



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANDERSSON CHRISTYAN SOARES DA SILVA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO REFORÇO À FLEXÃO EM  
VIGAS EM CONCRETO ARMADO UTILIZANDO CHAPAS  
DE AÇO COLADAS E POLÍMEROS REFORÇADOS COM  
FIBRA DE CARBONO (CFRP): ESTUDO DE CASO DA  
PONTE SOBRE O RIO SÃO MIGUEL - RODOVIA BR 304/RN**

**NATAL-RN  
2021**

Andersson Christyan Soares da Silva

Análise Comparativa do reforço à flexão em vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP): estudo de caso da ponte sobre o rio São Miguel - rodovia BR 304/RN

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Natal-RN  
2021

Andersson Christyan Soares da Silva

Análise Comparativa do reforço à flexão em vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP): estudo de caso da ponte sobre o rio São Miguel - rodovia BR 304/RN

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Seção de Informação e Referência - SISBI

Catálogo da Publicação na Fonte. UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede

Silva, Andersson Christyan Soares da.

Análise comparativa do reforço à flexão em vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP): estudo de caso da ponte sobre o Rio São Miguel - Rodovia BR 304/RN / Andersson Christyan Soares da Silva. - 2021.

147 f.: il.

Monografia (graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Natal, RN, 2021.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho.

1. Concreto armado - Monografia. 2. Reforço estrutural - Monografia. 3. Chapas de aço - Monografia. 4. Fibras de carbono - Monografia. I. Silva Filho, José Neres da. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 691.32

Análise Comparativa do reforço à flexão em vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP): estudo de caso da ponte sobre o rio São Miguel - rodovia BR 304/RN

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Aprovado em dia de mês e ano: 09 de setembro de 2021**

---

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Orientador (UFRN)

---

Prof(a). Dra. Fernanda Rodrigues Mittelbach – Examinadora interna (UFRN)

---

Prof(a). MSc. Olímpia Loures Vale Pujatti – Examinadora externa (UnP)

Natal-RN

2021

## **DEDICATÓRIA**

*Dedico este trabalho à  
ROSALBA FIRMINO, FRANCISCO SOARES  
E MARIA CECÍLIA MENDES.*

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus! Pois, eu não sou forte! Forte é o Deus que habita em mim, me faz capaz de ir além dos meus limites, de lutar e vencer árduas batalhas, e de realizar sonhos inalcançáveis.

Aos meus pais Rosalba Firmino e Francisco Soares que me ensinaram que o maior legado de um ser humano é o conhecimento que compartilhou com seus semelhantes durante a vida, me inspirando, incentivando e lutando para me proporcionar as melhores condições possíveis para aquisição de conhecimento. O amor incondicional e todos os ensinamentos são a mais valiosa herança que um filho poderia receber.

À minha esposa, Maria Cecília Mendes, meu porto seguro, que me abriga nos momentos mais difíceis, que compartilha minhas inseguranças, meus problemas, minhas vitórias, meus sonhos e, sobretudo a vida ao meu lado.

À Companhia Brasileira de Trens Urbanos – CBTU, por ter me proporcionado a oportunidade de realizar este sonho, flexibilizando minha jornada de trabalho e conciliando-a com os horários das minhas atividades acadêmicas na Universidade.

Ao professor Dr. José Neres da Silva Filho pela idealização do tema para este trabalho, pela orientação, disponibilidade, atenção e confiança depositada em mim nesta pesquisa. Além do vasto conhecimento compartilhado e incansável dedicação profissional, que o faz uma das minhas grandes referências profissionais.

A todos os professores do departamento de Engenharia Civil da UFRN, que ratificam a qualidade do curso e lutam diariamente em prol desta Universidade. Em especial ao professor Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto pelos grandes ensinamentos profissionais e pessoais, além do exemplo de dedicação pelo ensino e amor pela profissão.

A todos os amigos que me acompanharam nessa jornada, sem os quais a vida não teria a mesma fascinação. Em especial aos companheiros de trabalho da COMAN/CBTU-Natal que me incentivaram e auxiliaram em todos os momentos, tornando essa trajetória muito mais empolgante e inspiradora.

E ao garoto que nunca desistiu do sonho de ser Engenheiro Civil, mesmo diante das condições mais adversas, das incertezas da vida e de todas as suas limitações.

Muito obrigado!

