulo cortante (GPa)	0,7 - 2	-	1,1 – 2,2
Resistência à tração (MPa)	40 - 90	65 - 90	35 – 130
Resistência à compressão (MPa)	90 - 250	127	100 - 200
Deformação máxima (%)	2 - 5	1 - 5	1 – 8,5
Coef. de expansão térmica (x10 ⁻⁶ /°C)	60 - 200	53	45 – 70
Condutividade térmica (W/m/°C)	0,2	-	0,1 – 0,2
Temperatura de transição vítrea (°C)	50 - 110	100 - 150	50 – 250
Absorção de água (%) 24h a 20°C	0,1 – 0,3	-	0,1 – 0,4
Retração na cura (%)	4 - 12	1 - 6	1 - 5

Fonte: Adaptado de Rasheed (2014)

Parente (2006) cita como principais polímeros termofixos os seguintes:

- Epóxi: Este tipo de polímero é utilizado em várias áreas da engenharia, principalmente para plásticos e compósitos estruturais. Além de sua ótima resistência

mecânica, não apresenta grande retração durante o processo de cura, o que o diferencia positivamente dos demais polímeros do grupo;

- Fenólico: Também conhecido como fenol formaldeído é utilizado em peças não tensionadas ou submetidas a leves tensões. Possui boa temperatura de serviço e bom aspecto visual, porém é frágil mecanicamente;

- Poliéster: São bastante utilizadas em compósitos com fibra de vidro. Para que ocorra a reação de polimerização (cura) é necessário submeter a resina ou o compósito a temperaturas altas (70 a 150°C), ou adicionar algum agente catalisador;

- Silicones: São utilizados em laminados e peças elétricas submetidas a altas temperaturas.

Algumas das características dos polímeros podem ser melhoradas através da alteração das suas estruturas moleculares. Para isso são misturadas às resinas substâncias conhecidas como aditivos (CALLISTER, 2002).

2.4 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO (PRFC)

Com o avanço tecnológico e desenvolvimento dos compósitos, descobriu-se que mantas, tecidos e laminados de fibras de carbono dispostas de forma unidirecional, contínua e com matrizes em resina epóxi poderiam substituir, de maneira satisfatória, as tradicionais chapas de aço no reforço de estruturas (BEBER, 2003).

O alto custo inicial da produção dos materiais poliméricos avançados, aliado à existência de poucos estudos e informações técnicas adequadas limitaram, durante muitos anos, o uso dos compósitos estruturados com fibra de carbono na indústria da construção civil. A utilização dos polímeros reforçados com fibras teve início nos anos 50 e começaram a ser produzidos industrialmente apenas em 1982 (MACHADO, 2002).

Os sistemas compósitos estruturados com fibras de carbono são construídos com dois elementos distintos e fundamentais: a matriz polimérica e o elemento estrutural, constituído pelas fibras de carbono. Em materiais plásticos, as fibras são responsáveis pela resistência mecânica do sistema, sendo que a matriz polimérica é responsável pela transferência das tensões de cisalhamento ao substrato de concreto para o sistema compósito (MACHADO, 2002).

O polímero reforçado com fibra de carbono, conhecido também como *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) ou compósito reforçado com fibra de carbono apresenta uma combinação de baixo peso próprio, grande durabilidade, alta resistência e rigidez. Tais propriedades mecânicas fazem do PRFC um dos materiais mais utilizados atualmente para reforço de estruturas (FIORELLI, 2002). Segundo Beber (2003), o PRFC se sobressai em

relação aos outros tipos de compósitos por apresentar melhor relação entre resistência/rigidez e peso próprio, e também pelo fato das propriedades das fibras não se alterarem em presença de umidade, além de possuir versatilidade de aplicações e apresentar boa relação custo-benefício.

O emprego dos sistemas PRFC pode ser feito com segurança para reabilitação ou restauração de elementos estruturais de concreto armado, que sofreram enfraquecimento ou fragilização devido a manifestações patológicas específicas. E ainda, para reforço de elementos em boas condições estruturais, a fim de permitir um incremento de carga solicitante, geralmente para permitir mudanças de destinação e minimizar eventuais riscos decorrentes de vícios de projeto ou de construção. (MACHADO, 2002).

As propriedades dos PRFC estão atreladas aos seus materiais constituintes, sendo estes, segundo o *ACI Committee 440.2R (2008)*, as resinas e as fibras, que os estruturam.

As resinas mais comumente usadas, à base de epoxídicos, estéres de vinil e poliésteres, devem apresentar como características básicas: a compatibilidade e aderência ao substrato e ao próprio compósito, a resistência às condições ambientais, ter uma vida útil compatível à da fibra, além de satisfazer as propriedades mecânicas desejadas (ACI, 2008; MACHADO, 2002).

As resinas saturam as fibras de reforço, as mantêm no lugar e são responsáveis pela transferência das tensões de cisalhamento entre o concreto e o sistema compósito. Para atingir este objetivo é fundamental que as resinas possuam: baixa retração durante a cura, estabilidade quanto à ação de agentes químicos, aderência às fibras e módulo de elasticidade da ordem de 2000MPa (ACI, 2008; MACHADO, 2002).

Os adesivos unem as fibras ao substrato de concreto, além de ligar as múltiplas camadas de compósito (ACI, 2008; MACHADO, 2002).

De acordo com Machado (2002), os polímeros reforçados que utilizam a fibra de carbono como elemento resistente apresentam características como: elevada resistência mecânica e rigidez; bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas; elevada resistência a ataques químicos diversos; não são afetados pela corrosão por se tratar de um produto inerte; estabilidade térmica e reológica; e ainda, leveza, devido ao baixo peso específico do sistema, da ordem de 18 kN/m³, chegando-se ao ponto de não se considerar o seu peso próprio nos reforços.

No que concerne ao comportamento à compressão dos PRFC, o *ACI Committee 440.2R (2008)* assegura que este material não é indicado para uso como reforço à compressão por não apresentar bons resultados de resistência a este esforço.

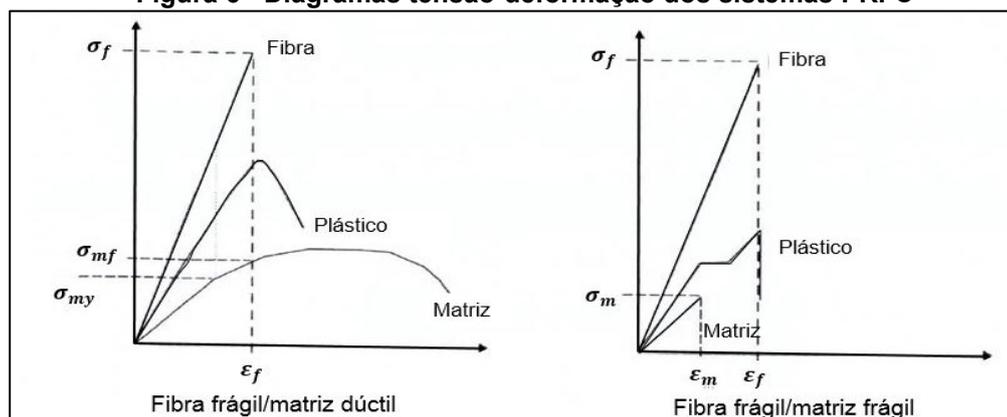
A resistência última de tração de alguns sistemas PRFC disponíveis comercialmente está representada no Quadro 3 a seguir (MACHADO, 2002).

Quadro 3 - Características dos sistemas PRFC

Sistema PRFC	Peso da fibra (g/m ²)	Resistência de tração do laminado curado (N/m)
Lâmina unidirecional de alta resistência	300	700
Lâmina unidirecional de carbono de uso geral	300	500
Lâmina unidirecional de carbono com alto módulo	300	600

Fonte: Adaptado de Machado (2002)

Os sistemas compostos PRFC devem trabalhar segundo o critério da fibra com ruptura frágil e matriz polimérica com ruptura dúctil. Dessa maneira, descarta-se a possibilidade de que o sistema PRFC entre em colapso devido à ruptura frágil da matriz. Estas propriedades estão representadas nos diagramas da Figura 6.

Figura 6 - Diagramas tensão-deformação dos sistemas PRFC

Fonte: Machado (2002)

De acordo com Machado (2002), a matriz polimérica deve, obrigatoriamente, ter um alongamento de ruptura muito maior que o alongamento da fibra de carbono, para possibilitar que a mesma continue com a capacidade de carga depois da tensão na fibra ter chegado a sua tensão de ruptura (limite de resistência).

2.5 REFORÇO ESTRUTURAL COM POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO

Conforme explicitado na seção 2.2., diversas técnicas ou soluções são possíveis para a execução de reforços estruturais, a escolha depende da avaliação do custo-benefício de cada alternativa.

Meier (1995) chama a atenção para uma técnica de reforço estrutural com materiais utilizados na indústria da aviação e aeroespacial, que são os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), como alternativa para o reforço de grandes estruturas, salienta que esta técnica será complementar aos métodos tradicionais, como o reforço com concreto armado.

De acordo com o manual publicado pelo *ACI Committee 440.2R* (2008) é razoável a consideração de aumento de resistência de elementos reforçados à flexão com PRFC em até 40%.

Cabe observar que, quando da realização do dimensionamento do reforço estrutural à flexão, faz-se necessária a realização de outras verificações complementares, como: esmagamento do concreto à compressão antes do escoamento do aço; escoamento do aço à tração seguido da ruptura do laminado de PRFC; escoamento do aço seguido pelo esmagamento do concreto; cisalhamento; delaminação por rompimento da seção de cobrimento; e, descolamento do reforço do substrato, por exemplo (ACI, 2008).

Dentre as técnicas de aplicação do sistema de reforço estrutural com PRFC, a de utilização mais comum é a aplicação com lâminas ou mantas de PRFC aderidas externamente (*Externally Bonded Reinforcement* - EBR) e há também a aplicação de lâminas ou barras de PRFC inseridas na espessura de cobrimento do concreto (*Near Surface Mounted* - NSM) (ACI, 2008).

2.5.1 Aplicação do Sistema de Reforço com Lâminas ou Mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono Externamente – *Externally Bonded Reinforcement* (EBR)

Segundo Beber (2003) a aplicação do sistema de reforço com lâminas ou mantas de PRFC aderidas externamente é relativamente simples, no entanto, para garantia da qualidade e efetividade do reforço, necessita de supervisão criteriosa.

A execução do reforço propriamente dito é precedida pela preparação da superfície, a fim de melhorar a aderência; aplicação de primer e arredondamento dos cantos vivos que serão, eventualmente, envolvidos pela manta de PRFC (BEBER, 2003). Tais cantos devem ser arredondados para um raio mínimo de 13mm (ACI, 2008). De acordo com o *ACI Committee 440.2R* (2008) é necessária também a injeção com epóxi de rachaduras maiores ou iguais a 0,3mm, pois tais aberturas irão prejudicar o desempenho do sistema e acelerar o processo de delaminação ou esmagamento de fibras.

Em um estudo com 8 vigas, Triantafyllou e Plevris (1992) observaram que o reforço de vigas utilizando a técnica EBR gera aumento na rigidez do elemento e que as formas possíveis de ruptura se dão pelo escoamento da armadura com ruptura da fibra, escoamento da armadura com esmagamento do concreto, ruptura por compressão e a ocorrência da

delaminação da fibra de carbono, os autores, ainda desenvolveram diagramas e equações para cada modelo de ruptura.

O aumento da capacidade de carga e da rigidez das vigas também foi observado por Dias et al. (2002). Tais autores ainda observaram que a simples colagem do PRFC conduz a uma ruína por delaminação e, que em alguns casos, o uso de ancoragens conduz ao máximo desempenho do sistema de reforço caracterizado pela ruptura da manta.

Com o intuito de melhorar o desempenho do reforço externo Ferrari e Hannai (2009) propuseram reconstruir o banzo inferior de vigas utilizando um concreto de alto desempenho com microfibras metálicas como uma camada de transição entre o reforço externo e o elemento estrutural e verificaram que esta técnica retarda a delaminação do sistema, além de gerar fissuras de menor abertura e melhor distribuídas. Segundo Deng et al. (2013) a utilização do reforço à flexão em conjunto com o reforço ao cisalhamento conduz a um desempenho melhor do sistema estrutural quando comparado ao reforço à flexão isolado, devido a um aumento na rigidez e um melhor controle de fissuração.

Pivatto (2017) realizou experimentos em 13 vigas de concreto armado reforçadas com manta de PRFC aplicadas pela técnica EBR, com variação do número de camadas de reforço e uso de ancoragens laterais também com manta de PRFC. Tal autora observou que o aumento do número de camadas de reforço, assim como o uso de ancoragens laterais, aumentaram a capacidade resistente das vigas. E, ainda, sobre os modos de ruptura verificou a ocorrência de falha por separação da camada de concreto e descolamento do reforço por aparecimento de fissuras intermediárias.

Segundo Schneider et al. (2017), em ensaios realizados em vigas com reforço aplicado pela técnica EBR foi observado que a ruptura se deu quando ocorreu a delaminação da lâmina aderida na superfície inferior da peça, na interface entre a resina epóxi e o concreto, ou seja, neste caso não houve o aproveitamento máximo do material de reforço. Tal situação foi atribuída ao surgimento de uma força de cisalhamento, a qual ocorre pela diferença abrupta de ordem de grandeza entre o módulo de elasticidade do concreto e o módulo de elasticidade da fibra de carbono.

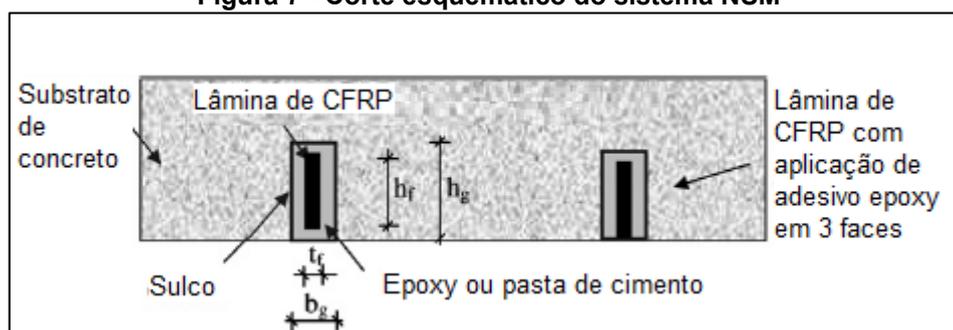
Ainda, cabe ressaltar a importância de verificar a perfeita adesão do sistema EBR ao substrato de concreto, sendo que a técnica mais simples é a inspeção visual (MACHADO, 2011).

Estudos recentes demonstram que a técnica NSM apresenta melhores resultados, haja vista a maior área de aderência em relação à EBR (SHUKRI et al., 2016; YU et al., 2017).

2.5.2 Aplicação do Sistema de Reforço com Lâminas ou Barras de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono na Superfície de Cobrimento do Concreto – *Near Surface Mounted* (NSM)

A técnica de aplicação do sistema de reforço com lâminas ou barras de PRFC na superfície de cobertura do concreto – *Near Surface Mounted* também tem como procedimento inicial a recuperação do substrato de concreto. Em seguida, fazendo-se uso de um disco de corte diamantado, é executado o entalhe na região de cobertura do concreto. A espessura e profundidade do entalhe variam conforme o tamanho da lâmina ou barra a ser aplicada. O sulco deverá ser totalmente preenchido pelo adesivo epóxi, que será usado para unir o PRFC laminado ao substrato de concreto, fornecendo um caminho para a carga entre o substrato e o sistema de reforço PRFC (ACI, 2008). Na Figura 7 é apresentado um esquema de execução do sistema NSM.

Figura 7 - Corte esquemático do sistema NSM



Fonte: Adaptado de Lorenzis e Teng (2007)

Lorenzis e Teng (2007) apresentam uma extensa revisão sobre a técnica NSM indicando que esta técnica apresenta como vantagens o menor risco de delaminação e a maior proteção do compósito. Também indicam que existem pesquisas com o uso de cimento em substituição ao epóxi para a fixação da lâmina. De modo geral, os autores avaliam que ainda faltam estudos mais aprofundados para o desenvolvimento do sistema NSM. Quanto aos problemas da delaminação e proteção do compósito Khalifa (2016) possui a mesma conclusão. Considerando a utilização de materiais cimentícios em substituição ao epóxi, Al-Abdwais e Al-Mahaidi (2017) testaram 4 diferentes materiais cimentícios na execução da colagem do laminado pela técnica NSM e obtiveram resistências 2,5 vezes maior que a técnica do EBR.

Para a verificação da aderência entre barras de fibra de carbono utilizadas no sistema NSM, Capozucca (2014) utilizou o ensaio "*pull-out test*" para verificar a aderência entre o laminado de fibra de carbono e o concreto observando que a aderência foi mantida até a

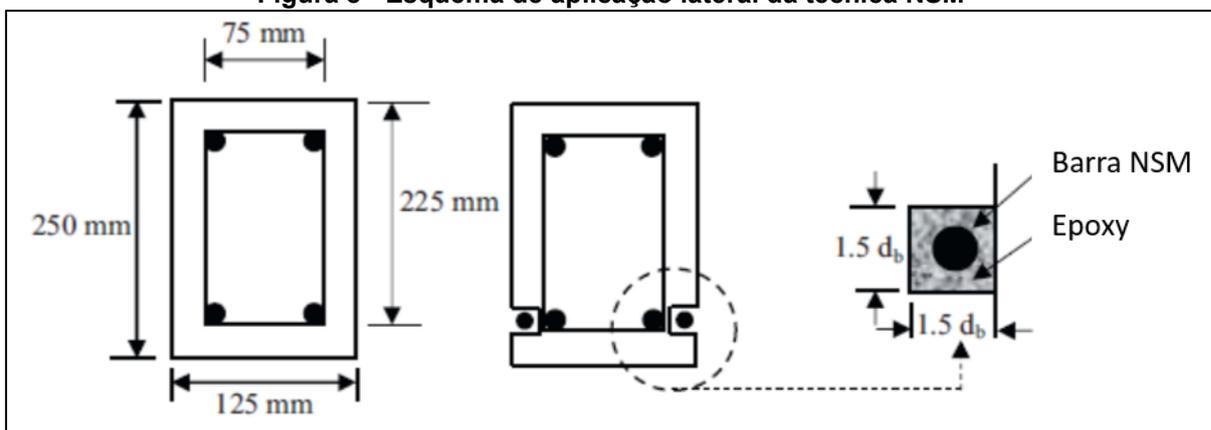
ruptura da barra e em ensaios com vigas também não observou a perda de aderência ou delaminações.

O estudo da aderência, baseado em ensaios de arrancamento, realizado por Cruz e Barros (2004) já indicava uma maior aderência do sistema de aplicação NSM em relação à técnica EBR.

Segundo Capozucca e Bossoletti (2015), que utilizaram a técnica NSM, as vigas com reforço apresentaram maior capacidade de carga e redução da deflexão, além de aumento da rigidez. As vigas ensaiadas tiveram falha por compressão do concreto antes da delaminação do reforço com PRFC. Já Sharaky et al. (2015) estudaram o reforço parcial e total com a técnica NSM em vigas de concreto para avaliação do desempenho à flexão, tendo observado que nas vigas com aplicação total houve maior rigidez e capacidade de carga, no entanto, para todas as vigas reforçadas, foi observada falha do sistema com a separação na interface concreto-lâmina.

Uma variação da técnica NSM foi utilizada no estudo realizado por Hosen et al. (2015), no qual optaram por colocar o reforço com o laminado na lateral da viga, como indicado na Figura 8. Os autores observaram um aumento superior a 3 vezes a carga de abertura de fissuras e superior a 2 vezes a carga de ruptura da viga quando comparada a uma viga de referência sem reforço. No entanto os autores não efetuaram comparações com o reforço colocado na parte inferior da viga.

Figura 8 - Esquema de aplicação lateral da técnica NSM



Fonte: Adaptado de Hosen et al. (2015)

Quando comparados os sistemas EBR e NSM foi observado que a carga para o início do surgimento de fissuras e a carga de ruptura são maiores no sistema NSM quando utilizada a mesma área de fibra de carbono, indicando um melhor aproveitamento do reforço quando as lâminas são inseridas na seção de cobertura (LEONI, 2016; KHALIFA, 2016; ZHANG et al., 2017).

2.5.3 Aderência do Sistema de Reforço Estrutural com Compósitos Reforçados com Fibras de Carbono

Como observado anteriormente, a ruptura do sistema de reforço estrutural com compósitos de fibra de carbono, grande parte das vezes, ocorre por delaminação, ou seja, o sistema de reforço estrutural descola do substrato de concreto. Com o intuito de entender esse fenômeno e melhorar o desempenho do sistema, muitos estudos têm sido feitos (GARDEN e HOLLAWAY, 1998; CHENG e TENG, 2001; HASSAN e RIZKALLA, 2003; YU et al., 2018).

Smith e Teng (2002) apresentam uma revisão sobre 12 modelos de delaminação do reforço estrutural em que observaram ser o modo de ruína mais comum o descolamento da lâmina ou a separação do cobrimento de concreto. Já Lu et al. (2005) concluíram que o modelo desenvolvido por Cheng e Teng (2001) apresenta a melhor acurácia entre os 12 modelos analisados. A carga característica (P_u) que a ancoragem suporta dada por este modelo é apresentada na Equação (14).

$$P_u = 0,412\beta_p\beta_L\sqrt{f'_c}b_pL_e \quad (14)$$

Onde f'_c representa a resistência do concreto, b_p é a largura da ancoragem, L_e é o comprimento de ancoragem e β_p e β_L são parâmetros do modelo.

Teng et al. (2003) aplicaram o modelo acima para vigas com fissuras induzidas observando uma boa aproximação inicial, porém ocorreu uma grande dispersão de valores nos ensaios devido às incertezas no mecanismo de delaminação.

A utilização de um reforço feito com uma manta transversal com pinos de fixação e com manta transversal em “U” apresentam um desempenho melhor quando comparados com a ancoragem reta, evitando o descolamento da extremidade da manta e melhorando a transferência das tensões de aderência (FERRARI et al., 2002). Costa e Oliveira (2009) também estudaram a ancoragem reta, com opções de reforço na extremidade fazendo uso de manta em “U”, manta dupla em “U” e com a inserção de uma barra de aço, para as quais observaram que a utilização de reforços na ancoragem melhora a distribuição de tensões.

O estudo de ancoragens em sistemas NSM feito por Soliman et al. (2011) englobou a realização de ensaios em corpos de prova com dois tipos de camada de aderência: feita por epóxi e por material cimentício, ambos submetidos a ciclos de gelo/degelo. Nesse estudo, os autores observaram que os sistemas utilizando epóxi romperam por tensões no concreto com posterior fissuração do epóxi e nos materiais cimentícios a ruína ocorreu por fissuração da interface concreto-cimento. Esta última ocorre devido à retração da pasta cimentícia, tendo

como consequência menor carga de ruptura. Firmo et al. (2015) também compararam, em seu estudo, a ancoragem do sistema NSM aplicado com epóxi e com materiais cimentícios submetidos a altas temperaturas. Tais autores obtiveram como resultado dos ensaios um melhor desempenho das amostras com a utilização de resina epóxi.

2.6 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COM FIBRAS DE CARBONO

Para um correto dimensionamento à flexão do reforço, fazendo-se uso do PRFC devem-se adotar, segundo Machado (2002), alguns conceitos básicos e considerações, sendo eles:

- a) Todos os estudos e cálculos devem ser realizados com base nas estruturas reais, ou seja, consideram-se as dimensões de seção existentes, assim como, a quantidade e distribuição de aço;
- b) Devem-se usar as propriedades e características mecânicas dos materiais utilizados na execução;
- c) Prevalecem os critérios de Bernoulli, ou seja, as seções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e as deformações são linearmente proporcionais à sua distância à linha neutra;
- d) A resistência à tração do concreto é desprezada;
- e) A deformação específica do concreto não pode ultrapassar os parâmetros de dimensionamento da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), que é de 0,0035 cm/cm, ou para dimensionamento segundo o *ACI Committee 440.2R* (2008), 0,0030 cm/cm;
- f) A deformação é considerada linear até a ruptura do sistema compósito PRFC;
- g) A aderência entre o sistema compósito PRFC e o substrato é considerada perfeita.

No momento da aplicação o PRFC não está sujeito a nenhuma tensão, porém o mesmo não ocorre com o substrato, que já está submetido a tensões decorrentes das diversas solicitações. Assim, para definir a qual tensão o reforço será submetido, é necessário que se conheça previamente o nível de tensão na superfície do substrato e, a partir disso, saber-se-á também a deformação preexistente na superfície do concreto (MACHADO, 2002).

A deformação específica máxima permissível na fibra de carbono (ε_{fu}), segundo Machado (2002), será dada pela Equação (15):

$$\varepsilon_{fc} = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \leq \varepsilon_{fu} \quad (15)$$

Onde ε_{fc} é a deformação específica da fibra de carbono à tração; ε_b é a deformação específica na fibra de carbono considerada no reforço para o carregamento máximo; e ε_{bi} é a deformação específica pré-existente quando da aplicação do reforço de fibra de carbono.

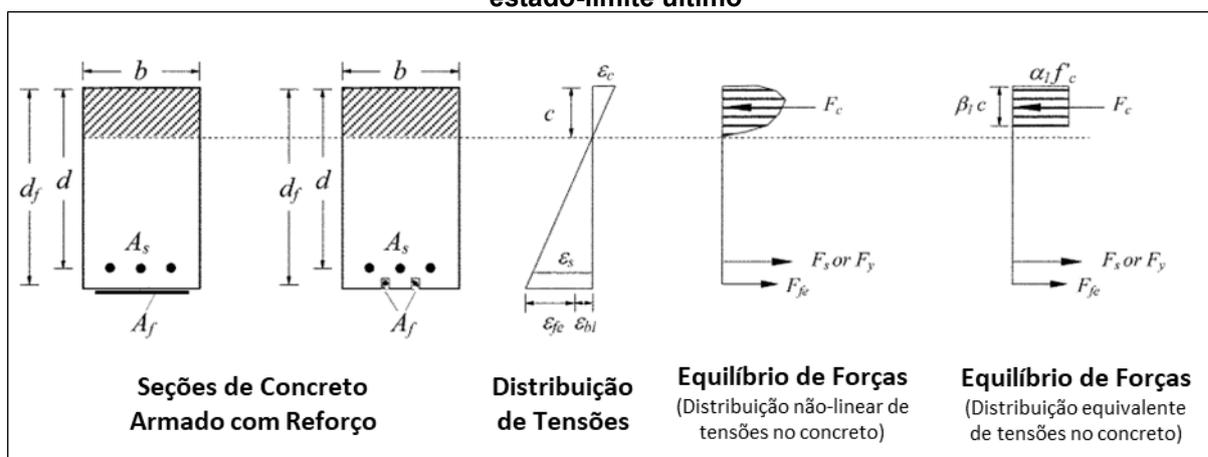
De acordo com Machado (2002) é importante ressaltar que o aumento da capacidade de resistência da seção à flexão, acarreta em um acréscimo no esforço cortante, e, portanto, deve-se realizar também a verificação da capacidade resistente da seção a este último. Inclusive, caso necessário, é preciso também definir um reforço ao cisalhamento. Desta forma, o máximo carregamento é definido em função das rupturas ao cisalhamento e flexão.

2.6.1 Métodos de Dimensionamento

Juvandes et al. (2012) avaliam, os modelos de dimensionamento para o reforço a flexão com PRFC propostos em dois manuais publicados: *Bulletin 14 da FIB* e do *ACI Committee 440.2R*. Tais autores observam que o método proposto pelo *American Concrete Institute (ACI)* prevê com maior precisão o momento resistente último dos elementos reforçados com mantas em relação à laminados. E, ainda, dentre os diversos grupos analisados constatou-se que a proposta ACI demonstra-se mais conservadora do que a FIB.

O *ACI Committee 440.2R* (2008) ilustra, conforme apresentado na Figura 9, a distribuição de tensão e deformação interna para uma seção retangular sob flexão no estado-limite último.

Figura 9 - Distribuição de tensão e deformação interna para uma seção retangular sob flexão a estado-limite último



Fonte: Adaptado de *ACI Committee 440.2R* (2008).

Dentre os vários procedimentos de cálculo que podem ser elaborados, o método detalhado no manual publicado pelo *ACI Committee 440.2R* (2008) tem característica iterativa,

no sentido de encontrar o equilíbrio das forças atuantes, consoante ao apresentado na Figura 9. Inicialmente é selecionada uma profundidade para linha neutra (c), então calcula-se a tensão em cada material e verifica-se o equilíbrio das forças internas. Se estas não estiverem em equilíbrio o processo iterativo deve iniciar novamente.

Para profundidade assumida para c a deformação do reforço de PRFC poderá ser dimensionada pela Equação (16). Tal equação considera o modo de falha governante, se o termo a esquerda domina a falha se dará pelo esmagamento do concreto. Já se o termo a direita governa, a falha dar-se-á pela ruptura ou descolamento da lâmina de PRFC.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (16)$$

A partir da consideração do comportamento elástico, a tensão efetiva no reforço com PRFC pode ser obtida por meio da Equação (17). Além disso, tendo por base a deformação do reforço pode-se obter a deformação no aço, fazendo-se uso da Equação (18) e ainda, conseqüentemente, aplicando a Equação (19) encontra-se a tensão no aço.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (17)$$

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (18)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad (19)$$

Sendo conhecidas as tensões no aço e no reforço com PRFC e ainda, suas respectivas deformações é possível verificar o equilíbrio da força interna. Para tal, deve-se fazer uso da Equação (20):

$$c = \frac{A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad (20)$$

Os coeficientes α_1 e β_1 são parâmetros definidos para uma seção retangular de concreto, no sentido de obter a tensão equivalente à distribuição não linear de tensões. De acordo com o *ACI Committee 440.2R (2008)*, se o modelo de ruptura prever o esmagamento do concreto, antes ou depois do escoamento do aço, tais coeficientes podem ser associados ao

bloco de tensão de Whitney [$\alpha_1 = 0,85$ e β_1 de acordo com a seção 10.2.7.3 do *ACI Committee 318* (2005)].

Após a realização do processo iterativo para obtenção do valor adequado de c o momento resistente da seção reforçada com PRFC por ser obtido por meio da Equação (21). Cabe observar que é previsto um fator de redução adicional para a parcela de contribuição do PRFC, ψ_f , para o qual o valor recomendado é 0,85. Tal fator de segurança adicional é utilizado para melhorar a confiabilidade e levar em conta os diferentes modos de falha dos elementos reforçados com PRFC, como a delaminação (ACI, 2008).

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d \cdot \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \left(d \cdot \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (21)$$

Outro equacionamento disponível para o dimensionamento é exposto por Machado (2002), que em função do equilíbrio entre as forças atuantes aponta que o momento resistente da viga de concreto armado com reforço de fibra de carbono é constituído da força resultante da seção comprimida do concreto (F_c), força resultante da seção da armadura de compressão (F'_s), força resultante da seção tracionada da armadura (F_s ou F_y) e força resultante da seção tracionada de fibra de carbono (F_{fe}). A determinação destas forças resultantes é feita por meio dos seguintes passos:

A componente de compressão no concreto (F_c) é dada pela Equação (22):

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot \psi \cdot f_c \quad (22)$$

Onde, b_w é a largura das vigas de seção retangular; ψ o coeficiente de redução da força no PRFC; e f_c a resistência à compressão do concreto. Sendo f_c dado pela Equação (23):

$$f_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (23)$$

Onde, f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

A componente de compressão no aço (F'_s) é dada pela Equação (24):

$$F'_s = A'_s \cdot f'_s \quad (24)$$

Sendo, A'_s a área da seção transversal da armadura de compressão; e f'_s a resistência da tensão de compressão no aço. Desta forma:

$$f'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s < f_y = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (25)$$

Onde, E_s é o módulo de elasticidade do aço; f_y a resistência do aço à tração; f_{yk} a resistência característica do aço à tração; e γ_s o coeficiente de ponderação do aço com valor de 1,15.

A componente de tração no aço (F_s) é dada pela Equação (26):

$$F_s = A_s \cdot f_s \quad (26)$$

Onde, A_s é a área da seção transversal da armadura de tração; f_s a resistência da tensão de tração no aço; e γ_s o coeficiente de ponderação do aço com valor de 1,15.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s < f_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (27)$$

A componente de tração na fibra (F_f) é dada pela Equação (31):

$$F_f = A_f \cdot f_f \quad (28)$$

$$f_f = \varepsilon_f \cdot E_f = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi})E_f \quad (29)$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_c}{x}(h - x) - \varepsilon_{bi} = \varepsilon_c \left(\frac{h - x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \quad (30)$$

$$F_f = E_f \cdot f_f \left[\varepsilon_c \left(\frac{h - x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \quad (31)$$

Onde, A_f é a área da seção transversal da fibra de carbono; f_f a resistência à tração na fibra de carbono; ε_f a deformação específica da fibra de carbono; e E_f o módulo de elasticidade da fibra de carbono.

Finalmente, o momento majorado (M_{maj}) é dada pela Equação (32):

$$M_{maj} = F_s(d - 0,4x) + F'_s(0,4x - d'') + \Phi F_f (h - 0,4x) \quad (32)$$

Sendo, d'' a distância entre o bordo mais comprimido e o centróide da armadura de compressão; e Φ o fator de redução aplicado à contribuição da fibra de carbono em função da recente existência da fibra de carbono. O *ACI Committee 440.2R* (2008) recomenda para este fator o valor de 0,85.

Segundo Machado (2002) é necessário fazer a verificação do equilíbrio das forças, para tanto o equilíbrio interno é satisfeito se:

$$x = \frac{F_s + F_f}{F_c + F'_s} \quad (33)$$

Ao se satisfazer simultaneamente as Equações (31) e (33), a profundidade da linha neutra é encontrada e caracteriza-se o equilíbrio interno das forças e a compatibilidade entre as deformações (MACHADO, 2002).

Machado (2002) indica também a necessidade do estudo da deformação máxima que pode ser admitida em um reforço à flexão com PRFC em função do número de camadas a fim de prevenir a delaminação do cobrimento ou descolamento do sistema PRFC.

Além das verificações já citadas, é necessário analisar, segundo Machado (2002), se a redução da ductibilidade, que ocorrerá devido à aderência do sistema compósito PRFC, é considerável ou se pode ser desprezada. Esta verificação deve ser feita, por meio da verificação do nível de deformação do aço, também pelo estado-limite último. De acordo com o *ACI Committee 318* (1995) *apud* Machado (2002), uma adequada ductibilidade é obtida se a deformação do aço ao nível de esmagamento do concreto ou ruptura do sistema seja a uma razão de pelo menos 0,005.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Com intuito de atingir o objetivo do estudo foram realizados ensaios de flexão simples reta de quatro pontos em vigas de concreto armado reforçadas, com as técnicas NSM e EBR, descritas no Capítulo 2, e nas sem reforço.

Durante os ensaios foram monitoradas as flechas das vigas e o aparecimento de fissuras, a fim de avaliar se houve incremento da rigidez das peças nos diferentes grupos.

Ainda, com a finalidade de comparar o efeito das técnicas executadas frente aos problemas de aderência do compósito, delaminação e descolamento da lâmina de PRFC, ocorreu o monitoramento da deformação.

A partir das cargas de ruptura obtidas foi possível a comparação com as cargas de dimensionamento por meio das normativas internacionais de referência, a fim de observar a existência ou não de semelhança e consequente validação do modelo.

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS VIGAS

No estudo em questão, a título de comparação, foi definido o uso de dois tipos de vigas com características gerais distintas, denominadas Grupo A e Grupo B.

As vigas do Grupo A consistiram em 12 (doze) amostras em escala reduzida, com dimensões de 10x17,5x50cm e, no Grupo B, 09 (nove) vigas em escala real, com dimensões 15x25x220cm. Para determinação das seções adotadas tomou-se por critério a adoção de altura e largura das vigas do Grupo A com cerca de 2/3 das medidas adotadas para as vigas do Grupo B. Já a proporção entre o vão adotado para as vigas dos Grupos A e B, que é de 4,5 vezes, foi limitada pelo equipamento utilizado no rompimento. Desta forma a relação altura/vão é de 0,12 para as vigas do Grupo B e de 0,39 para as vigas do Grupo A.