*Andersson Christyan Soares da Silva.*

*“Jamais considere seus estudos como uma obrigação, mas como uma oportunidade invejável para aprender a conhecer a beleza libertadora do intelecto para seu próprio prazer pessoal e para proveito da comunidade à qual seu futuro trabalho pertencer.”*

*Albert Einstein*

## RESUMO

### **Análise Comparativa do reforço à flexão em vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP): estudo de caso da ponte sobre o rio São Miguel - rodovia BR 304/RN**

Esta pesquisa trata-se de uma análise comparativa entre os métodos de reforço estrutural que utilizam chapas de aço coladas e polímeros reforçados com fibras de carbono (*CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer*). Em complemento apresenta-se um estudo de caso, sobre o reforço das longarinas de uma ponte localizada no município de Fernando Pedroza/RN, de modo a possibilitar uma comparação efetiva entre as alternativas apresentadas com base em uma análise técnico-econômica. Tendo em vista a ausência de normas brasileiras sobre o tema, foram tomados como base para o dimensionamento do reforço com chapas de aço coladas alguns métodos de reforço proposto pela literatura e, para o sistema de reforço com CFRP, as prescrições normativas da ACI 440.2R (2017) e do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*. Os resultados comparativos permitiram uma avaliação qualitativa importante das principais diferenças entre os métodos de dimensionamento para as duas técnicas de reforço apresentadas. No caso de chapa de aço, os métodos de Cánovas (1988), Ziraba & Hussein (1993) e Campagnolo (1995), apesar de apresentarem resultados com diferenças da ordem de 25%, se aproximaram entre si, em certas situações, e até convergiram para um mesmo resultado. Quanto ao reforço com CFRP, verificou-se que o ponto fundamental que determina a diferença entre os resultados é o limite utilizado para as deformações dos materiais, principalmente do reforço. Enquanto a recomendação do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* deixa o limite de deformação do CFRP para reforço à flexão ser adotado pelo projetista baseado em anexos nacionais ou pesquisas, o ACI 440.2R (2017) estabelece a deformação máxima efetiva e limita ainda o valor especificado pelo fabricante. Por fim foi possível concluir que a variabilidade de custos entre os sistemas de reforço analisados é resultado do método de cálculo adotado, e que, dependendo do mesmo, o reforço utilizando CFRP se torna mais vantajoso economicamente do que o que utiliza chapas de aço coladas.

**Palavras Chave:** Concreto armado; Reforços em Vigas; Chapa de aço; CFRP.

## **ABSTRACT**

### **Comparative analysis bending strengthening in reinforced concrete beams using glued steel sheets and carbon fiber reinforced polymers (CFRP): case study of the bridge over the São Miguel river - BR 304/RN highway**

This research is a comparative analysis between the structural strengthening methods that use glued steel sheets and carbon fiber reinforced polymers (CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer). In addition, a case study is presented on the strengthening of the girders of a bridge located in the Fernando Pedroza/RN, in order to enable an effective comparison between the alternatives presented based on a technical-economic analysis. In view of the absence of Brazilian standards on the subject, some strengthening methods proposed in the literature were taken as a basis for the design of the strengthening with glued steel plates, and for the CFRP strengthening system, the normative prescriptions of ACI 440.2R (2017) and of Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001). The comparative results allowed an important qualitative assessment of the main differences between the design methods for the two strengthening techniques presented. In the case of steel sheet, the methods of Cánovas (1988), Ziraba & Hussein (1993) and Campagnolo (1995), despite presenting results with differences of the order of 25%, approached each other, in certain situations, and they even converged for the same result. As for the strengthening with CFRP, it was verified that the fundamental point that determines the difference between the results is the limit for the deformations of the materials, mainly of the reinforcement. While the recommendation of Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001) leaves the CFRP deformation limit used for bending strengthening to be adopted by the designer based on national annexes or surveys, ACI 440.2R (2017) establishes the maximum effective deformation and further limits the value specified by the manufacturer. Finally, it was possible to conclude that the variability of costs between the analyzed strengthening systems is a result of the calculation method adopted, and that, depending on it, the strengthening using CFRP becomes more economically advantageous than the one using glued steel sheets

**Keywords:** Reinforced concrete; Beams Strengthening; Steel Sheet; CFRP.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Viaduto Santa Teresa – Belo Horizonte/MG. ....	18
Figura 2 - Frequência das origens de manifestações patológicas, Helene. (2007).....	22
Figura 3 – Esquema do processo de reabilitação de uma estrutura.....	25
Figura 4 - Reforço utilizando técnica de encamisamento.....	27
Figura 5 - Reforço em ponte de concreto armado utilizando protensão externa.....	28
Figura 6 - Reforço em ponte utilizando adição de chapas de aço .....	29
Figura 7 - Reforço utilizando compósitos FRP .....	30
Figura 8 - Possibilidades de ancoragem da chapa metálica .....	35
Figura 9 - Efeito da espessura sobre a resistência à tração.....	38
Figura 10 - Imagem microscópica de uma matriz polimérica. ....	42
Figura 11 - Diagrama tensão-deformação de fibras e metais .....	45
Figura 12 - Diagramas de ruptura da matriz polimérica.....	46
Figura 13 - Variação do módulo de elasticidade em função do teor das fibras.....	46
Figura 14 - Exemplos de orientação das fibras.....	47
Figura 15 - Diagrama esquemático processo de sistemas pré-fabricados .....	49
Figura 16 - Diagrama esquemático do processo de fabricação do sistema curado <i>in situ</i> .....	49
Figura 17 - Sequência executiva do reforço com compósitos CFRP .....	54
Figura 18 - Modos de ruptura vigas solicitadas à flexão.....	55
Figura 19 - Esquema de determinação das características residuais de uma estrutura.....	59
Figura 20 - Estado de tensões - Método de Bresson (1971).....	64
Figura 21 - Estados tensionais e de deformação - Método de Cánovas (1988).....	66
Figura 22 - Equilíbrio de forças - Método Ziraba & Hussein (1993).....	70
Figura 23 - Esquema seção transversal - Método de Campagnolo (1995).....	72
Figura 24 - Estado de deformações - Reforço com CFRP .....	74
Figura 25 - Equilíbrio interno de forças na seção transversal .....	75
Figura 26 - Estado de tensões e equilíbrio de forças internas - ACI 440.2R (2017).....	81
Figura 27 - Diagrama de tensões e forças resultantes - Método <i>fib CEB-FIP Bulletin 14</i> .....	87
Figura 28 - Esquema Estático da Viga e Especificações Geométricas da Seção - Verificações Métodos de Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	93
Figura 29 - Esquema Estático da Viga e Especificações Geométricas da Seção - Verificações Métodos de Reforço com CFRP .....	94

Figura 30 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Bresson (1971).....	96
Figura 31 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Cánovas (1988).....	97
Figura 32 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Ziraba e Haussain (1993).....	98
Figura 33 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Campagnolo (1995).....	99
Figura 34 - Gráfico da variação do $f_{ck}$ em relação à armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	101
Figura 35 - Gráfico da variação $M_{ref}/M_r$ em relação à taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	102
Figura 36 – Gráfico da relação entre a variação da $h/b_w$ da seção e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	103
Figura 37 - Gráfico da relação entre a variação da taxa mecânica de armadura e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas.....	104
Figura 38 - Gráfico da relação entre a variação $M_0/M_r$ e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	106
Figura 39 - Gráfico da relação entre a variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas.....	107
Figura 40 – Planilha eletrônica de cálculo – Reforço com CFRP – Método do ACI.440.2R (2017) .....	110
Figura 41 - Planilha eletrônica de cálculo – Reforço com CFRP – Método do <i>Fib</i> CEB-FIB <i>Bulletin 14</i> (2001).....	111
Figura 42 - Gráfico da relação entre a variação da resistência à compressão do Concreto $f_{ck}$ e a área de reforço – Reforço com CFRP.....	113
Figura 43 - Gráfico da relação entre a variação do $M_{ref}/M_r$ e a área de reforço – Reforço com CFRP .....	114
Figura 44 - Gráfico da relação entre a variação de $h/b$ e a área de reforço – Reforço com CFRP .....	115
Figura 45 - Gráfico da relação entre a variação taxa mecânica de armadura da seção e a área de reforço – Reforço com CFRP .....	116
Figura 46 - Ponte sobre o Rio São Miguel - Rodovia BR 304/RN - Vista do tabuleiro .....	118