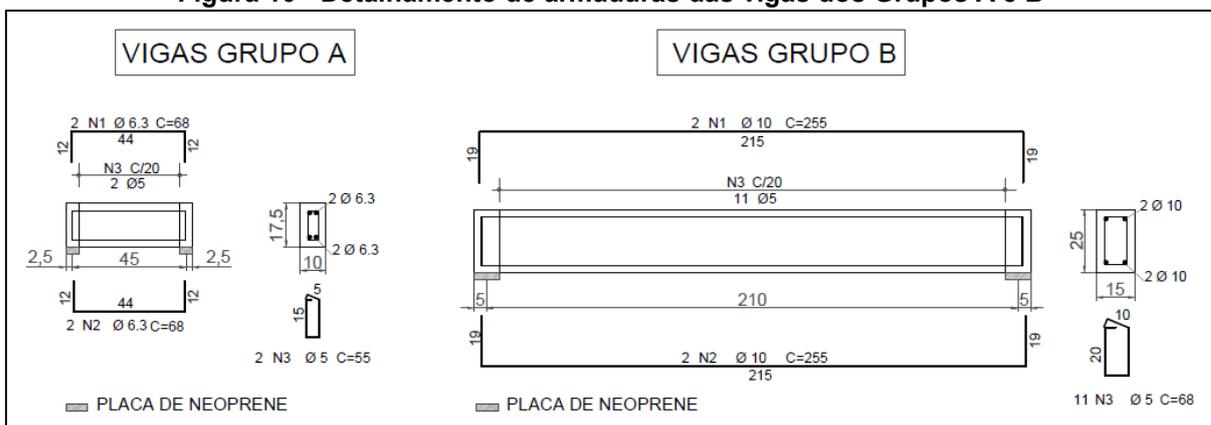
A partir do estudo de tais amostras, tornou-se possível avaliar a eficiência da execução de experimentos em vigas proporcionalmente menores frente aos resultados obtidos para as peças com grandezas reais. As principais vantagens de ensaios em miniaturas são a maior praticidade, exigência de menor quantidade de insumos, a possibilidade de se trabalhar com um maior número de amostras, maior rapidez na execução e ainda, solicitação de menor esforço físico na operação.

Para escolha da armadura longitudinal, a fim de não prejudicar as comparações, o primeiro critério adotado foi a utilização de aço com mesmo limite de escoamento para os dois tipos de vigas, sendo assim o tipo de aço definido foi o CA-50. Também foram levados em consideração ensaios anteriormente realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) com vigas reforçadas com fibra de carbono pela

técnica EBR, tais ensaios demonstraram que vigas com armadura de flexão composta por 2 barras de $\varnothing 12,5\text{mm}$ não chegaram a utilizar a camada de reforço aplicada. A partir de tais informações e considerando a disponibilidade de materiais, a armadura utilizada nas vigas do Grupo A são 4 barras com bitola de $\varnothing 6,3\text{mm}$ divididas entre armadura superior e inferior, totalizando uma área de armadura à flexão de $0,62\text{cm}^2$. Para determinar a armadura a ser utilizada nas vigas do Grupo B, foi atribuída a bitola de $\varnothing 10\text{mm}$, assim optou-se pela utilização de 4 barras com bitola de $\varnothing 10\text{mm}$ para a armadura superior e inferior, totalizando uma área de armadura à flexão de $1,57\text{cm}^2$, como é apresentado na Figura 10.

Quanto a armadura transversal, foram utilizados estribos de $\varnothing 5\text{mm}$, em aço CA-60, espaçados a cada 20 cm nas vigas do Grupo A e B, conforme detalhamento indicado na Figura 10.

Figura 10 - Detalhamento de armaduras das vigas dos Grupos A e B



Fonte: Autoria própria

Na Figura 10, ainda é possível observar o vão utilizado e a característica do apoio das vigas, para o qual foram utilizadas placas de neoprene a fim de garantir a rotulação no plano vertical.

Para montagem as formas dos elementos foram utilizadas chapas de compensado plastificado 12mm, ripas de madeira com seção 2,5x5cm, pregos de diversos tamanhos, martelo, trena e serra circular. A execução, tanto das formas, quanto da montagem do aço, se deu no laboratório de Construção Civil da UTFPR no período de junho a outubro de 2019. Na Figura 11 pode ser observado o resultado final obtido.

Figura 11 - Formas das vigas dos Grupos A e B.



Fonte: Autoria própria

O cobrimento para vigas em função da classe de agressividade adotada (Classe II) é de 30mm, no entanto em função do controle adequado e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, foi adotada redução de 5mm conforme permitido pelo item 7.4.7.4 da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Para garantia dos espaçamentos mínimos, principalmente na face inferior onde ocorreu a aplicação do reforço com a técnica NSM, a fim de evitar corte dos estribos no momento da execução dos entalhes, foram utilizados espaçadores plásticos circulares com raio de 25mm, conforme demonstrado na Figura 12.

Figura 12 - Vista superior das formas das vigas do Grupo B com armadura e espaçadores



Fonte: Autoria própria

As formas foram transportadas para a sede da concreteira e lá, ocorreu a moldagem das vigas, fazendo-se uso de concreto usinado com especificação de resistência característica aos 28 dias de 25 MPa (C25) e dimensão máxima do agregado de 19mm. Houve acompanhamento da dosagem de 2m³ de concreto no caminhão betoneira, para o qual as quantidades de cimento, areia e brita foram pesadas conforme traço padrão da concreteira para a resistência solicitada e a quantidade de água foi adicionada manualmente e realizado acompanhamento por meio de um hidrômetro.

Preliminarmente à moldagem das vigas foi realizada a determinação da consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone – *Slump Test*, conforme a norma NBR 16889 (ABNT, 2020), a partir do qual foi obtido um abatimento de 75mm para adição de 30 litros de água e um resultado final de 95mm após adição de 45 litros de água no total, conforme demonstrado na Figura 13. O adensamento do concreto foi realizado com vibrador de concreto portátil com mangote em todas as amostras.

Figura 13 - Ensaio de abatimento do tronco de cone – Slump Test.



Fonte: Autoria própria

Além das vigas objeto deste estudo, foram concretados 18 corpos de prova cilíndricos com dimensões padrão de 10x20cm e 4 corpos de prova prismáticos com dimensões padrão

de 50x15x15cm, moldados conforme orientações da norma NBR 5738 (ABNT, 2015), como é apresentado nas Figura 14 e 15. A partir de tais amostras foi realizada a aferição da resistência característica do concreto aos 3, 7 e 28 dias, por meio do rompimento dos corpos de prova cilíndricos.

Figura 14 - Corpos de prova cilíndricos logo após a moldagem.



Fonte: Autoria própria

Figura 15 - Corpos de prova cilíndricos após a desforma.



Fonte: Autoria própria

Para realização dos ensaios e análise dos resultados obtidos, as vigas de ambos os tipos foram divididas em três grupos de estudo, sendo esses os constantes no Quadro 4.

Quadro 4 - Grupos de vigas de concreto armado ensaiadas

SUBGRUPO	DESCRIÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	
		Grupo A (10X17,5X50cm)	Grupo B (15X25X220cm)
01	Vigas de referência, nas quais não será aplicado o reforço	4	3
02	Vigas com aplicação de reforço de PRFC com a técnica EBR com ancoragem reta	4	3
03	Vigas com aplicação de reforço de PRFC com a técnica NSM	4	3
TOTAL		12	9

Fonte: Autoria própria

Os valores de referência considerados relativos aos materiais utilizados na execução das amostras descritas neste capítulo estão relacionados, no Quadro 5.

Quadro 5 - Características de referência para cálculo do esforço resistente nas vigas

CARACTERÍSTICAS DIMENSIONAIS E DE DETALHAMENTO			
DADOS	UN.	VIGAS GRUPO A	VIGAS GRUPO B
Altura da viga (h)	cm	17,5	25
Base da viga (b_w)	cm	10	15
Comprimento	cm	50	220
Classe de Agressividade	-	II - Urbana	
Cobrimento adotado	cm	2,5	2,5
Vão livre (l)	cm	45	210
Altura útil (d')	cm	14,10	21,50
Altura útil efetiva do reforço à flexão NSM (d_f)	cm	17,0	24,0
Área de armadura longitudinal superior (A_s')	cm ²	0,62 (2 Ø6,3 mm)	1,57 (2 Ø 10 mm)
Área de armadura longitudinal inferior (A_s)	cm ²	0,62 (2 Ø6,3 mm)	1,57 (2 Ø 10 mm)
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS			
Módulo de elasticidade do aço (E_s)	MPa	210 000	
Tensão de escoamento do aço CA-50 (f_y)	MPa	500	
Tensão de escoamento do aço CA-60 (f_y)	MPa	600	

Fonte: Autoria própria

3.2 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA DE REFERÊNCIA

Para determinar a capacidade de carga resistente das vigas de referência foi utilizado o método estabelecido pela norma NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), conforme apresentado no Item 2.1.1. Dimensionamento. No entanto, como no caso em questão, para efeito de comparação com os resultados

experimentais, o ideal é que se obtenha o valor mais próximo do real alcançado nos ensaios, foram retirados do dimensionamento todos os coeficientes de ponderação considerados para o concreto e aço, assim como os coeficientes de segurança.

A partir das características gerais das vigas mencionadas no Item 3.1 e dos equacionamentos expostos no Item 2.1.1 – Dimensionamento, pôde-se realizar o cálculo da capacidade de carga teórica das vigas de referência. Desta forma, foi estimado que as vigas do Grupo A1 resistiriam a uma carga pontual de 56,33kN e as do Grupo B1 a 39,43kN. Assim era esperado que as vigas do Grupo A1 resistissem a aproximadamente 43% mais carga do que as vigas do Grupo B1, em escala real. Tal resultado demonstra a maior rigidez das vigas do Grupo A em relação as do Grupo B, a qual decorre da relação altura/vão, que conforme citado no Item 3.1, é maior para as vigas miniatura. Ainda, é possível acompanhar o detalhamento dos cálculos realizados no Apêndice A.

3.3 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA COM APLICAÇÃO DE REFORÇO PELA TÉCNICA EBR

No sentido de determinar a estimativa de carga resistente das vigas do subgrupo 02, reforçadas a partir da técnica EBR, foi utilizado o método estabelecido pelo ACI 440.2R-08 - *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* (ACI, 2008), conforme apresentado no Item 2.6. A manta de fibra de carbono utilizada para o reforço aplicado nas vigas tem as propriedades físicas apresentadas no Quadro 6, de acordo com o catálogo do fabricante.

Quadro 6 - Características da manta de PRFC, de acordo com sua ficha técnica

PROPRIEDADES DA MANTA PRFC	
Módulo de deformação	240 kN/mm ²
Resistência à tração (valor médio)	3800 N/mm ²
Alongamento na ruptura	1,55%
Espessura de cálculo (Gramagem da fibra / densidade)	0,166 mm

Fonte: Fabricante

Com tais dados pôde-se dar prosseguimento aos passos do dimensionamento e determinar o momento resistente das vigas dos Grupos A2 e B2. Conforme pode ser observado com mais detalhes no APÊNDICE B- Capacidade Resistente das Vigas

Reforçadas com PRFC aplicados com a técnica EBR, estima-se o momento resistente total de 10,11kN.m para as vigas do Grupo A2 e de 29,17kN.m para as vigas do Grupo B2, os quais correspondem à carga pontual aplicada de 134,82kN e 70,73kN, respectivamente.

3.4 CAPACIDADE RESISTENTE DA VIGA COM APLICAÇÃO DE REFORÇO PELA TÉCNICA NSM

Para determinar a capacidade de carga resistente das vigas do grupo 03, reforçadas com a técnica NSM, foi utilizado o método estabelecido pela ACI 440.2R-08 - *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures* (ACI, 2008), conforme apresentado no Item 2.6. As lâminas utilizadas para o reforço aplicado nas vigas têm as propriedades físicas apresentadas no Quadro 7, conforme catálogo do fabricante.

Quadro 7 - Características da lâmina de PRFC, de acordo com sua ficha técnica

PROPRIEDADES LÂMINA DE PRFC	
Módulo de deformação	160 kN/mm ²
Resistência à tração (valor médio)	2800 N/mm ²
Alongamento na ruptura	1,7%
Espessura da lâmina	1,4 mm

Fonte: Fabricante

A partir das considerações acima expostas, utilizando o método apresentado é possível realizar o cálculo das propriedades do PRFC, a partir das Equações (34) e (35):

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (34)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (35)$$

Onde, C_E é um fator de redução experimental que de acordo com o ACI 440-2R-08 (ACI, 2018) deve ser adotado como 0,95; f_{fu} a tensão no estado limite último; e ε_{fu} a deformação na ruptura. A partir das propriedades indicadas pelo fabricante, obtém-se:

$$f_{fu} = 0,95 \cdot 2800 \text{ N/mm}^2 = 2660 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{fu} = 0,95 \cdot 0,017 \text{ mm/mm} = 0,016 \text{ mm/mm}$$

Ainda, pode-se calcular as propriedades do concreto, a partir das Equações (36) e (37).

$$\beta_1 = 1,05 - 0,05 \frac{f'_c}{6,9} \quad (36)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (37)$$

A partir das quais são obtidos os seguintes dados:

$$\beta_1 = 1,05 - 0,05 \frac{38,7}{6,9} = 0,77$$

$$E_c = 4700 \sqrt{38,7 \text{ MPa}} = 29.238,38 \text{ MPa}$$

Cabe observar que o valor de f'_c adotado corresponde a média da resistência a compressão obtida a partir dos corpos de prova moldados durante a concretagem das amostras, conforme será apresentado no item 4.1. Também, faz-se necessário saber os dados relativos à área de aço existente, assim como, da área de reforço aplicado, conforme apresentado no Quadro 5.

Com tais dados pode-se dar prosseguimento aos passos do dimensionamento e determinar o momento resistente das vigas dos Grupos A3 e B3, conforme pode ser observado com mais detalhes no APÊNDICE C- Capacidade resistente das vigas reforçadas com PRFC aplicados com a técnica NSM., estima-se o momento resistente total de 9,45kN.m para as vigas do Grupo A3 e de 27,88kN.m para as vigas do Grupo B3, os quais correspondem à carga aplicada de 126,0kN e 67,6kN, respectivamente.

3.5 APLICAÇÃO DO REFORÇO DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA DE CARBONO

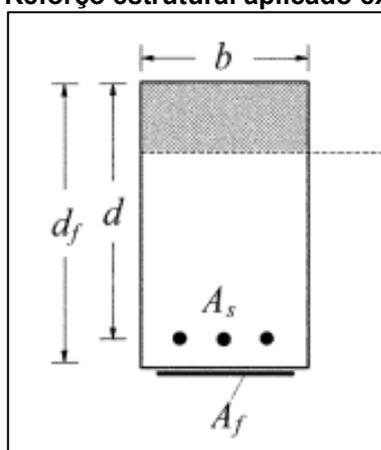
Conforme tratado na seção 2.4, de acordo com o guia ACI 440-2R-08 (ACI, 2018), diversas técnicas para instalação dos sistemas de reforço com PRFC foram desenvolvidas

pelos fornecedores do produto e, além disso, dependendo do tipo e condição da estrutura também podem ocorrer variações.

3.5.1 Técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*)

Com o intuito de concretizar o estudo das vigas do subgrupo 2, fez-se necessária a aplicação do reforço externo com manta de fibra de carbono na face a ser tracionada, conforme esquema apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Reforço estrutural aplicado externamente

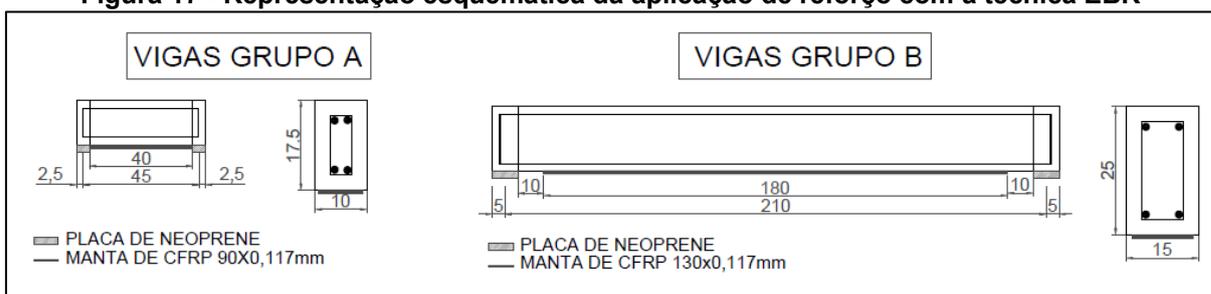


Fonte: Adaptado de *ACI Committee 440.2R (2008)*

A manta de fibra de carbono utilizada para esta técnica conta com espessura de 0,166mm e foi cortada em faixas com largura de 9cm e 13cm, para as vigas do Grupo A e B, respectivamente. Considerando o comprimento das vigas do Grupo A, 50cm, e tendo estabelecido para fins de padronização que o reforço deve ser aplicado em aproximadamente 80% da extensão total, para as vigas desse grupo foi aplicado o reforço com comprimento de 40cm. De forma análoga, para o Grupo B, foi executado o reforço com extensão de 180 cm, conforme desenho esquemático representado na Figura 17. Na execução dos cortes para atendimento das dimensões indicadas foi utilizado estilete comum.

Para possibilitar a aplicação do reforço, fez-se necessária a regularização da superfície das vigas. Assim, foi executado lixamento da superfície inferior das vigas e posterior remoção de poeiras residuais com aspirador doméstico e compressor semi-industrial.

Figura 17 - Representação esquemática da aplicação de reforço com a técnica EBR



Fonte: Autoria própria

Para colagem propriamente dita da manta de PRFC, aplicou-se inicialmente uma camada de imprimação com o primer indicado pelo fabricante, conforme apresentado na Figura 18. Ainda, seguindo as orientações descritas na seção 2.5 foi realizada a mistura dos dois componentes da resina epóxi, utilizando-se um misturador elétrico por aproximadamente 3 minutos.

Em seguida, foi realizada a aplicação de uma camada da resina epóxi, com aproximadamente 1 mm de espessura na região central ao longo do comprimento da viga, conforme Figura 19 e, em seguida, foi posicionada a manta sobre a resina. A partir disso, foi utilizado rolo com ranhuras metálicas, específico para tal procedimento, para pressionar firmemente a manta ao substrato, rolando no sentido longitudinal das fibras até a perfeita aderência, além de possibilitar a retirada de possíveis bolhas de ar que tenham ficado na interface resina-lâmina.