Figura 47 - Estrutura da Ponte sobre o Rio São Miguel.....	119
Figura 48 - Seção transversal proposta para a Ponte sobre o Rio São Miguel .....	120
Figura 49 - Pranchas do anteprojeto proposto para a nova superestrutura para a Ponte sobre o Rio São Miguel.....	121
Figura 50 - Seção transversal analisada da longarina.....	122
Figura 51 - Análise de momento resistente seção T.....	123
Figura 52 - Carga: subdivisão de áreas (meio corte no meio do vão) .....	125
Figura 53 - Diagrama de momento fletor - $F_{tool}$ .....	126
Figura 54 - Dimensões do trem-tipo TB-45 .....	127
Figura 55 - Esquema estrutural da seção transversal dentro da faixa do veículo-tipo .....	127
Figura 56 - Esquema estrutural da seção transversal fora da faixa do veículo-tipo .....	128
Figura 57 - Esquema estrutural de cargas móveis sobre a longarina.....	128
Figura 58 - Linha de influência na seção transversal de reações de apoio na longarina .....	129
Figura 59 - Esquema estrutural longitudinal da longarina .....	130
Figura 60 - Linha de influência para o momento fletor - meio do vão.....	130
Figura 61 - Envoltória de momento fletor devido à carga móvel.....	131
Figura 62 - Gráfico dos resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando chapas de aço coladas .....	133
Figura 63 - Gráfico dos resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando compósitos CFRP .....	135
Figura 64 - Diagrama de momento fletor solicitante.....	135
Figura 65 - Gráfico dos custos para execução do reforço na longarina utilizando chapas de aço coladas por método cálculo .....	137
Figura 66 - Gráfico dos custos para execução do reforço na longarina utilizando compósito CFRP por método cálculo. ....	138
Figura 67 - Gráfico comparativo dos custos para execução do reforço na longarina por cada sistema estudado.....	139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais referências dos aços utilizados no Brasil.....	31
Tabela 2 - Dados coeficiente de redução ambiental - ACI 440.2R (2017) .....	79
Tabela 3 - Propriedades dos materiais - Verificações Métodos de Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	93
Tabela 4 - Propriedades dos materiais - Verificações Métodos de Reforço com CFRP.....	94
Tabela 5 - Variação da Resistência à Compressão do Concreto $f_{ck}$ – Reforço com Chapas de Aço Coladas.....	100
Tabela 6- Variação da relação entre momento resistente após o reforço e momento resistente inicial - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	102
Tabela 7 - Variação da relação altura (h) por largura (b) da seção - Reforço com Chapas de Aço Coladas.....	103
Tabela 8 - Variação da taxa mecânica de armadura da seção - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	104
Tabela 9 - Variação da relação entre o momento no descarregamento e o momento resistente inicial - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	105
Tabela 10 - - Variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas .....	106
Tabela 11 - Variação da Resistência à Compressão do Concreto $f_{ck}$ – Reforço com CFRP..	112
Tabela 12 - Variação da relação momento resistente após o reforço e momento resistente inicial - Reforço com CFRP .....	114
Tabela 13 - Variação da relação altura (h) por largura (b) da seção - Reforço com CFRP....	115
Tabela 14 - Variação da taxa mecânica de armadura da seção - Reforço com CFRP.....	116
Tabela 15 - Momentos atuantes na longarina.....	131
Tabela 16 - Tensões no aço e no concreto para as condições de momentos atuantes .....	132
Tabela 17 - Resumo de resultados obtidos - Dimensionamento Chapas de Aço Coladas .....	133
Tabela 18 - Características do compósito CFRP utilizado para o dimensionamento.....	134
Tabela 19 - Resumo de resultados obtidos - Dimensionamento CFRP.....	134
Tabela 20 - Custos unitários dos materiais para reforço com chapas de aço .....	136
Tabela 21 - Custos para execução do reforço na longarina - Chapas de Aço Coladas .....	137
Tabela 22 - Custos unitários dos materiais para reforço com CFRP.....	138
Tabela 23 - Custos para execução do reforço na longarina utilizando compósitos CFRP .....	138

# SUMÁRIO

## CAPÍTULO 1

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	18
1.2 OBJETIVOS .....	19
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	19