Figura 18 - Vigas dos grupos A e B após a aplicação do primer.



Fonte: Autoria própria

Figura 19 - Aplicação da resina epóxi bi componente nas vigas do Grupo A.



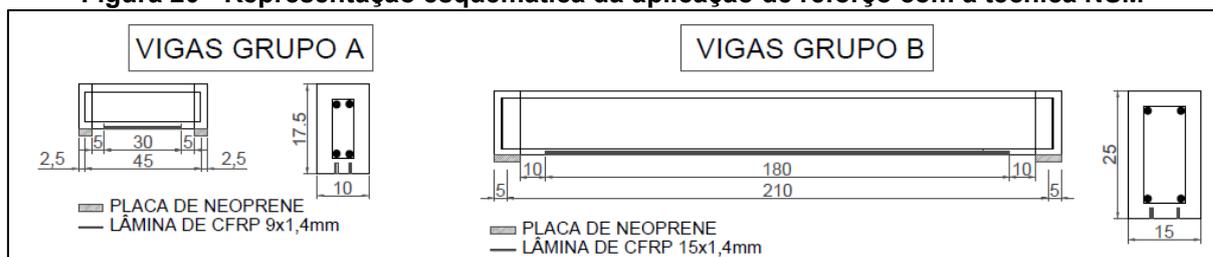
Fonte: Autoria própria

Por fim foi aplicada uma nova camada de resina epóxi sobre a manta aderida, com intuito de complementar a saturação e formar uma camada protetora. Após, as vigas ficaram em repouso durante quinze dias no laboratório da UTFPR a fim de respeitar o tempo de cura da resina epóxi.

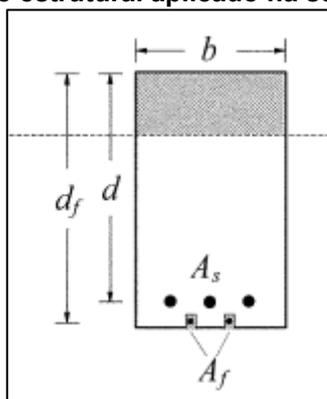
3.5.2 Técnica NSM (*Near Surface Mounted*)

Objetivando o estudo das vigas do subgrupo 3, ocorreu a aplicação do reforço com lâmina de fibra de carbono dentro da espessura de cobertura das vigas na face a ser tracionada, conforme esquematizado na Figura 21. A lâmina de fibra de carbono utilizada para esta técnica conta com espessura de 1,4mm e largura de 5cm, fornecida em rolos de comprimentos variados, neste caso o rolo utilizado possuía 10m de extensão. Os comprimentos para aplicação foram determinados a partir das mesmas considerações feitas no item 3.5.1, portanto, para as vigas do Grupo A com comprimento de 40 cm e para as do Grupo B com 180 cm de extensão, conforme Figura 20.

Figura 20 - Representação esquemática da aplicação de reforço com a técnica NSM



Fonte: Autoria própria

Figura 21 - Reforço estrutural aplicado na seção de cobertura

Fonte: Adaptado de *ACI Committee 440.2R (2008)*

No sentido de obter cargas resistentes semelhantes entre as vigas reforçadas de cada grupo, a determinação da dimensão das lâminas utilizadas se deu de forma proporcional entre a resistência a tração da lâmina de PRFC e da manta de PRFC. Assim, para as vigas do Grupo A3 foram utilizadas lâminas de PRFC com 9mm de largura e 40cm de comprimento. Já para as vigas do Grupo B3, foram utilizadas lâminas de PRFC com 15mm de largura e 180cm de comprimento, conforme representado na Figura 20. Em ambos os casos a espessura das lâminas é de 1,4mm conforme mencionado anteriormente. Para obtenção das dimensões desejadas houve necessidade de realização do corte das lâminas disponíveis, para o qual foi utilizado estilete comum. As lâminas devidamente cortadas e prontas para aplicação são apresentadas na Figura 22.

Figura 22 - Lâminas de PRFC prontas para aplicação

Fonte: Autoria própria

Para execução desta técnica fez-se necessária a execução de sulcos na região de cobertura das vigas com disco de corte diamantado específico para cortes em concreto, conforme apresentado na Figura 23. Durante o procedimento controlou-se a profundidade e

largura mínimas requeridas como indicado no item 2.4, tomando os devidos cuidados para não haver corte dos estribos existentes.

Figura 23 - Sulcos executados na seção de cobertura do concreto - vigas do grupo A



Fonte: Autoria própria

Após tal etapa, foi realizada a limpeza das fendas com jato de ar com emprego de um compressor semi-industrial, a fim de retirar as poeiras decorrentes do corte. Assim, para dar início ao procedimento de aplicação foi efetuada a mistura dos componentes A e B da resina epóxi. No sentido de garantir o adequado desempenho do sistema durante a execução é importante ressaltar a necessidade de preencher devidamente os sulcos com a resina epóxi previamente misturada. Na sequência, a lâmina foi posicionada no centro das aberturas, conforme configurações de quantidade e comprimento definidas para as vigas dos Grupos A3 e B3, como pode ser constatado na Figura 24.

Figura 24 - Aplicação das lâminas de PRFC nas vigas do grupo A3



Fonte: Autoria própria

Concluída a aplicação da lâmina nas vigas do subgrupo 3, as amostras foram deixadas em repouso durante quinze dias, a fim de garantir a cura da resina.

3.6 DETALHAMENTO DOS ENSAIOS

Com intuito de atingir os objetivos propostos neste estudo foram realizados os ensaios de resistência à compressão do concreto e de flexão a quatro pontos. Tais experimentos foram realizados no Laboratório de Estruturas da UTFPR.

3.6.1 Ensaios de Compressão dos Corpos de Prova Cilíndricos

Visando utilizar dados mais próximos dos reais para os dimensionamentos, foi realizado Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos, conforme a norma NBR 5739 (ABNT, 2018). Foram efetuados rompimentos de seis corpos de prova cilíndricos para cada idade estipulada: 3, 7 e 28 dias, em prensa de compressão disponível no laboratório da concreteira, localizado em Curitiba/PR, conforme Figura 25.

Figura 25 - Ensaio de Resistência à Compressão



Fonte: Autoria própria

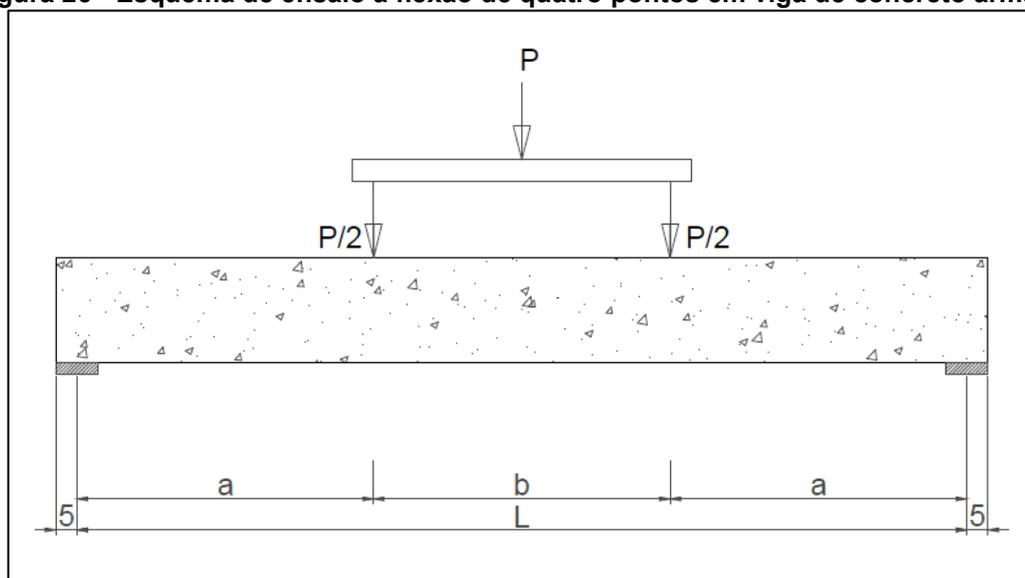
A cura dos corpos de prova se deu em tanque de cura específico para manutenção da condição de cura saturada. Antes da realização dos ensaios de compressão os corpos de prova foram preparados de acordo com o disposto na norma NBR 5738 (ABNT, 2015).

3.6.2 Ensaio de Flexão a Quatro Pontos

Este experimento é utilizado para determinar a resistência à flexão de amostras preparadas e curadas de acordo com os Métodos de Teste C 42, C 31 ou C 192 (ACI, 2008).

O ensaio de flexão a quatro pontos foi aplicado em todas as vigas do presente estudo e montado conforme as orientações da ASTM C78 - Método de Teste Padrão para Resistência à Flexão do Concreto (ASTM, 2002) e apresentado na Figura 26. A experiência visa a aplicação em cada viga, simplesmente apoiada, de duas cargas pontuais de mesma intensidade, submetendo a peça a esforços de flexão simples e uma região de cisalhamento nulo. O sistema registra o incremento de carga realizado a cada 5kN, assim como os deslocamentos ocorridos.

Figura 26 - Esquema de ensaio a flexão de quatro pontos em viga de concreto armado



Fonte: Autoria própria

A Figura 26 representa o esquema de disposição das vigas na prensa antes do início do ensaio, para as vigas do Grupo A foi adotada a distância (a) igual a 15cm e de 82,5cm para as vigas do Grupo B. Em cada apoio, as vigas foram dispostas sobre uma placa de neoprene, cuja finalidade é permitir deslocamentos e rotações.

As intensidades das forças foram medidas com máquina universal de ensaios com capacidade de 300kN, disponível no laboratório da UTFPR em Curitiba/PR. Para a aquisição de dados do ensaio fez-se uso do *software* Tesc versão 3.05.

Ainda, na Figura 27 é demonstrada a disposição real utilizada para as vigas do Grupo A. No sentido de obter resultados que possibilitem comparação com menor interferência de erro em decorrência do equipamento, as vigas de ambos os grupos foram rompidas na mesma prensa.

Figura 27- Disposição das vigas do Grupo A na prensa antes do ensaio



Fonte: Autoria própria

Conforme demonstrado na Figura 27, na face frontal das vigas foi aplicada pintura branca a fim de melhorar a visualização das fissuras e possibilitar o registro dessas logo no início do processo de abertura. Para todas as vigas a carga de abertura de fissuras foi aquela a partir da qual era possível identificar visualmente as primeiras fissuras.

Para as vigas sem aplicação de reforço, vigas de referência – subgrupo 01, a ruptura teve por critério a carga a partir da qual a abertura de fissuras apresentou dimensão maior do que o limite estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Para aferição destas fez-se uso de paquímetro, conforme apresentado na Figura 28.

Figura 28 - Verificação dos limites para abertura de fissuras.



Fonte: Autoria própria

Figura 29 - Disposição das vigas do Grupo B na prensa antes do ensaio.



Fonte: Autoria própria

Foram registrados ainda, os valores de carga nos quais se observam as primeiras fissuras, a carga em que ocorre a delaminação do reforço e a carga em que se deu o rompimento da viga.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

É objeto deste capítulo a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios realizados, a comparação com resultados de outros estudos similares e, ainda, a análise dos dados obtidos, especialmente, quanto a comparação entre as técnicas de reforço com compósitos estruturados com fibras de carbono (PRFC).

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A fim de utilizar nos dimensionamentos realizados dados de resistência à compressão do concreto mais próximos aos reais e, por consequência, propiciar valores de cálculo mais próximos aos dos ensaios, foram realizados os ensaios de compressão conforme descrito no Item 3.5.1. Na Tabela 1 podem ser observados os resultados obtidos.

Tabela 1 - Resultado dos ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos – NBR 5739:2018

Nº do Corpo de Prova	Resistência à compressão / idades		
	3 dias	7 dias	28 dias
01	25,8 MPa	32,2 MPa	39,5 MPa
02	26,7 MPa	31,4 MPa	37,5 MPa
03	27,0 MPa	30,7 MPa	39,7 MPa
04	26,7 MPa	33,5 MPa	36,7 MPa
05	26,4 MPa	31,4 MPa	38,9 MPa
06	25,0 MPa	33,1 MPa	39,7 MPa
Média	26,3 MPa	32,1 MPa	38,7 MPa
Desvio padrão	0,7 MPa	1,1 MPa	1,3 MPa
Coefficiente de variação	2,8%	3,4%	3,3%
Erro padrão	0,3 MPa	0,4 MPa	0,5 MPa

Fonte: Autoria própria

Assim, com base nos resultados apontados na Tabela 1, observa-se que o valor da resistência média a compressão do concreto utilizado é de 38,7MPa, a partir do qual foi possível a adequação dos cálculos de capacidade resistente esperada para os modelos estudados, a fim de obter resultados mais próximos à situação real.

4.2 CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA DAS VIGAS

Com a finalidade de obter dados comparativos entre os dimensionamentos teóricos e os resultados experimentais foi realizado dimensionamento estimativo da capacidade resistente das vigas do presente estudo, conforme descrito nos Itens 3.2, 3.3 e 3.4, os quais seguem compilados na Tabela 2 - Capacidade de carga teórica estimada para as amostras.

Tabela 2 - Capacidade de carga teórica estimada para as amostras

Grupo	Subgrupo	Descrição do tipo de reforço	Capacidade de carga estimada (kN)	Expectativa de Incremento de Carga (%)
A	01	Sem reforço	56,33	-
	02	EBR	134,82	139,3
	03	NSM	126,02	123,7
B	01	Sem reforço	39,43	-
	02	EBR	70,73	79,4
	03	NSM	67,59	71,4

Fonte: Autoria própria

Observados os dados da Tabela 2, tem-se como expectativa, a partir da aplicação do reforço do tipo EBR, um incremento da capacidade de carga da ordem de 140% para as vigas do Grupo A e de 80% para as do Grupo B. Ainda, para as vigas reforçadas com a técnica NSM a expectativa de aumento é da ordem de 120% para as vigas do Grupo A e de 70% para as do Grupo B. Os valores similares obtidos para as vigas com reforço em cada um dos grupos se deram em função da área proporcional de manta e lâmina de fibra de carbono utilizadas, tais valores não são idênticos em função de questões executivas como o corte manual das lâminas de fibra de carbono que não são altamente precisos e a altura útil do reforço, que sofre alteração entre as duas técnicas de reforços estudados (EBR e NSM).

Cabe destacar que, para possibilitar a comparação com os resultados reais de ruptura, o dimensionamento da capacidade de carga esperada para todos os casos, se deu sem a consideração dos coeficientes de ponderação e de segurança. Assim, justificam-se os altos percentuais obtidos, os quais apresentaram valores maiores do que as expectativas indicadas pela literatura apresentada nos capítulos anteriores.

4.3 CAPACIDADE RESISTENTE PRÁTICA DAS VIGAS

Conforme descritivo apresentado no Capítulo 3, foram realizados ensaios de flexão por quatro pontos em todas as amostras estudadas. Durante a realização de tais ensaios, a fim de possibilitar a comparação entre as vigas dos diferentes grupos, foram coletados dados relativos à carga aplicada no momento de início das primeiras fissuras à flexão, no momento da ruptura, assim como o tipo de ruptura característico de cada amostra. Tais dados são apresentados na Tabela 3 - Carga de ruptura e tipo de ruptura.

Tabela 3 - Carga de ruptura e tipo de ruptura

Grupo	Subgrupo	Viga	Carga de início da fissuração à flexão (kN)	Carga de ruptura (kN)	Modo de Ruptura
A	01	VA1-1	17,00	52,50	Flexão
		VA1-2	15,00	47,18	Flexão
		VA1-3	40,00	102,66	Flexão
		VA1-4	18,00	54,19	Flexão
	02	VA2-1	50,00	99,47	Cisalhamento
		VA2-2	49,00	94,15	Cisalhamento
		VA2-3	52,00	63,81	Cisalhamento
		VA2-4	54,00	88,91	Cisalhamento
	03	VA3-1	60,00	73,98	Cisalhamento
		VA3-2	57,00	66,91	Cisalhamento
		VA3-3	63,00	83,50	Cisalhamento
		VA3-4	58,00	75,13	Cisalhamento
B	01	VB1-1	18,00	56,98	Flexão
		VB1-2	22,00	66,45	Flexão
		VB1-3	19,00	57,84	Flexão
	02	VB2-1	37,00	60,00	Cisalhamento
		VB2-2	18,00	57,94	Cisalhamento
		VB2-3	22,00	74,73	Cisalhamento
	03	VB3-1	37,00	80,31	Cisalhamento
		VB3-2	25,00	78,41	Cisalhamento
		VB3-3	37,00	88,02	Cisalhamento

Fonte: Autoria própria

Considerando os dados apresentados, por meio da Análise de Pierce, são retirados os valores espúrios (correspondente ao resultado da amostra VA1-3) e, então, é calculada a média e o desvio padrão correspondente a cada grupo. Assim, são obtidos os dados apresentados na Tabela 4 - Carga média de ruptura e desvio padrão:

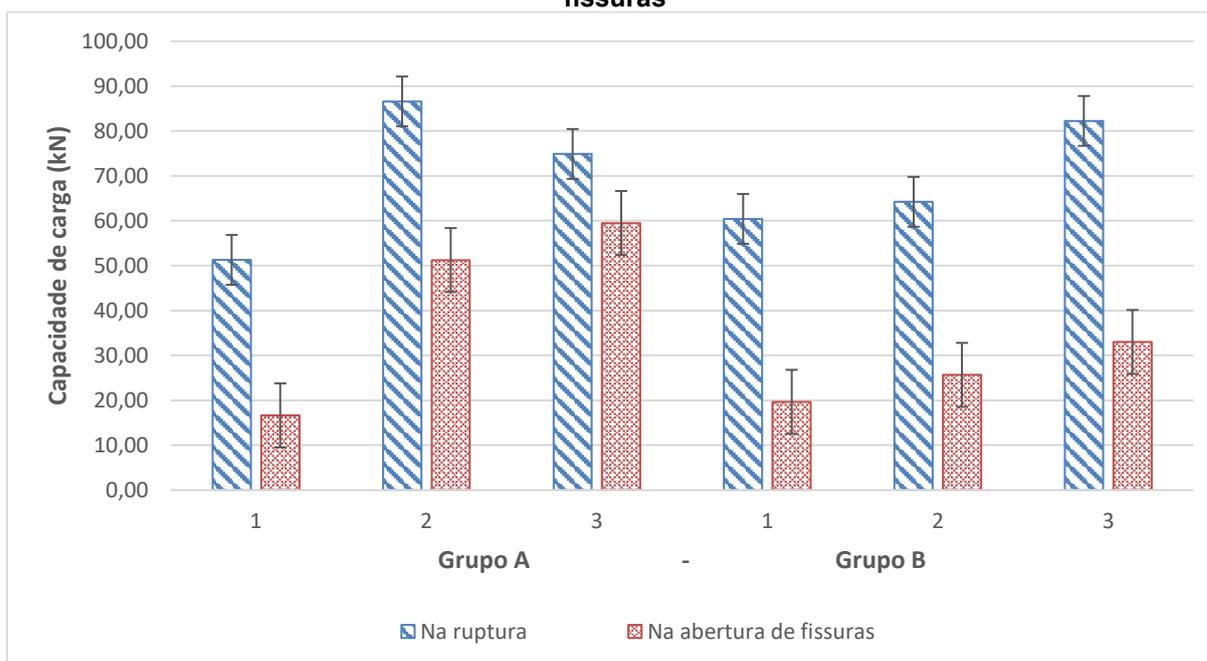
Tabela 4 - Carga média de ruptura e desvio padrão

Grupo	Subgrupo	Carga média de início da fissuração à flexão (kN)	Desvio Padrão	Carga média de ruptura (kN)	Desvio Padrão
A	1	16,67	1,53	51,29	3,66
	2	51,25	2,22	86,59	15,78
	3	59,50	2,65	74,88	6,80
B	1	19,67	2,08	60,42	5,24
	2	25,67	10,02	64,22	9,16
	3	33,00	6,93	82,25	5,09

Fonte: Autoria própria

Ainda, tais dados seguem ilustrados na Figura 30 - Representação gráfica da capacidade de carga média na ruptura e na abertura de fissuras:

Figura 30 - Representação gráfica da capacidade de carga média na ruptura e na abertura de fissuras



Fonte: Autoria própria

Com base na Figura 30 constata-se que para as vigas do Grupo A houve melhor desempenho à ruptura das amostras com reforço do tipo EBR (Grupo A-2). Já no Grupo B as vigas com reforço do tipo NSM (Grupo B-3) apresentaram maior incremento de carga, quando comparadas às vigas do mesmo grupo.

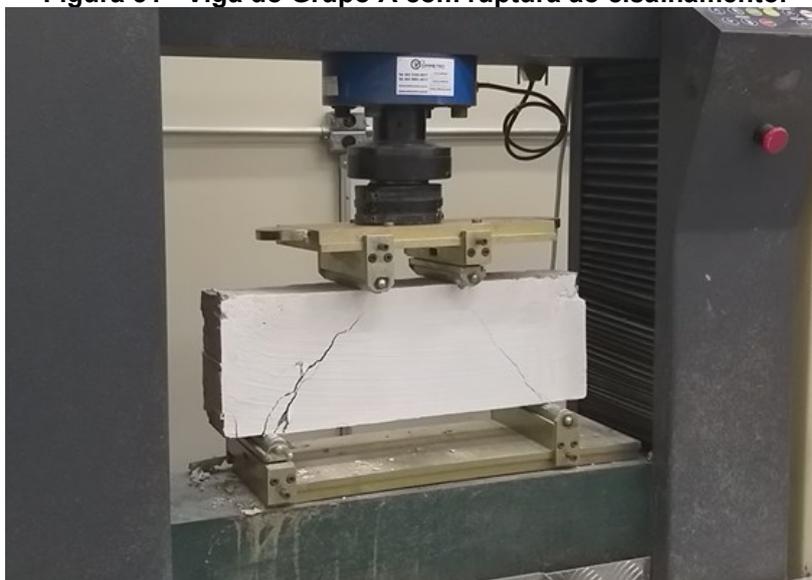
Ainda, quanto aos dados observados durante os ensaios, a partir do demonstrado na Tabela 3, destaca-se que houve alteração do modo de ruptura das vigas quando da aplicação do reforço. Para as vigas sem nenhum reforço a ruptura se deu por esforços de flexão em

todos os casos, já nas vigas com aplicação do reforço, tanto pela técnica EBR quanto NSM, a ruptura se deu por cisalhamento. Tal constatação reforça a posição indicada por autores como Pivatto (2017) e Machado (2002) quanto à necessidade de avaliação da capacidade resistente ao cisalhamento quando do reforço de peças estruturais, mesmo que à flexão. Contudo, cabe ressaltar que independentemente do modo de ruptura no estado-limite último por esforços de cisalhamento, as vigas analisadas tiveram por característica inicial a abertura de fissuras típicas de esforços de flexão.

No que tange a carga para a qual ocorreu o início da abertura de fissuras, é constatado, a partir da Figura 30, que houve uma tendência de aumento entre os valores obtidos para as vigas sem reforço, as com reforço tipo EBR e as com reforço do tipo NSM, para ambos os grupos. Assim, observa-se que nas vigas com aplicação do reforço há retardamento no início da abertura de fissuras a flexão, indicando o melhor desempenho das amostras a este esforço. Destaca-se que o comportamento sem o mesmo padrão de aumento, que ocorre para as capacidades de carga na ruptura é atribuído à mudança do tipo de ruptura, a qual passa a ser determinada pela resistência ao cisalhamento.

Não foi observada a ocorrência da delaminação do reforço aplicado, nem para a técnica EBR, nem para a NSM, em razão destes não terem sido solicitados em seus estados-limite últimos. Em alguns casos ocorreu o rompimento da manta de fibra de carbono em sua direção mais resistente, isso decorre da força gerada pelo rompimento abrupto da viga ao cisalhamento. Inclusive em algumas das amostras, que tiveram rompimento por esforços de cisalhamento, foi possível observar o rompimento dos estribos e a integridade da armadura a flexão.

Figura 31 - Viga do Grupo A com ruptura ao cisalhamento.



Fonte: Autoria própria

A partir da análise do incremento de carga ocorrido entre as vigas reforçadas (VA2, VA3, VB2 e VB3) quando comparadas às de referência (VA1 e VB1) são obtidos os percentuais indicados na Tabela 5 - Incremento de carga no início da fissuração à flexão e na ruptura.

Tabela 5 - Incremento de carga no início da fissuração à flexão e na ruptura

Grupo	Subgrupo	Carga média de início da fissuração à flexão (kN)	Aumento de carga resistente na fissuração a flexão (%)	Carga média de ruptura (kN)	Aumento de carga resistente na ruptura (%)
A	1	16,67	-	51,29	-
	2	51,25	207,50	86,59	68,81
	3	59,50	257,00	74,88	45,99
B	1	19,67	-	60,42	-
	2	25,67	30,51	64,22	6,19
	3	33,00	67,80	82,25	36,12

Fonte: Autoria própria

No sentido de avaliar os efeitos à flexão do reforço aplicado nas vigas, considerando-se os dados apresentados na Tabela 5, principalmente quanto ao incremento de carga para o início do aparecimento de fissuras à flexão, observa-se que para as vigas do Grupo A, reforçadas pela técnica EBR, foi obtido um incremento de carga de aproximadamente 207%, em relação à carga para aparecimento de fissuras nas vigas de referência, ainda para as amostras do mesmo grupo com aplicação do reforço pela técnica NSM é constatado um aumento percentual de 257%. Da mesma forma, nas vigas do Grupo B também foi verificado incremento da carga para a qual aparecem as primeiras fissuras, sendo de 30% para as reforçadas pela técnica EBR e de 68% para as NSM. Ou seja, há constatação do efetivo aumento de desempenho à flexão das vigas com aplicação de reforço, seja pela técnica EBR ou NSM.

No entanto, o incremento de carga observado na ruptura, principalmente para as vigas do Grupo B, tanto para as vigas com reforço do tipo NSM quanto EBR, está aquém do esperado. Quando comparadas as vigas reforçadas de cada grupo às de referência, houve um aumento de cerca de 69% para a carga resistente das vigas do Grupo A, reforçadas com a técnica EBR, e de aproximadamente 46% para as vigas do mesmo grupo reforçadas com a técnica NSM. Ainda, para o Grupo B os resultados aferidos para o incremento de carga das vigas reforçadas pela técnica EBR foi em torno de 6%, enquanto as vigas deste mesmo grupo reforçadas com a técnica NSM chegaram a um aumento percentual de 36%. Tais percentuais, inferiores àqueles apresentados na literatura, decorrem do rompimento das referidas estruturas ao cisalhamento, ou seja, nessas vigas, o reforço à flexão não foi solicitado em seu

estado-limite último. Ademais, constata-se que os resultados obtidos para o Grupo B-2, mais especificamente das vigas VB2-1 e VB2-2, foram muito abaixo dos resultados de aumento da capacidade de carga esperados para vigas com este tipo de reforço. Presume-se que tenha ocorrido algum tipo de falha interna específica dessas duas amostras, já que as cargas de ruptura obtidas foram iguais ou menores do que as cargas de ruptura atingidas para as vigas de referência. Segundo Machado (2004), a ocorrência de ineficiência do reforço pode ocorrer por falha na aplicação ou por escolha inadequada do adesivo; ou, ainda, por se adotar um valor excessivo para a espessura do reforço, gerando um acréscimo de tensões na extremidade que pode separar o reforço de seu extremo.

A exemplo, na literatura estudos semelhantes como o de Vieira *et al* (2016) atingiram resultados experimentais, para vigas de mesma altura útil e mesma armadura à flexão, reforçadas com a técnica EBR, de 89,5% de aumento da carga de ruptura em relação à viga de referência. Pivatto (2017), em ensaios experimentais com vigas bi apoiadas de concreto armado reforçadas à flexão, realizado com vigas de mesma seção transversal e vão livre, com aplicação de reforço com manta de fibra de carbono pela técnica EBR, obteve resultados de aumento da capacidade resistente da ordem de 32,55%. Schneider et al (2017), que também realizaram estudo experimental com vigas em concreto armado reforçadas com PRFC, utilizaram vigas de seção 15x25cm e comprimento de 220cm com aplicação de lâminas de PRFC aderidas externamente (técnica EBR), para as quais obtiveram resultados de aumento de carga da ordem de 25%. Ainda, foi constatado por Xavier et. al. (2018), a partir da análise experimental com corpos de prova cilíndricos reforçados com manta de fibra de carbono, um significativo ganho de resistência, chegando a um aumento de capacidade de carga de cerca de 60%.

A fim de obter parâmetros para avaliação da rigidez das peças, com base nos relatórios de ensaio obtidos, foram mensuradas as constantes elásticas a partir do ângulo apurado no gráfico de força *versus* deformação. Os resultados seguem compilados na Tabela 6 - Constante Elástica.

Tabela 6 - Constante Elástica

(continua)

Grupo	Subgrupo	Viga	Constante Elástica (N/m)
A	01	VA1-1	15,82 . 10 ⁶
		VA1-2	14,13 . 10 ⁶
		VA1-3	16,95 . 10 ⁶
		VA1-4	18,52 . 10 ⁶
	02	VA2-1	20,55 . 10 ⁶
		VA2-2	18,05 . 10 ⁶

		VA2-3	17,17 . 10 ⁶
		VA2-4	23,46 . 10 ⁶
	03	VA3-1	21,83 . 10 ⁶
		VA3-2	17,07 . 10 ⁶
		VA3-3	21,75 . 10 ⁶
		VA3-4	20,43 . 10 ⁶
B	01	VB1-1	1,80 . 10 ⁶
		VB1-2	2,93 . 10 ⁶
		VB1-3	2,69 . 10 ⁶
	02	VB2-1	2,77 . 10 ⁶
		VB2-2	2,90 . 10 ⁶
		VB2-3	2,99 . 10 ⁶
	03	VB3-1	2,62 . 10 ⁶
		VB3-2	2,63 . 10 ⁶
		VB3-3	2,45 . 10 ⁶

Fonte: Autoria própria

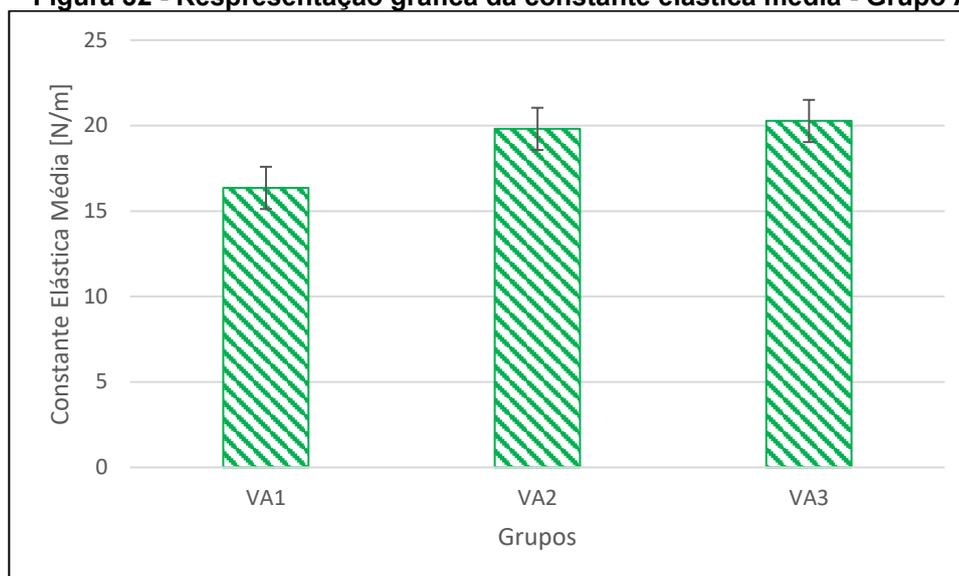
Com tais dados é calculada a média e o desvio padrão correspondente a cada grupo, os quais seguem apresentados na Tabela 7 - Constante elástica média e desvio padrão.

Tabela 7 - Constante elástica média e desvio padrão

Grupo	Subgrupo	Constante Elástica Média (N/m)	Desvio Padrão
A	1	16,36 . 10 ⁶	1,85 . 10 ⁶
	2	19,81 . 10 ⁶	2,82 . 10 ⁶
	3	20,27 . 10 ⁶	2,23 . 10 ⁶
B	1	2,47 . 10 ⁶	0,60 . 10 ⁶
	2	2,89 . 10 ⁶	0,11 . 10 ⁶
	3	2,57 . 10 ⁶	0,10 . 10 ⁶

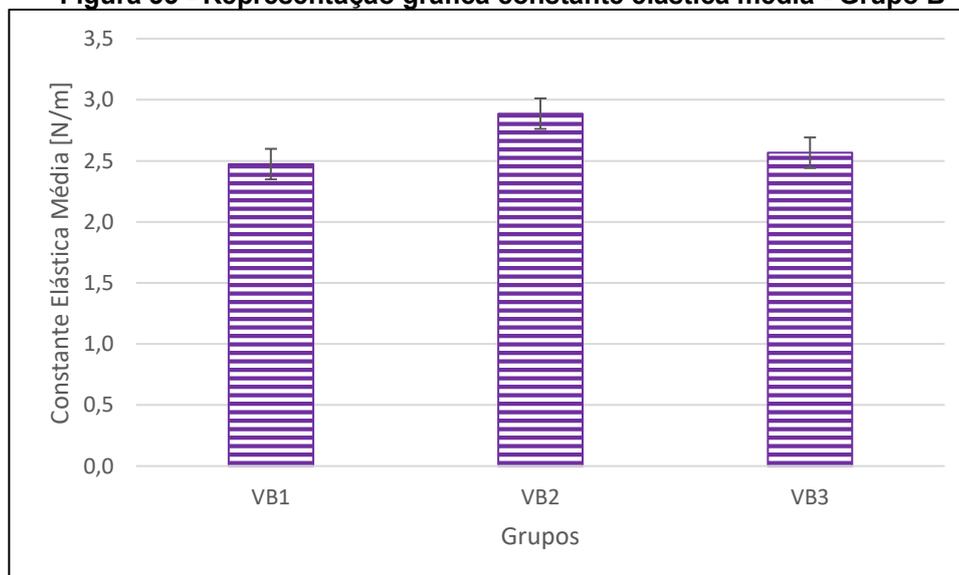
Fonte: Autoria própria

Tendo em vista que a constante elástica representa a rigidez de uma mola, ou seja, a força em newton necessária para que o elemento sofra uma deformação de um metro, é possível constatar, com base nos dados demonstrados na Tabela 7, que, a partir da aplicação do reforço, ocorre um aumento na rigidez da peça. Para o Grupo A (vigas miniatura) houve incremento de rigidez expressivo com a aplicação do reforço, de 21,11% para as vigas com reforço do tipo EBR (Grupo A-2) e de 23,94% para aquelas com reforço do tipo NSM (Grupo A-3), quando comparadas às vigas de referência (Grupo A-1). Observa-se ainda, na Figura 32 que a diferença entre as constantes elásticas das vigas do Grupo A-2 e A-3 não é significativo.

Figura 32 - Representação gráfica da constante elástica média - Grupo A

Fonte: Autoria própria

Ainda quanto ao quesito rigidez, consoante ao apresentado na Figura 33 - Representação gráfica constante elástica média - Grupo B, para as vigas do Grupo B o incremento de rigidez relevante se deu apenas para as vigas com reforço do tipo EBR (Grupo B-2) quando comparadas às vigas de referência (Grupo B-1), sendo este de 16,71%.

Figura 33 - Representação gráfica constante elástica média - Grupo B

Fonte: Autoria própria

Outros trabalhos corroboram para as conclusões relativas à ocorrência do aumento de rigidez quando da aplicação do reforço com fibra de carbono, autores como Schneider *et*

al. (2017), Pivatto (2017), Vieira *et al.* (2016), Araújo (2002) e Fortes (2000) concluem, a partir de estudo experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímero reforçado com fibra de carbono, que a presença do reforço atua diretamente para o aumento da rigidez e conseqüente redução das flechas obtidas para uma mesma carga quando comparadas às vigas de referência, sem reforço.

4.4 CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA *VERSUS* PRÁTICA

Considerando o dimensionamento teórico realizado para todas as vigas do presente estudo, constata-se que os resultados teóricos esperados para o aumento de carga resistente não sofrem grande variação percentual para os diferentes tipos de reforço (EBR e NSM) nas vigas do mesmo grupo, quando comparados às vigas de referência (sem reforço). Tal fato é atribuído aos métodos utilizados no dimensionamento dos dois tipos de reforço, os quais são praticamente iguais. E, ainda, as quantidades proporcionais de fibra de carbono utilizadas.