## CAPÍTULO 2

<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>21</b>
2.1 INTRODUÇÃO .....	21
2.2 ETAPAS DO PROCESSO DE REFORÇO ESTRUTURAL .....	23
2.3 TÉCNICAS USUAIS DE RECUPERAÇÃO E/OU REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO .....	26
2.4 REFORÇO COM CHAPAS METÁLICAS COLADAS.....	30
2.4.1 CARACTERIZAÇÃO .....	33
2.4.2 MODOS DE RUPTURA .....	37
2.4.3 ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE O REDORÇO COM CHAPAS .....	39
2.5 REFORÇO COM COMPÓSITOS FRP.....	40
2.5.1 CARACTERIZAÇÃO .....	40
2.5.2 PROPRIEDADES .....	44
2.5.3 COMPÓSITOS DE <i>CFRP</i> (Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono).....	48
2.5.4 MODOS DE RUPTURA .....	54
2.5.5 ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE O REFORÇO COM FRP.....	56
2.6 MODELOS ANALÍTICOS DE REFORÇO.....	58
2.7 FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO.....	62
2.7.1 Método de Bresson (1971) .....	63
2.7.2 Método de Cánovas (1988) .....	65
2.7.3 Método de Ziraba & Hussein (1993).....	68
2.7.4 Método de Campagnolo (1995).....	71
2.8 FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA REFORÇO COM <i>CFRP</i> .....	73

2.8.1	Método ACI 440.2R (2017) .....	77
2.8.2	Método do <i>Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)</i> .....	85
2.9	RESUMO DOS MODELOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE REFORÇO .....	90
<b>CAPÍTULO 3</b>		
<b>3.</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO .....</b>	<b>92</b>
3.1	INTRODUÇÃO .....	92
3.2	CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO.....	93
3.3	CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO COM CFRP .....	94
<b>CAPÍTULO 4</b>		
<b>4.</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>95</b>
4.1	ANÁLISE DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS .....	95
4.1.1	APRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO .....	95
4.1.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	100
4.2	ANÁLISE DO REFORÇO COM CFRP .....	109
4.2.1	APRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO .....	109
4.2.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	112
<b>CAPÍTULO 5</b>		
<b>5.</b>	<b>ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE O RIO SÃO MIGUEL.....</b>	<b>118</b>
5.1	INTRODUÇÃO .....	118
5.2	CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE INICIAL DA LONGARINA.....	122
5.3	CÁLCULO DO MOMENTO SOLICITANTE NA LONGARINA .....	125
5.4	DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO .....	131
5.5	CUSTOS PARA EXECUÇÃO DO REFORÇO .....	136
5.6	ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS .....	139
<b>CAPÍTULO 6</b>		
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>141</b>
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	143
<b>REFERÊNCIAS .....</b>		<b>144</b>

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da civilização, o homem tem se preocupado com a construção de estruturas adaptadas às suas necessidades, sejam elas habitacionais (casas e edifícios), laborais (escritórios, indústrias, silos, galpões, etc.), ou de infraestrutura (pontes, cais, barragens, metrô, aquedutos, etc.). Com isto, a humanidade acumulou um grande acervo científico ao longo dos séculos, o que permitiu o desenvolvimento da tecnologia da construção, abrangendo a concepção, o cálculo, a análise e o detalhamento das estruturas, a tecnologia de materiais e as respectivas técnicas construtivas. (RIPPER & SOUZA, 1998).

Em artigo publicado pela *Scientific American*, Braunauer & Copeland (1964, *apud* Metha & Monteiro, 2014) afirmaram que o material de construção mais utilizado no mundo é o concreto, comumente composto da mistura de cimento Portland com areia, brita e água. O índice de consumo do concreto é abundantemente maior atualmente do que 50 anos atrás. Estima-se que o consumo atual de concreto no mundo seja da ordem de 19 bilhões de toneladas métricas ao ano.

A maior constância de uso do concreto é justificada, principalmente, pelos reduzidos custos envolvidos na sua produção (materiais constituintes e mão de obra empregada na etapa de execução). Um segundo motivo para o seu amplo uso, é a facilidade com a qual elementos estruturais de concreto podem ser obtidos através de uma variedade de formas e tamanhos, tendo em vista a consistência plástica em seu estado fresco, que favorece o fluxo do material no interior das fôrmas.

No passado, devido ao excelente comportamento do concreto em relação ao seu uso e exposição ao ambiente, o material era considerado infundável. Todavia, com o passar do tempo esta ideia foi sendo desconstruída, tendo em vista a evolução de sua aplicação sobre diversos ambientes e/ou solicitações mecânicas, constatando-se que o concreto armado (ou não armado) poderia sofrer alterações em sua composição em função da deterioração de seus elementos constituintes por mecanismos agressivos, promovendo uma redução parcial ou total de funcionalidades das peças.