Assim, a fim de realizar um comparativo entre os resultados práticos e os teóricos previstos, foram compilados os dados demonstrados na Tabela 2 e na Tabela 3, apresentados na Tabela 8 - Capacidade resistente teórica *versus* prática.

Tabela 8 - Capacidade resistente teórica *versus* prática

Grupo	Subgrupo	Carga de ruptura teórica (kN)	Aumento de carga teórico na ruptura (%)	Carga na abertura de fissuras Média (kN)	Aumento de carga real na abertura de fissuras (%)	Carga de ruptura real Média (kN)	Aumento de carga real na ruptura (%)
A	01	56,33	-	16,67	-	51,29	-
	02	134,82	139,3	51,25	207,5	86,59	68,8
	03	126,02	123,7	59,60	257,0	74,88	46,0
B	01	39,43	-	19,67	-	60,42	-
	02	70,73	79,4	25,67	30,5	64,22	6,3
	03	67,59	71,4	33,00	67,8	82,25	36,1

Fonte: Autoria própria.

A partir do demonstrado na Tabela 8, nota-se que a previsão de carga teórica para as vigas com reforço era bastante superior a realmente encontrada na ruptura, principalmente para as vigas do Grupo A. No entanto, é possível atribuir a diferença ocorrida, entre o aumento percentual da capacidade resistente esperado (teórico) e o obtido nos ensaios, à alteração do modo de ruptura das amostras, ou seja, as vigas reforçadas não chegaram a ser solicitadas

em seu estado-limite último de flexão, romperam prematuramente por esforços de cisalhamento, pela força cortante relativa à ruína por tração diagonal.

Objetivando analisar os incrementos de carga ocorridos durante os esforços de flexão e presumindo-se que o aumento percentual teórico estimado para a ruptura, seja proporcional àquele esperado no momento de início da abertura de fissuras, é possível realizar comparação dos dados apresentados na Tabela 8, relativos ao incremento percentual de carga teórico e na abertura de fissuras. Com isso, percebe-se que, para as vigas do Grupo A, o dimensionamento teórico previu um incremento de carga inferior ao obtido, demonstrando que ainda haveria margem de segurança do dimensionamento à flexão. Já para as vigas do Grupo B, com exceção do subgrupo B2 que apresentou problemas específicos conforme citado anteriormente é possível observar que o dimensionamento teórico se aproximou bastante dos resultados obtidos na prática, confirmando a hipótese de que apenas a retirada dos coeficientes de segurança aplicados em cada método é o suficiente para a realização das estimativas de carga. Para o subgrupo B2 se forem retirados os valores correspondentes as duas amostras que apresentaram problemas, é possível constatar um incremento de carga de aproximadamente 24%, valor que se aproxima de outros ensaios realizado nas mesmas condições, como o de Pivatto (2017).

Com isso entende-se que as amostras em escala reduzida trazem parâmetro de referência. No entanto, pelo comparativo do incremento de carga teórico e na abertura de fissuras há indício de que o dimensionamento teórico esteja subestimado, ou seja, para refinamento dos resultados faz-se necessário um ajuste no modelo matemático do reforço para vigas pequenas. Inclusive se considerarmos que a relação entre o vão e a altura das vigas miniatura não é tão grande o modelo de viga de Euler-Bernoulli não se aplica, as deformações de cisalhamento são muito importantes, podendo ser predominantes.

4.5 ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)

Com vistas a verificação da existência de diferenças reais entre as amostras objeto do presente estudo, foi realizada a Análise da Variância (ANOVA), que é uma ferramenta para comparação de vários grupos de interesse. A ANOVA propicia a investigação da existência de diferenças significativas entre os grupos, em que as conclusões obtidas apresentam o nível de confiança determinado pelo analista (PAESE *et al.*, 2001). Segundo Santos (2019) tal método é utilizado para testar a igualdade de três ou mais médias populacionais.

No presente estudo foram considerados para análise de variância os dados relativos a carga de ruptura obtidas nos ensaios. Os resultados obtidos em tais análises realizadas

para cada grupo utilizando, considerando todas as amostras, e, após, separadamente por tipo de reforço aplicado nos dois Grupos seguem apresentados nas Tabelas 9 a 13.

Tabela 9 - Análise de variância vigas do grupo A com e sem reforço

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F	P - valor
Entre grupos	2763,41	2	1381,71	34,81	0,0002305
Dentro dos grupos	277,843	7	39,6919		
Total	3041,26	9	0,00147		

Fonte: Autoria própria

Tabela 10 - Análise de variância vigas do grupo B com e sem reforço

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F	P - valor
Entre grupos	815,538	2	407,769	8,918	0,01595
Dentro dos grupos	274,36	6	45,7266		
Total	1089,9	8	0,02212		

Fonte: Autoria própria

Tabela 11 - Análise de variância vigas de referência do grupo A e grupo B

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F	P - valor
Entre grupos	125,127	1	125,127	6,132	0,06848
Dentro dos grupos	81,6171	4	20,4043		
Total	206,744	5	0,1001		

Fonte: Autoria própria

Tabela 12 - Análise de variância vigas com reforço EBR do grupo A e grupo B

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F	P - valor
Entre grupos	1345,8	1	1345,8	24,09	0,007997
Dentro dos grupos	223,465	4	55,8662		
Total	1569,27	5	0,09934		

Fonte: Autoria própria

Tabela 13 - Análise de variância vigas com reforço NSM do grupo A e grupo B

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F	P - valor
Entre grupos	113,634	1	113,634	2,299	0,1899
Dentro dos grupos	247,121	5	49,4243		
Total	360,756	6	0,1994		

Fonte: Autoria própria

O Teste F indicado nas Tabelas 9 a 13, corresponde a razão entre a média quadrática entre os grupos e a média quadrática dentro dos grupos. Considerando que as variâncias apresentam diferenças significativas, realizou-se, a partir do Teste de Turkey, a determinação de quais grupos de médias, em particular, são significativamente diferentes. Os resultados obtidos seguem apresentados nas Tabelas 14 a 16.

Tabela 14 - Teste de Turkey Vigas do Grupo A

Grupos Comparados		Valor - p
Grupo A1 (sem reforço)	Grupo A2 (reforço EBR)	0,0001775
Grupo A1 (sem reforço)	Grupo A3 (reforço NSM)	0,005182
Grupo A2 (reforço EBR)	Grupo A3 (reforço NSM)	0,01018

Fonte: Autoria própria

A partir do nível de significância adotado ($\text{valor-p} < 0,05$), ao comparar os casos amostrados apresentados na Tabela 14, dois a dois, constata-se que o Grupo A1 teve desempenho diferente dos Grupos A2 e A3, bem como, o Grupo A2 é estatisticamente diferente do Grupo A3. Desta forma conclui-se que, para o Grupo A (vigas miniatura), os dois tipos de reforços aplicados aumentaram a resistência em relação às vigas de referência e, ainda, que o reforço do tipo EBR apresentou melhor performance.

Tabela 15 - Teste de Turkey Vigas do Grupo B

Grupos Comparados		Valor - p
Grupo B1 (sem reforço)	Grupo B2 (reforço EBR)	0,7787
Grupo B1 (sem reforço)	Grupo B3 (reforço NSM)	0,01765
Grupo B2 (reforço EBR)	Grupo B3 (reforço NSM)	0,03936

Fonte: Autoria própria

Adotando-se mesma metodologia de comparação para os dados elencados na Tabela 15, observa-se que os Grupos B1 e B2 são estatisticamente iguais, ou seja, o reforço do tipo EBR não apresentou ganho significativo de resistência nas amostras desse grupo. Ainda, verifica-se que as vigas dos Grupo B1 e B3 têm desempenhos diferentes, assim como as dos Grupos B2 e B3. Com isso, conclui-se que o reforço do tipo NSM apresentou melhora significativa no desempenho nas vigas, quando comparadas às de referência e àquelas com reforço do tipo EBR.

Tabela 16 - Teste de Turkey Vigas do Grupos A comparadas as do Grupo B

Grupos Comparados		Valor - p
Grupo A1 (sem reforço)	Grupo B1 (sem reforço)	0,06848
Grupo A2 (reforço EBR)	Grupo B2 (reforço EBR)	0,007998
Grupo A3 (reforço NSM)	Grupo B3 (reforço NSM)	0,1899

Fonte: Autoria própria

Considerando os dados obtidos nos ensaios e objetivando verificar a semelhança estatística entre as vigas em escala reduzida (Grupo A) com as amostras em escala real (Grupo B), realizou-se também, por meio do Teste de Turkey, a análise comparativa entre estes dois grupos, conforme apresentado na Tabela 16. Assim, também adotando como nível de significância ($\text{valor-p} < 0,05$), conclui-se que as vigas do Grupo A1 são estatisticamente iguais as do Grupo B1, da mesma forma que as dos Grupos A3 e B3. Os dados obtidos corroboram para a representatividade do uso de amostras com escala reduzida.

Quando observado o valor-p obtido na comparação entre os Grupos A2 e B2, apresentado na Tabela 16, constata-se que esses são estatisticamente diferentes. No entanto, conforme mencionado no Item 4.3 os resultados apurados para as amostras do Grupo B2 foram abaixo daqueles esperados para vigas com este tipo de reforço, o que leva a conclusão de que ocorreu algum tipo de falha interna específica para estas amostras, principalmente porque as cargas de ruptura foram iguais ou menores do que as das vigas de referência.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o presente estudo foi possível analisar o desempenho da técnica de reforço NSM (*Near Surface Mounted*) com fibras de carbono em vigas submetidas à flexão simples reta.

Foi realizado o cálculo da capacidade resistente teórica das vigas estudadas, além do ensaio prático de flexão por quatro pontos. Com isso foi possível realizar a comparação do desempenho à flexão das vigas reforçadas com PRFC utilizando a técnica *Near Surface Mounted* (NSM), às vigas reforçadas externamente com manta de PRFC– *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e aquelas sem nenhum tipo de reforço. Nesse sentido, constatou-se que os resultados teóricos de capacidade resistente não sofrem variação significativa entre as técnicas de aplicação (NSM e EBR), quando comparadas com as vigas de referência. Quando avaliados os resultados práticos obtidos na ruptura das vigas em comparação aos teóricos esperados para o estado limite-último, observa-se que não há correspondência relevante. Tal fato pode ser atribuído à mudança do modo de ruptura das amostras, ou seja, aquelas com aplicação não foram solicitadas ao estado limite-último da flexão, romperam por cisalhamento.

O incremento de carga na ruptura obtido experimentalmente, quando comparadas as vigas reforçadas de cada grupo às de referência, foi de cerca de 69% para as vigas miniatura (Grupo A) reforçadas com a técnica EBR e de aproximadamente 46% para as vigas do mesmo grupo reforçadas com a técnica NSM. Ainda, para as vigas em escala real (Grupo B) o resultado aferido para o incremento de carga das vigas reforçadas pela técnica EBR foi em torno de 6%, enquanto as vigas deste mesmo grupo reforçadas com a técnica NSM chegaram a um aumento percentual de 36%. Nota-se que o desempenho das vigas em escala real reforçadas com a técnica EBR foram muito aquém do esperado, fato atribuído a problemas específicos ocorridos em duas amostras deste grupo, as quais prejudicaram as médias calculadas.

Ainda, quando comparados os resultados percentuais esperados (teóricos) aos incrementos de carga ocorridos no aparecimento de fissuras, nota-se que houve melhora significativa no desempenho das vigas reforçadas à flexão, à exceção de duas das vigas do subgrupo B2 que tiveram resposta abaixo do esperado, possivelmente por falha na aplicação ou escolha inadequada do adesivo.

No quesito incremento de rigidez da estrutura em virtude ao reforço de compósito de fibra de carbono, os resultados obtidos confirmam a ocorrência de aumento da rigidez nas vigas reforçadas, quando comparadas às vigas sem reforço, os quais foram da ordem de 20%. Ainda, demonstra-se que não houve diferença significativa entre os incrementos de rigidez

quando comparadas as técnicas de aplicação do reforço. Em razão do aumento da rigidez ocorrido nas vigas com reforço, foi observado também, um melhor desempenho destas no retardamento do início da fissuração e, ainda, diminuição das deformações. Contudo, não se constatou diferença significativa neste ponto quando comparadas as duas técnicas de reforço.

Em atenção a necessidade de verificação da existência ou não de diferenças efetivas entre os resultados obtidos experimentalmente, procedeu-se também a Análise de Variância (ANOVA) e Teste de Turkey, a partir dos quais foi possível concluir que, para as vigas miniatura (Grupo A), os dois tipos de reforço apresentaram aumento na capacidade resistente das vigas, quando comparadas às vigas de referência e, ainda, que o reforço do tipo EBR apresentou melhor desempenho do que o do tipo NSM. Quando realizada a mesma comparação para as vigas do grupo B, constata-se que apenas o reforço NSM apresentou aumento da carga resistente significativo. Assim, considerando que as amostras do grupo B reforçadas com a técnica EBR apresentaram problemas, não foi observada diferença estatisticamente significativa entre o reforço do tipo EBR e NSM, quando comparados entre si.

Tendo em vista a dificuldade de aplicação da técnica NSM, quando comparada à EBR, principalmente em vigas reais para reforço do momento máximo positivo, nas quais o aplicador deverá realizar a execução na face inferior de elementos localizados no “teto”, em posição desfavorável e cansativa, e, ainda, os resultados semelhantes encontrados para as duas técnicas, entende-se melhor o uso da técnica de aplicação tipo EBR para tais casos. Porventura, reforços do momento máximo negativo, de lajes ou vigas, nos quais a aplicação se dá no trecho superior do elemento, nos quais o aplicador tem condições mais vantajosas, a técnica NSM pode ser adotada como uma boa solução. Cabe destacar que não se tornou possível a avaliação do desempenho frente a delaminação da técnica NSM em comparação a técnica EBR, em razão da alteração do modo de ruptura das vigas e consequente não atingimento do estado limite último do reforço aplicado, da forma que não ocorreu descolamento do reforço em nenhuma das técnicas de aplicação. Ainda, é esperado que os reforços aplicados com a técnica NSM tendem a ter um melhor desempenho em casos de incêndio.

O Teste Turkey ainda possibilitou a avaliação da efetividade do uso de amostras em escala reduzida (Grupo A) frente as vigas em escala real (Grupo B). Nesse sentido, conclui-se que os resultados aferidos para os subgrupos A1/B1 e A3/B3 são estatisticamente iguais, ou seja, é possível o uso das vigas miniatura, principalmente para estudos iniciais, haja vista que o comportamento, quanto ao modo de ruptura e aumento da carga resistente, dos dois tipos de amostras foi bastante semelhante. Tal resultado demonstra-se bastante positivo, no sentido de que o uso de amostras menores possibilita que se trabalhe com um maior número

e variedade de exemplares com a mesma quantidade de material, e ainda, traz grandes vantagens com relação ao manuseio das peças, as quais nesta opção, podem ser carregadas sem o uso de equipamentos específicos.

Por fim, no que tange o dimensionamento teórico *versus* a capacidade resistente real na abertura de fissuras, as vigas em escala reduzida apresentaram percentual de incremento de carga teórico inferior ao real, nesse sentido, há indício de que o dimensionamento teórico esteja subestimado e, portanto, entende-se necessário ajuste do modelo numérico para estas amostras.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Análise do desempenho do reforço com PRFC a esforços de cisalhamento e torção;
- Análise do desempenho do reforço com PRFC reforçadas à flexão e também ao cisalhamento;
- Elaborar nova proposta de modelagem numérica do dimensionamento das vigas em escala reduzida associado a ensaios experimentais;
- Verificação do desempenho da interface de aderência entre o reforço com PRFC e o substrato de concreto;
- Análise do desempenho da técnica NSM de reforço com PRFC frente à situações de incêndio.

REFERÊNCIAS

AL-ABDWAIS, A. H; AL-MAHAIDI, R. Bond properties between carbon fibre reinforced polymer (CFRP) textile and concrete using modified cement-based adhesive. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 154, p. 983-992, ago. 2017. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.027>>. Acesso em: 12 nov. 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-05**. Building Code Requirements For Structural Concrete and Commentary (318R-05). Farmington Hills: ACI, 2005.

_____. **ACI 440-2R-08**. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills: ACI, 2008.

_____. **ACI 440R-96**. State of the art report on fiber reinforcing plastic reinforcement for concrete structures. Reported by ACI Committee 440. Farmington Hills: ACI, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C78-02**. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). West Conshohocken: ASTM, 2002.

ANDREOLLI, I. Modelo analítico para avaliação do reforço à flexão de vigas com seção retangular e T. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo , v. 9, n. 1, p. 22-47, fev. 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000100003>>. Acesso em: 12 nov. 2019.

ARAÚJO, T. D. P.; LEITE, I. N.; FILGUEIRA, D. L. Avaliação Numérica De Pilares De Concreto Reforçados Com Fibras De Carbono. *In: Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, 38., 2017, Florianópolis. **Anais [...]**. Florianópolis: Proceedings of the XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, p. 5-8, nov. 2017. Disponível em: <<http://dx.doi:10.20906/CPS/CILAMCE2017-0717>>. Acesso em: 12 nov. 2019.

ARAÚJO, C. M. **Reforço de vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibra de Carbono**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ARQUEZ, A. P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono PRFC inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço a flexão de vigas de concreto armado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de

São Paulo, São Carlos, 2010. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29062010-114146/>>. Acesso em: 14 nov. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1:2013**: Edificações habitacionais — Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

_____. **NBR 5738:2015**: (Versão Corrigida 2016) Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

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

_____. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

_____. **NBR 7480:2007**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

_____. **NBR 8953:2015**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

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

BALAGURU, P.; NANNI, A.; GIANCASPRO, J. **FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures**: a guide to fundamentals and design for repair and retrofit. New York: CRC Press, 2009.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/2974>>. Acesso em: 14 nov. 2019.

CALLISTER JR., W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais**: Uma Introdução. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2002.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: PINI, 1988.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EDUFSCar, 2014.

CAPOZUCCA, R. On the strengthening of RC beams with near surface mounted GFRP rods. **Composite Structures**, Amsterdã, v.117, p.143–155, nov. 2014. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.06.030>> Acesso em: 14 nov. 2019.