No Brasil, o concreto armado é o material mais utilizado em todos os tipos de obras, sendo caracterizado por sua comprovada resistência, e elevada durabilidade, mas, como supracitado, todo material sofre com manifestações patológicas desenvolvidas ao longo do

tempo, sejam elas causadas por erros de execução, falhas de projeto, ação da natureza (intempéries), uso inadequado da estrutura, oxidação e corrosão das armaduras, entre outras (NEVILLE, 2016).

Dentro deste contexto, designa-se genericamente por *Patologia das Estruturas* o campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Segundo Bolina, Tutikian & Helene (2019), o surgimento de uma manifestação patológica em uma edificação pode provir de inúmeros fatores e de diversas fontes, produzidos por meio de causas simples ou combinadas. Essas patologias são originadas por alguma falha ocorrida em uma das etapas do ciclo de vida da edificação. Essas etapas são: planejamento, projeto executivo, fabricação fora do canteiro, execução e uso, sendo as quatro primeiras fases remetidas à fase de produção e a última, à fase de uso e operação de uma edificação.

Para tanto a ABNT/NBR 6118:2014 - Projetos de Estrutura de Concreto – Procedimento - estabelece que: “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo corresponde à sua vida útil”.

Na busca pela regeneração da integridade, concebe-se a terapia como a parte da engenharia que trata da correção dos problemas patológicos, com o objetivo de estancar o processo e devolver o desempenho e a segurança à edificação.

Bolina, Tutikian & Helene (2019), estabelecem que o processo de intervenção de um elemento ou sistema pode se dar sob diferentes formas, estando condicionado a diversos fatores como, estética segurança, funcionalidade, execução, mão de obra, disponibilidade de materiais custo e até mesmo a familiaridade do profissional como método.

Atualmente, existem diversos sistemas de recuperação e/ou reforço de estruturas, os quais sofrem mudanças constantes de modos de execução e dimensionamento com o avanço das pesquisas na área. Estas pesquisas buscam sempre adequar o tipo de recuperação e/ou reforço para cada caso e buscar o melhor desempenho do reforço no elemento estrutural.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Tem-se acompanhado um aumento significativo das obras de reforço em estruturas de concreto armado, tanto no Brasil quanto em vários países do mundo. Tal conjuntura resulta, sobretudo, da existência de uma quantidade cada vez maior de estruturas que estão tendo problemas estruturais relativos às cargas para as quais foram projetadas ou que estão atingindo o fim da sua vida útil de projeto. Tais estruturas necessitarão de intervenções para restaurar sua resistência inicial e/ou aumentar sua capacidade resistente em função de alterações dos carregamentos atuantes. Como exemplo disso pode-se citar o Viaduto Santa Tereza na cidade de Belo Horizonte/MG, considerado um marco na utilização do sistema de reforço com fibra de carbono na América Latina.

**Figura 1 – Viaduto Santa Tereza – Belo Horizonte/MG – Primeira obra da América Latina a utilizar fibra de carbono como reforço estrutural.**



Fonte: “<https://diariodoturismo.com.br/wp-content/uploads/2020/09/bh-696x521.jpg>.” Acessado em 26/08/2021.

Neste contexto, a recuperação e /ou reforço com chapas de aço e fibras de carbono aumentam consideravelmente a capacidade portante da estrutura. Portanto são métodos eficientes e adequados tanto para obras de pequeno porte quanto para grandes obras como pontes e viadutos. Esses métodos de reforço exigem a definição de parâmetros rigorosos e análises que descrevam com fidelidade os fenômenos que atuarão nas construções.

Assim, este trabalho de pesquisa se justifica pelo fato de tentar investigar e compreender bem o comportamento estrutural antes e após reforço visto que, é latente a necessidade de utilização de técnicas de recuperação e/ou reforço estrutural em um número expressivo de obras.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 GERAL**

Esse trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo acerca dos métodos de reforço à flexão em vigas de concreto armado utilizando sistemas compostos por chapas de aço e polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP).

### **1.2.2 ESPECÍFICOS**

O estudo tem como objetivos específicos:

- Elencar os métodos analíticos mais tradicionais empregados para reforços à flexão de vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas;
- Apresentar as principais prescrições normativas internacionais acerca do cálculo de reforço à flexão de vigas, utilizando compósitos de polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP);
- Realizar uma análise paramétrica dos sistemas compostos por chapas de aço e polímeros reforçados com fibra de carbono (CFRP);
- Apresentar uma análise comparativa técnico-econômica entre os sistemas de reforços com chapas de aço e polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) de uma longarina da ponte sobre o Rio São Miguel localizada na BR 304/RN.

## **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O estudo foi desenvolvido em 6 (seis) capítulos, incluindo este primeiro.

O segundo capítulo traz a revisão da literatura disponível sobre o reforço de estruturas de concreto armado, fazendo uma introdução sobre terapia de estruturas, abordando os principais aspectos do tema de reabilitação e reforço. Ao mesmo passo, são apresentadas as principais características dos sistemas de reforço de estruturas que utilizam chapas de aço coladas e compósitos poliméricos, com ênfase em fibras de carbono.

Além disso, no mesmo capítulo são desenvolvidos os principais conceitos envolvendo os métodos de cálculos mais utilizados para o sistema de chapas de aço, bem como as especificidades das prescrições normativas internacionais que versam sobre o cálculo de reforço utilizando fibras.

O Capítulo 3 descreve a metodologia de análise comparativa utilizada, destacando a caracterização da viga parametrizada e das propriedades dos materiais. Para tal análise, foram elaboradas planilhas eletrônicas de cálculo com o objetivo de auxiliar na parametrização das condições de utilização das vigas, por meio da variação de alguns parâmetros constitutivos das mesmas.

O Capítulo 4 apresenta uma análise comparativa entre os métodos em função dos resultados obtidos a partir da variação de alguns parâmetros. Ao mesmo passo o capítulo 5 aborda o estudo de caso das longarinas de uma Ponte localizada na BR 304 no município de Fernando Pedroza/RN, possibilitando uma comparação entre os sistemas de reforços por meio de uma análise técnico-econômica.

Por fim, no sexto e último capítulo são realizadas as considerações finais e conclusões do estudo apresentado, sendo ainda ponderadas algumas sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

## CAPÍTULO 2

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 INTRODUÇÃO

Segundo Roque & Moreno Junior (2005), nenhum material é indefinidamente durável, pois suas propriedades variam em decorrência da interação da sua estrutura, mais especificamente, da sua microestrutura com o meio ambiente. As variações ocorrem ao longo do tempo e a vida útil de um determinado material se esgota quando suas propriedades tornam seu uso inseguro ou antieconômico. Na abordagem das modernas normas de projeto, as exigências relativas à durabilidade das estruturas de concreto são cada vez mais rígidas. No Brasil, o projeto de estruturas de concreto armado deve atender às diversas exigências normativas estabelecidas pela ABNT/NBR 6118:2014. Dentre os requisitos de qualidade da estrutura, o principal se refere à capacidade resistente, que consiste basicamente na segurança à ruptura, através da garantia de que determinados parâmetros, ou limites, não serão excedidos em condições últimas.

Ao mesmo passo, a referida norma estabelece requisitos mínimos de desempenho em serviço para a estrutura, onde a mesma deverá manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada. Outrossim, são preconizados critérios relacionados à durabilidade dos elementos, refletindo na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas de acordo com os parâmetros (local de implantação, condições de utilização, materiais componentes e etc.) estabelecidos na elaboração do projeto.

É inegável que o desenvolvimento da ciência e da tecnologia tem sido fundamental para permitir aos engenheiros desenvolver projetos de estruturas de concreto que atendam a tais requisitos, tanto através de *softwares* que diminuem consideravelmente o tempo de processamento e possibilitam a modelagem da estrutura em condições diversas e realistas, quanto no desenvolvimento da indústria de produção de insumos otimizados de acordo com as exigências de utilização.