CAPOZUCCA, R; BOSSOLETTI, S. Dynamic response of RC beams – in diferente scale – with near surface mounted CFRP rectangular rods. **Composite Structures**, Amsterdã, v. 131, p. 516-529, nov. 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.05.043>> Acesso em: 25 fev. 2019.

CHASTRE, C. Materiais e Tecnologias de Reforço de Estruturas de Betão - Potencialidade e Limitações. *In*: Congresso Latinoamericano REHABEND 2014, Santander. **Anais [...]**. Santander: Universidade Nova de Lisboa, p. 1-4, abr. 2014.

CHEN, J. F.; TENG, J. G. Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete. **Journal of Structural Engineering**, Nova Iorque, v. 127, n. 07, jul. 2001. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:7\(784\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:7(784))> Acesso em: 10 jul. 2020.

COSTA, N. C. S., OLIVEIRA, D. R. C. Avaliação Experimental de Sistemas de Ancoragem para CFRP. **Estudos Tecnológicos**, São Leopoldo, v. 5, n. 2, p. 130-146, ago 2009. Disponível em: <doi: 10.4013/ete.2009.52.02> Acesso em: 25 fev. 2020.

CRUZ, J. S.; BARROS, J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete. **Computers & Structures**, Amsterdã v. 82, n.17–19, p.1513-1521, jul. 2004. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.047>> Acesso em: 12 Nov 2019.

D'ÁVILA, V. M. R. **Estudo sobre modelos de fissuração de peças de concreto armado via método dos elementos finitos**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1685>>. Acesso em: 14 nov. 2019.

DENG, H.; ZHANG, R.; VALENCA, R.; JIN, J.; FU, Q.; BILOTTI, E.; PEIJIS, T. Strain sensing behaviour of elastomeric composite films containing carbon nanotubes under cyclic loading. **Composites Science and Technology**, Amsterdã, v. 74, n. 24, p. 1-5, jan. 2013. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2012.09.016>> Acesso em: 15 abr. 2019.

DIAS, S. J. E.; JUVANDES, L. F. P.; FIGUEIRAS, J. A. Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão com Sistemas Compósitos de CFRP Unidireccionais. **Engenharia Civil**, Guimarães, n. 14, p. 15-28, mai. 2002. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/2533>> Acesso em: 15 nov. 2019.

DOMINGOS, P. O. Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Compósitos de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono. **Especialize IPOG**, Goiânia, 13ª edição, v. 1, n. 12, jul. 2017.

FARIA, P. E. **Estudo Sobre a Furação de Compósito de Resina Epóxi Reforçado com Fibras de Vidro**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1843/SBPS-7B5NX6>>. Acesso em: 08 nov. 2019.

FEDERAÇÃO IBERO AMERICANA DO CONCRETO PRÉ-MISTURADO (FIHP). Indicadores do Concreto, 2017. Disponível em: <<https://www.construcaolatinoamericana.com/indicadores-do-concreto/128426.article>> Acesso em: 04 nov. 2019.

FELIX, E. F.; BALABUCH, R. T. J.; POSTERLLI, M. C; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. Service life analysis of reinforced concrete structure under uniform corrosion through ANN model coupled to the FEM. **Revista ALCONPAT**, Mérida, v. 8, n. 1, p. 1-15, jan. 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.256>> Acesso em: 25 fev. 2020.

FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J.; LORIGGIO, D. D. Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem. **Acta Scientiarum Technology**, Maringá, v. 24, n. 6, p. 1783-1791, 2002.

FERRARI, V. J.; HANAI, J. B. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 11, n. 51, p. 37-56, 2009. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee51_37.pdf>.

FIORELLI, J. **Utilização de fibras de carbono e de fibras de vidro para reforço de vigas de madeira**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em: <<https://teses.usp.br/teses/disponiveis/88/88131/tde-12052003-144536/pt-br.php>>. Acesso em: 13 out. 2019.

FIRMO, J. P.; CORREIA, J. R.; PITTA, D.; TIAGO, C.; ARRUDAS, M. R. T. Bond Behavior between Near-Surface-Mounted CFRP Strips and Concrete at High

Temperatures. **Journal of Composites Construction**, Nova Iorque, v.19, ago. 2015. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000535](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000535)> Acesso em: 20 jul. 2020.

FORTES, A. S. **Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000. Disponível em: <<https://core.ac.uk/download/pdf/30359285.pdf>>. Acesso em: 30 out. 2019.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. 1. ed. São Paulo: PINI, 1995.

GARDEN, H. N; HOLLAWAY, L. C. An experimental study the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. **Composite Structures**, Amsterdã. v. 42, p.175-188, jun. 1998. Disponível em: <[https://doi.org/10.1016/S0263-8223\(98\)00070-1](https://doi.org/10.1016/S0263-8223(98)00070-1)> Acesso em: 25 fev. 2019.

GANDRA, A. Produção de aço bruto chega a 34,7 milhões de toneladas em 2018: Na comparação com 2017, vendas no Mercado interno cresceram 8,2%. Rio de Janeiro, Agência do Brasil, 2019. Disponível em: <<http://agenciabrasil.ebc.com.br/economia/noticia/2019-01/producao-de-aco-bruto-chega-347-milhoes-de-toneladas-em-2018>> Acesso em: 04 nov. 2019.

HARRIS, B. **Engineering Composite Materials**. London: Institute of Materials, 1999.

HASSAN, T.; RIZKALLA, S. Investigation of Bond in Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted Carbon Fiber Reinforced Polymer Strips. Raleigh (NC). **Journal of Composites for Construction**, v. 7, n. 3, ago. 2003. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:3\(248\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:3(248))> Acesso em: 04 nov. 2019.

HELENE, P. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1992.

HOSEN, M. A.; JUMAAT, M. Z.; ISLAM A. B. M. S. Side Near Surface Mounted (SNSM) technique for flexural enhancement of RC beams. **Materials & Design**, Amsterdã, v.83, p. 587–597, out. 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.06.035>> Acesso em: 15 nov. 2019.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 13823:2008. General principles on the design of structures for durability. Suíça. 2008.

IRSHIDAT, M. R.; AL-SALEH M. H.; AL-SHOUBAKI, M. Using carbon nanotubes to improve strengthening efficiency of carbon fiber/epoxy composites confined RC columns. **Composites Structures**, Amsterdã, v. 134, p. 523-532, dez. 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.08.108>> Acesso em: 30 jan. 2021.

JUVANDES, L. F. P.; HENRIQUES, A. A.; AZEVEDO, D. M. M. Modelos de dimensionamento do FIB e do ACI para o Reforço à flexão com CFRP. **Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões - Mecânica Experimental**, Lisboa, v. 20, p. 1-12, dez. 2012. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10198/11319>> Acesso em: 04 nov. 2019.

KHALIFA, A. M. Flexural performance of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips. **Alexandria Engineering Journal**, Amsterdã, v. 55, p. 1497–1505, jun. 2016. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.01.033>> Acesso em: 15 mar. 2020.

LEE, H.; JUNG, W. T.; CHUNG W. Field test of an old RC bridge before and after NSM strengthening. **Composites Structures**, Amsterdã, v. 202, p.793-801, out. 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.04.024>> Acesso em: 26 fev. 2019.

LEONI, R. I. **Reforço de estruturas utilizando fibras de carbono: comparação do desempenho de vigas reforçadas com as técnicas EBR e NSM**. 2016. Monografia (Especialização) – Programa de Educação Continuada da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

LORENZIS, L.; TENG, J. G. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. **Composites Part B: Engineering**, Amsterdã, v. 38, p. 119–143, mar. 2007. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.08.003>> Acesso em: 15 mar. 2020.

LU, X. Z.; TENG, J. G.; YE, L. P.; JIANG, J. J. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, Amsterdã, v. 27, n. 6, p. 920-937, mai. 2005. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.01.014>> Acesso em: 26 fev. 2019.

MACHADO, A. P. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2002.

_____. **Manual de Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. 1. ed. São Paulo: VIAPOL, 2011.

MACHADO, M. **Estudo experimental da ductilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos com tecido de fibras de carbono.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MA, Y.; SUGAHARA, T.; YANG, Y.; HAMADA, H. A Study on the Energy Absorption Properties of Carbon/Aramid Fiber Filament Winding Composite Tube. **Composites Structures**, Amsterdã, v. 123, p. 301-311, mai. 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.067>> Acesso em: 12 jun. 2020.

MARTHA, L. F. **Métodos Básicos da Análise de Estruturas.** 2. ed. Rio de Janeiro: GEN LTC, 2017.

MEIER, U. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. Switzerland. **Construction and Building Materials**, Amsterdã, v. 9, n. 6, p. 341-351, dez. 1995. Disponível em: < [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00071-2](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00071-2)> Acesso em: 25 out 2019.

PARENTE, R. A. **Elementos Estruturais de Plástico Reciclado.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19072006-095941/pt-br.php>>. Acesso em: 30 out. 2019.

PAESE, C.; CATEN C. T.;RIBEIRO, J. L. D. Aplicação da Análise de Variância na Implantação do CEP. **Revista Produção**, São Paulo, v. 11, n. 1, p. 17-26, jun. 2001. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1590/S0103-65132001000100002>> Acesso em: 25 fev. 2020.

PFEIL, W. **Concreto armado:** dimensionamento. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1975.

PIVATTO, A. B. **Análise experimental e computacional de vigas biapoiadas de concreto armado reforçadas à flexão com CRFC.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

RASHEED, H. A. **Strengthening Design of Reinforced Concrete with FRP.** Boca Raton: CRC Press, 2014.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte,

2001. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1843/BUDB-8AKG76>>. Acesso em: 10 mai. 2020.

RIZKALLA, S. H.; MUFTI A. **Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers**. Winnipeg: ISIS Canada, 2011.

ROQUE, J. A.; MORENO JUNIOR, A. L. Considerações sobre vida útil do concreto. In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 12 f., 2005, São Carlos. **Anais** [...], São Carlos, 2005. p. 1-11. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/125.pdf> Acesso em: 12 nov. 2019.

SALSKI, B., GWAREK, W., KORPAS, P., RESZEWICZ, S., CHONG, A. Y. B., THEODORAKEAS, P., HATZIOANNIDIS, I.; KAPPATOS, V.; SELCUK, C.; GAN, T.; KOUJ, M.; IWANOWSKI, M.; ZIELINSKI, B. Non-destructive testing of carbon-fibre-reinforced Polymer materials with a radio-frequency inductive sensor. **Composite Structures**, Amsterdã, v. 122, p. 104-112, abr. 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.11.056>>. Acesso em: 12 Nov. 2019.

SANTOS, J. C. **Análise Experimental de Vigas de Concreto Armado Submetidas a Carregamento Prévio e Reforçadas à Flexão com Compósitos Reforçados com Fibra de Carbono**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2019.

SCHNEIDER, F. H.; SCHULTZ, J. L.; WIERZBICKI, L. R.; MAZER, W. Análise Do Desempenho da Ancoragem do Reforço de Fibras de Carbono em Vigas Submetidas à Flexão. **Revista Técnico Científica Do Crea-PR**, Curitiba, v. 1, p. 1-17, set. 2017. Disponível em: <<http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/256>> Acesso em: 30 mar. 2019.

SENA-CRUZ, J.; BARROS, J. Bond Between Near Surface Mounted Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminate Strips and Concrete. **Journal of Composites for Construction**, Nova Iorque, v. 8, dez. 2004. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2004\)8:6\(519\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:6(519))> Acesso em: 15 mar. 2020.

SHARAKY, I. A, SALLAM, H. E. M, TORRES, I. Experimental and Analytical Investigation in to the Flexural Performance of RC beams with partially and fully bonded NSM FRP bars/strips. **Composites Structures**, Amsterdã, v. 122, p.113-126, abr. 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.11.057>> Acesso em 20 fev. 2019.

SHUKRI, A. A.; OBAYDULLAH M.;JUMAAT, M. Z.; HOQUE A.; HUDA N.; DARAIN, K. M. Strengthening of RC Beams Using Externally Bonded Reinforcement Combined with Near-Surface Mounted Technique. **Polymers**, Basileia, v. 8, p. 261, July 2016. Disponível em: < <https://doi.org/10.3390/polym8070261> > Acesso em: 25 nov 2019.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO (SNIC). Resultados Preliminares de Março 2019. Disponível em: <<http://snic.org.br/numeros-resultados-preliminares-ver.php?id=35>> Acesso em 25 nov 2019.

SMITH, S. T.; TENG, J. G. FRP-strengthened RC beams I: review of debonding strength models. **Engineering Structures**, Amsterdã, v. 24, p. 385-395, abr. 2002. Disponível em: <[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00105-5](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00105-5)> Acesso em: 10 jun. 2019.

SOLIMAN, S. M.; EL-SALAKAWY E.; BENMOKRANE, B. Bond Performance of Near-Surface-Mounted FRP Bars. **Journal of Composites for Construction**, Nova Iorque, v. 15, n. 1, fev. 2011. Disponível em: < [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000150](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000150) > Acesso em: 10 out. 2019.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2009.

TENG, J. G.; SMITH, S. T.; YAO, J.; CHEN, J. F. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. **Construction and Building Materials**, Amsterdã, v. 17, p. 447–462, out. 2003. Disponível em: <[https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00043-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00043-6)> Acesso em: 25 fev. 2020.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI, 2002.

TRIANAFILLOU, T. C.; PLEVRIS, N. Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. **Materials and Structures**, Alemanha, v. 25, p.201-211, mai. 1992. Disponível em: <<https://doi.org/10.1007/BF02473064>> Acesso em: 15 jun. 2020.

VALENTE, A. P.; SILVA, A.; CALIXTO, J. Análise dos processos de recuperação de patologias: trincas e impermeabilização. **Construindo**, Belo Horizonte, v.1, n.2, p. 7-11, jul./dez. 2009.

VIEIRA, M. M.; SANTOS, A. R. S.; MONT'ALVERNE, A. M.; BEZERRA, L. M.; MONTENEGRO, L. C. S.; CABRAL, A. E. B. Análise experimental de vigas de

concreto armado reforçadas à flexão com polímero reforçado com fibra de carbono. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9, n. 1, p. 123-152, fev. 2016. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952016000100123&lng=en&nrm=iso. Acesso em: 21 Jan. 2021.

XAVIER, T. W.; PEREIRA, M. M.; PAULA, D. D. de. NASCIMENTO, E. R. F.; LIMA, R. P. F.; BERNARDES, W. M. Análise do Comportamento do Concreto Reforçado com Fibra de Carbono por Meio do Ensaio de Compressão. *In: I Fórum de Iniciação Científica da Faculdade Patos de Minas, 2018, Patos de Minas. Anais [...].* Pato de Minas: Revista Psicologia e Saúde em Debate. Vol. 4 (Supl1):44-44. nov. 2018.

YU T.; ZHANG S. S.; CHEN G. M. Reinforced Concreed Beams Strengthened in Flexure with Near-Surface Mounted (NSM) CFRP Strips: Current Status and Research Needs. **Composites Part B: Engineering**, Amsterdã, v. 131, p. 30-42, dez. 2017. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.07.072>> Acesso em: 25 nov. 2019.

YU, P.; SILVA, P. P.E; NANNI, A. Bond Behavior of Near-Surface Mounted FRP Bars to Masonry. **Journal of Composites Construction**, Nova Iorque, v. 22, ago. 2018. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000857](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000857)> Acesso em: 10 mar. 2020.

ZHANG, S. S.; YU, T.; CHEN, G. M. Reinforced concrete beams strengthened in flexure with near-surface mounted (NSM) CFRP strips: Current status and research needs. **Composites Part B: Engineering**, Amsterdã, v. 131, p. 30-42, dez. 2017. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.07.072>> Acesso em: 25 nov. 2020.

APÊNDICE A - Capacidade de carga das vigas de referência

Fazendo uso dos equacionamentos apresentados no Item 2.1.1.1 Cálculo do máximo momento resistente da seção, conhecida a armadura longitudinal e, ainda os dados apontados no Item 3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS VIGAS, toma-se o seguinte procedimento para determinação da carga resistente:

Cálculo da altura útil (d), a partir da Equação (38):

$$d = h - c' - \phi_t - \phi/2 \quad (38)$$

Onde, h é a altura das vigas de seção retangular; c' o cobrimento das armaduras das vigas; ϕ_t o diâmetro da armadura transversal; e ϕ o diâmetro da armadura longitudinal.

Vigas Grupo A1

$$\begin{aligned} d &= h - c' - \phi_t - \phi/2 \\ d &= 17,5 - 2,5 - 0,5 - 0,8/2 \\ d &= 14,1 \text{ cm} \end{aligned}$$

Vigas Grupo B1

$$\begin{aligned} d &= h - c' - \phi_t - \phi/2 \\ d &= 25 - 2,5 - 0,5 - 1/2 \\ d &= 21,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Adota-se a hipótese de que as vigas trabalham nos domínios 2 ou 3, para tanto a posição limite da linha neutra deve ser menor do que 0,45 vezes a altura útil, assim:

Vigas Grupo A1

$$\begin{aligned} x &= 0,45 \cdot d \\ x &= 0,45 \cdot 0,141 \\ x_{max} &= 0,063 \text{ m} \end{aligned}$$

Vigas Grupo B1

$$\begin{aligned} x &= 0,45 \cdot d \\ x &= 0,45 \cdot 0,215 \\ x_{max} &= 0,097 \text{ cm} \end{aligned}$$

Aplica-se então a Equação (10) considerando a retirada dos coeficientes de ponderação do aço e do concreto com intuito de obter-se resultado mais fiel a situação real, conforme mencionado anteriormente. Assim, para obtenção da altura da linha neutra:

Vigas Grupo A1

$$\begin{aligned} x &= \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{ck}} \\ x &= \frac{0,62 \cdot 50}{0,68 \cdot 0,1 \cdot 38670} \\ x &= 0,0118 \text{ m} \end{aligned}$$

Vigas Grupo B1

$$\begin{aligned} x &= \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{ck}} \\ x &= \frac{1,57 \cdot 50}{0,68 \cdot 0,15 \cdot 38670} \\ x &= 0,0199 \text{ m} \end{aligned}$$

A partir da obtenção de tais valores é possível constatar que as vigas em questão estão trabalhando no domínio 2 ou 3. Após deve-se caracterizar o valor limite da altura da linha neutra que separa os domínios 2 e 3, conforme demonstrado abaixo, então realiza-se a verificação quanto ao domínio no qual a viga está trabalhando e confirmação ou não da hipótese inicial:

<u>Vigas Grupo A1</u>	<u>Vigas Grupo B1</u>
$x_{2-3} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d$	$x_{2-3} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d$
$x_{2-3} = \frac{0,035}{0,035 + 0,1} \cdot 0,1410$	$x_{2-3} = \frac{0,035}{0,035 + 0,1} \cdot 0,2150$
$x_{2-3} = 0,0365 \text{ m}$	$x_{2-3} = 0,0557 \text{ m}$

Como os valores obtidos com as configurações reais de armadura e altura útil são inferiores aos valores limite que separam os domínios 2 e 3 (x_{2-3}), sabe-se que as peças atuam no domínio 2, confirmando a hipótese prevista inicialmente.

Desta forma é possível o cálculo do momento resistente da seção, por meio da aplicação da Equação (3), em conjunto com as Equações (5) e (9):

<u>Vigas Grupo A1</u>	<u>Vigas Grupo B1</u>
$M_k = F_s \cdot (d - 0,4x)$	$M_k = F_s \cdot (d - 0,4x)$
$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4x)$	$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4x)$
$M_k = 0,62 \cdot 50 \cdot (0,141 - 0,4 \cdot 0,0118)$	$M_k = 1,57 \cdot 50 \cdot (0,215 - 0,4 \cdot 0,0199)$
$M_k = 4,225 \text{ kN.m}$	$M_k = 16,252 \text{ kN.m}$

Considerando que o ensaio utilizado no presente estudo é de flexão por 4 pontos, obtém-se a carga resistente por meio da Equação (13), resultando em:

<u>Vigas Grupo A1</u>	<u>Vigas Grupo B1</u>
$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$	$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$

$$P_1 = \frac{4,225 \cdot 2}{0,15}$$

$$P_1 = 56,33 \text{ kN}$$

$$P_1 = \frac{16,265 \cdot 2}{0,825}$$

$$P_1 = 39,40 \text{ kN}$$

APÊNDICE B- Capacidade resistente das vigas reforçadas com PRFC aplicados com a técnica EBR.

No sentido de obter parâmetro comparativo para os resultados obtidos nos ensaios, foi realizado o cálculo da capacidade resistente das vigas dos Grupos A2 e B2, com reforço tipo EBR, para o qual foram utilizadas as diretrizes mencionadas no Item 3.6 e, ainda, o exposto no item 15.3 - *Flexural strengthening of an interior reinforced concrete beam with FRP laminates*, do *ACI Committee 440.2R* (ACI, 2008).

É importante ressaltar que para aplicação real do sistema de reforço deve-se determinar a deformação pré-existente, a partir da Equação (39). No entanto, para o presente estudo, considerando que a aplicação do reforço se deu com as vigas sem qualquer solicitação de carregamento, considerar-se-á tal valor como nulo.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL} (d_f - k \cdot d')}{I_{cr} E_c} \quad (39)$$

Cabe destacar que para o sistema de aplicação do tipo EBR, conforme apontado pelo guia *ACI Committee 440.2R* (ACI, 2008), o valor da deformação no descolamento do reforço (ε_{fd}) é igual a ε_{fu} . Ainda, salienta-se que o procedimento aqui adotado é um método iterativo, que tem por princípio a estimativa da profundidade da linha neutra, a qual deve convergir ao final dos passos indicados, quando isso não ocorre o processo deve ser iniciado novamente, quantas vezes se fizerem necessárias, até que o valor estimado seja igual ao calculado. Assim, o método foi aplicado e demonstram-se neste capítulo apenas os resultados para os quais há convergência da profundidade da linha neutra.

Inicia-se pela realização de uma estimativa inicial da profundidade da linha neutra, a partir da Equação (40):

$$c = 0,20 \cdot d \quad (40)$$

Vigas Grupo A2

$$c = 0,20d$$

$$c = 0,20 \times 141$$

$$c = 28,2 \text{ mm}$$

Vigas Grupo B2

$$c = 0,20d$$

$$c = 0,20 \times 215$$

$$c = 43,0 \text{ mm}$$

Considerando que já foram realizadas diversas iterações e sabe-se que os valores estimados acima não serão os responsáveis pelo resultado final, para os demais passos serão adotados os valores que apresentaram convergência, para as vigas do Grupo A2, c igual a 28,953 e, para as vigas do Grupo B2, c igual a 37,735. Com isso, pode-se realizar a determinação do nível efetivo de tensão no reforço de PRFC, a partir das Equações (55) e (56):

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fd} \quad (41)$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (42)$$

Vigas Grupo A2

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{175 - 28,953}{28,953} \right) - 0$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0151$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0,017$$

Vigas Grupo B2

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{250 - 37,735}{37,735} \right) - 0$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0169$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0,017$$

Como, $\varepsilon_{fe} < \varepsilon_{fd}$ o modo de falha deverá ocorrer pelo rompimento do concreto, portanto, adotar o ε_{fe} calculado para cada caso. Assim:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = (0,0151 + 0) \left(\frac{28,953}{175 - 28,953} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0,003$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = (0,0169 + 0) \left(\frac{37,735}{250 - 37,735} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0,003$$

Na sequência calcula-se a tensão no aço existente, a deformação no aço pode ser calculada usando triângulos semelhantes de acordo com a Equação (43):

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (43)$$

Vigas Grupo A2

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_s = (0,0151 + 0) \left(\frac{141 - 28,953}{175 - 28,953} \right)$$

$$\varepsilon_s = 0,0116$$

Vigas Grupo B2

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_s = (0,0169 + 0) \left(\frac{215 - 37,735}{250 - 37,735} \right)$$

$$\varepsilon_s = 0,0141$$

Calcula-se também o nível de tensão no aço existente e no reforço em PRFC, a partir das Equações (58) e (59):

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad (44)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (45)$$

Vigas Grupo A2

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 210 \cdot 0,0116 \leq 0,5$$

$$f_s = 2,44 \leq 0,5$$

Portanto, $f_s = 0,5 \text{ kN/mm}^2$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 230000 \cdot 0,0151 = 3480,50 \text{ N/mm}^2$$

Vigas Grupo B2

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 210 \cdot 0,0141 \leq 0,5$$

$$f_s = 2,96 \leq 0,5$$

Portanto, $f_s = 0,5 \text{ kN/mm}^2$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 230000 \cdot 0,0169 = 3881,34 \text{ N/mm}^2$$

Calcula-se ainda, as resultantes das forças e verificar o equilíbrio, a partir das Equações (60) e (61):

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad (46)$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2} \quad (47)$$

Sendo,

$$\varepsilon'_c = \frac{1,7 f'_c}{E_c} \quad (48)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1,7 \cdot 38,7}{29.238,4} = 0,00225$$

Vigas Grupo A2

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot 0,00225 - 0,003}{6 \cdot 0,00225 - 2 \cdot 0,003} = 0,799$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot 0,00225 \cdot 0,003 - 0,003^2}{3 (0,799) \cdot 0,00225^2} = 0,926$$

Vigas Grupo B2

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot 0,00225 - 0,003}{6 \cdot 0,00225 - 2 \cdot 0,003} = 0,799$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot 0,00225 \cdot 0,003 - 0,003^2}{3 (0,799) \cdot 0,00225^2} = 0,926$$

Realiza-se a verificação do equilíbrio, checando a estimativa inicial de c, a partir da Equação (63):

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (49)$$

Vigas Grupo A2

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{62 \cdot 500 + 14,94 \cdot 3480,50}{0,926 \cdot 38,7 \cdot 0,799 \cdot 100} = 28,953$$

$$c = 28,953 = 28,953 \text{ mm} - OK!$$

Vigas Grupo B2

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{157 \cdot 500 + 21,58 \cdot 3881,34}{0,926 \cdot 38,7 \cdot 0,799 \cdot 150} = 37,735$$

$$c = 37,735 = 37,735 \text{ mm} - OK!$$

Após a sequência de iterações os valores obtidos foram os seguintes:

Vigas Grupo A2

$$c = 25,953 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,926$$

$$\beta_1 = 0,799$$

Vigas Grupo B2

$$c = 37,753 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,926$$

$$\beta_1 = 0,799$$

A partir disso pode-se calcular os componentes de resistência à flexão de projeto, que pode ser obtida por meio das Equações (64) e (65):

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (50)$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (51)$$

Vigas Grupo A2

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 62.500 \left(141 - \frac{0,799 \cdot 28,953}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 4,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 14,94 \cdot 3480,5 \left(175 - \frac{0,799 \cdot 28,953}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 8,50 \text{ kN.m}$$

Vigas Grupo B2

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 157.500 \left(215 - \frac{0,799 \cdot 37,735}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 15,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 21,58.3881,34 \left(250 - \frac{0,799 \cdot 37,735}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 19,67 \text{ kN.m}$$

Calcular os componentes de resistência à flexão total da seção, que pode ser obtida por meio da Equação (52):

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}] \quad (52)$$

Em razão do valor de $\varepsilon_s = 0,009 > 0,005$, um fator de redução de força de $\phi = 0,90$ deve ser utilizado.

Vigas Grupo A2

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 0,9 [4,01 + 0,85 \cdot 8,50]$$

$$\phi M_n = 10,11 \text{ kN.m}$$

Vigas Grupo B2

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 0,9 [15,69 + 0,85 \cdot 19,67]$$

$$\phi M_n = 29,17 \text{ kN.m}$$

Considerando que o ensaio utilizado no presente estudo é de flexão por 4 pontos, obtém-se a carga resistente por meio da Equação (13), resultando em:

Vigas Grupo A2

$$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$$

$$P_1 = \frac{10,11 \cdot 2}{0,15}$$

$$P_1 = 134,82 \text{ kN}$$

Vigas Grupo B2

$$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$$

$$P_1 = \frac{29,17 \cdot 2}{0,825}$$

$$P_1 = 70,73 \text{ kN}$$

APÊNDICE C- Capacidade resistente das vigas reforçadas com PRFC aplicados com a técnica NSM.

No sentido de obter parâmetro comparativo para os resultados obtidos nos ensaios, foi realizado o cálculo da capacidade resistente das vigas dos Grupos A3 e B3, com reforço tipo NSM, para o qual foram utilizadas as diretrizes mencionadas no Item 3.6 e, ainda, o exposto no item 15.4- *Flexural strengthening of an interior reinforced concrete beam with NSM FRP bars*, do *ACI Committee 440.2R* (ACI, 2008).

É importante destacar que para aplicação real do sistema de reforço deve-se realizar a determinação da deformação pré-existente, a partir da Equação (53). No entanto, para o presente estudo, considerando que a aplicação do reforço se deu com as vigas sem qualquer solicitação de carregamento, considerar-se-á tal valor como nulo.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL} (d_f - k \cdot d')}{I_{cr} E_c} \quad (53)$$

Ainda, a título de particularidade do sistema de aplicação do tipo NSM, conforme apontado pelo guia *ACI Committee 440.2R* (ACI, 2008), o valor da deformação no descolamento do reforço (ε_{fd}) deve variar entre $0,6 \varepsilon_{fu}$ a $0,9 \varepsilon_{fu}$ a depender de diversos fatores específicos, como: dimensões da seção, área de aço e de PRFC. No entanto, o mesmo guia recomenda que seja utilizada a relação de $\varepsilon_{fd} = 0,7 \cdot \varepsilon_{fu}$.

Da mesma forma como para o método anterior, salienta-se que o procedimento aqui adotado é um método iterativo, que tem por princípio a estimativa da profundidade da linha neutra, a qual deve convergir ao final dos passos indicados, quando isso não ocorre o processo deve ser iniciado novamente, quantas vezes se fizerem necessárias, até que o valor estimado seja igual ao calculado. Assim, o método foi aplicado e demonstram-se neste capítulo apenas os resultados para os quais há convergência da profundidade da linha neutra.

Iniciando-se pela realização de uma estimativa inicial da profundidade da linha neutra, a partir da Equação (54):

$$c = 0,20 \cdot d \quad (54)$$

Vigas Grupo A3

$$c = 0,20d$$

$$c = 0,20 \times 141$$

Vigas Grupo B3

$$c = 0,20d$$

$$c = 0,20 \times 215$$

$$c = 28,2 \text{ mm}$$

$$c = 43,0 \text{ mm}$$

Considerando que já foram realizadas diversas iterações e sabe-se que os valores estimados acima não serão os responsáveis pelo resultado final, para os demais passos serão adotados os valores que apresentaram convergência, para as vigas do Grupo A3, c igual a 29,286 e, para as vigas do Grupo B3, c igual a 39,910. Com isso, pode-se realizar a determinação do nível efetivo de tensão no reforço de PRFC, a partir das Equações (55) e (56):

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fd} \quad (55)$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (56)$$

Vigas Grupo A3

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{170 - 29,286}{29,286} \right) - 0$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0144$$

$$k_m \varepsilon_{fd} = 0,7 \cdot 0,017 = 0,0119$$

Vigas Grupo B3

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left(\frac{240 - 39,910}{39,910} \right) - 0$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0150$$

$$k_m \varepsilon_{fd} = 0,7 \cdot 0,017 = 0,0119$$

Como, $\varepsilon_{fe} > k_m \varepsilon_{fd}$ o modo de falha deverá ocorrer pelo descolamento do PRFC. Portanto, adotar $\varepsilon_{fe} = 0,0119$. Assim:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = (0,0119 + 0) \left(\frac{29,286}{170 - 29,286} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0,0025$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_c = (0,0119 + 0) \left(\frac{39,910}{240 - 39,910} \right)$$

$$\varepsilon_c = 0,0024$$

Na sequência calcula-se a tensão no aço existente, a deformação no aço pode ser calculada usando triângulos semelhantes de acordo com a equação (34):

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (57)$$

Vigas Grupo A3

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_s = (0,0119 + 0) \left(\frac{141 - 29,286}{170 - 29,286} \right)$$

$$\varepsilon_s = 0,0094$$

Vigas Grupo B3

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

$$\varepsilon_s = (0,0119 + 0) \left(\frac{215 - 39,910}{240 - 39,910} \right)$$

$$\varepsilon_s = 0,0104$$

Calcula-se também o nível de tensão no aço existente e no reforço em PRFC, a partir das Equações (58) e (59):

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad (58)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (59)$$

Vigas Grupo A3

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 210 \cdot 0,0094 \leq 0,5$$

$$f_s = 1,98 \leq 0,5$$

Portanto, $f_s = 0,5 \text{ kN/mm}^2$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 160000 \cdot 0,0119 = 1904 \text{ N/mm}^2$$

Vigas Grupo B3

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 210 \cdot 0,0104 \leq 0,5$$

$$f_s = 2,19 \leq 0,5$$

Portanto, $f_s = 0,5 \text{ kN/mm}^2$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 160000 \cdot 0,0119 = 1904 \text{ N/mm}^2$$

Calcula-se ainda, as resultantes das forças e verificar o equilíbrio, a partir das Equações (60) e (61):

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad (60)$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2} \quad (61)$$

Sendo,

$$\varepsilon'_c = \frac{1,7 f'_c}{E_c} \quad (62)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1,7 \cdot 38,7}{29\,238,4} = 0,00225$$

Vigas Grupo A3

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot 0,00225 - 0,0025}{6 \cdot 0,00225 - 2 \cdot 0,0025} = 0,763$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot 0,00225 \cdot 0,0024 - 0,0024^2}{3 (0,763) \cdot 0,00225^2} = 0,903$$

Vigas Grupo B3

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot 0,00225 - 0,0024}{6 \cdot 0,00225 - 2 \cdot 0,0024} = 0,757$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon_c'^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot 0,00225 \cdot 0,0024 - 0,0024^2}{3 (0,757) \cdot 0,00225^2} = 0,903$$

Realiza-se a verificação do equilíbrio, checando a estimativa inicial de c, a partir da Equação (63):

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (63)$$

Vigas Grupo A3

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{62 \cdot 500 + 25,2 \cdot 1904}{0,903 \cdot 38,7 \cdot 0,763 \cdot 100} = 29,286$$

$$c = 29,286 = 29,286 \text{ mm} - OK!$$

Vigas Grupo B3

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{157 \cdot 500 + 42 \cdot 1904}{0,903 \cdot 38,7 \cdot 0,757 \cdot 150} = 39,910$$

$$c = 39,910 \neq 39,910 \text{ mm} - OK!$$

Após a sequência de iterações, foram encontrados os seguintes valores:

Vigas Grupo A3

$$c = 29,286 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,913$$

$$\beta_1 = 0,763$$

Vigas Grupo B3

$$c = 39,910 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = 0,903$$

$$\beta_1 = 0,757$$

A partir disso pode-se calcular os componentes de resistência à flexão de projeto, que pode ser obtida por meio das Equações (64) e (65):

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (64)$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (65)$$

Vigas Grupo A3

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 62.500 \left(141 - \frac{0,763 \cdot 29,286}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 4,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 25,2 \cdot 1904 \left(170 - \frac{0,763 \cdot 29,286}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 7,62 \text{ kN.m}$$

Vigas Grupo B3

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 157.500 \left(215 - \frac{0,757 \cdot 39,910}{2} \right)$$

$$M_{ns} = 15,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 56.1904 \left(240 - \frac{0,757 \cdot 39,910}{2} \right)$$

$$M_{nf} = 17,98 \text{ kN.m}$$

Calcular os componentes de resistência à flexão total da seção, que pode ser obtida por meio da Equação (66):

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}] \quad (66)$$

Em razão do valor de $\epsilon_s = 0,009 > 0,005$, um fator de redução de força de $\phi = 0,90$ deve ser utilizado.

Vigas Grupo A3

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 0,9 [4,02 + 0,85 \cdot 7,62]$$

$$\phi M_n = 9,45 \text{ kN.m}$$

Vigas Grupo B3

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

$$\phi M_n = 0,9 [15,69 + 0,85 \cdot 17,98]$$

$$\phi M_n = 27,88 \text{ kN.m}$$

Considerando que o ensaio utilizado no presente estudo é de flexão por 4 pontos, obtém-se a carga resistente por meio da Equação (13), resultando em:

Vigas Grupo A3

$$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$$

$$P_1 = \frac{9,45 \cdot 2}{0,15}$$

$$P_1 = 126,02 \text{ kN}$$

Vigas Grupo B3

$$M_k = \frac{P_1 \cdot a}{2}$$

$$P_1 = \frac{27,88 \cdot 2}{0,825}$$

$$P_1 = 67,59 \text{ kN}$$