Todavia, Azevedo (2011) afirma que, apesar de todo esse desenvolvimento, danos relacionados com o comportamento estrutural e sua interação com os demais sistemas componentes de uma edificação, reatividade entre componentes do concreto e a ação de

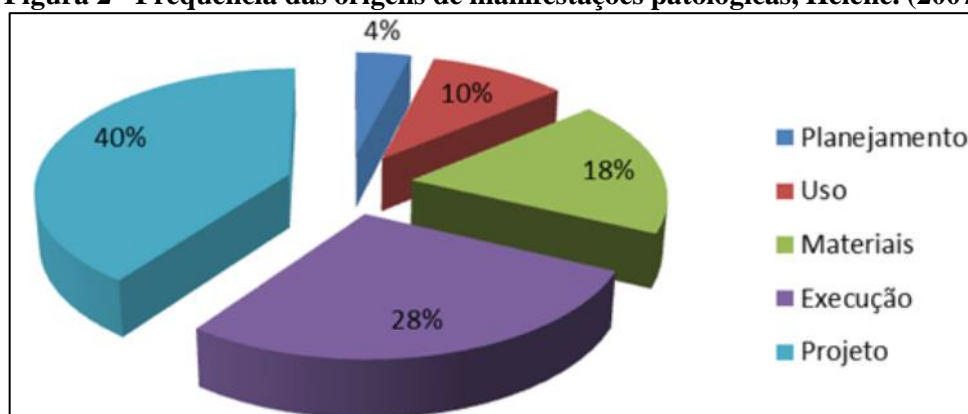
agentes externos, têm sido constatados com relevante frequência e grande magnitude. Em geral, os danos que se manifestam nas estruturas de concreto constituem indícios de comportamento irregular de componentes do sistema, devendo ser devidamente avaliados e adequadamente corrigidos para que não venham a comprometer as condições de estabilidade e segurança do elemento danificado.

Segundo Timerman (2011), os processos de deterioração de uma estrutura podem ser divididos em dois grandes grupos:

“[...]As causas intrínsecas, ou seja, todas aquelas que têm origem nos materiais e nos elementos estruturais utilizados e por ações externas; e as causas extrínsecas, que são aquelas originadas pelo comportamento estrutural da edificação como, por exemplo, a deflexão excessiva de um elemento estrutural”.

Bolina, Tutikian & Helene (2019) afirmam que a origem das manifestações patológicas, no caso das construções, é uma falha em alguma das etapas do ciclo de vida de uma edificação: planejamento, projeto, fabricação dos materiais, execução dos sistemas, uso ou descarte da edificação. Muitos são os estudos referentes às frequências das origens de processos patológicos das edificações, como o de Helene & Pereira (2007), o qual mostra que a origem mais corriqueira de manifestação patológica é a etapa de projeto, conforme mostra a Figura 2:

**Figura 2 - Frequência das origens de manifestações patológicas, Helene. (2007)**



Fonte: Adaptado de *Helene & Pereira (2007)*.

Como exemplos de falhas de projeto/concepção, execução e utilização, pode-se citar o uso de modelos de análise inadequados, hipóteses de cálculo incorretas, detalhamento de armadura inadequado, descon sideração de ações relevantes, subquantificação das ações na

estrutura, má especificação dos materiais a serem empregados, deficiência no controle de qualidade dos materiais e da execução, manutenção inadequada, entre outros (MORAIS, 1997).

Neste sentido, a terapia das estruturas fundamenta-se como a parte da engenharia que trata da correção dos problemas patológicos, com o objetivo de estancar o processo e devolver o desempenho e a segurança à edificação.

Timerman (2011), estabelece que os serviços de reabilitação/recuperação de estruturas de concreto envolvem a implementação de uma série de procedimentos necessários à *restituição* dos requisitos de segurança estrutural e de durabilidade originalmente previstos. Por outro lado, o reforço das estruturas objetiva adequá-las a novos requisitos funcionais, *aumentando* a sua capacidade resistente, em virtude, por exemplo, da mudança nos carregamentos de uma edificação ou no trem tipo de uma ponte.

## **2.2 ETAPAS DO PROCESSO DE REFORÇO ESTRUTURAL**

De acordo com Ripper & Souza (1998), a qualidade dos serviços de recuperação e/ou de reforço de estruturas de concreto depende da análise precisa das causas que os tornaram necessários e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Definidos estes dois pontos, passa-se então à escolha da técnica adequada, que inclui a cuidadosa seleção dos materiais e equipamentos a serem empregados e mesmo da mão de obra necessária para a execução do serviço. Para os mesmos, os serviços de reforço requerem sempre a prévia elaboração de trabalhos de cálculo estrutural, sejam estes serviços derivados de necessidade de alteração na funcionalidade da estrutura - aumento da carga de utilização, por exemplo - ou como consequência de danificação sofrida pela estrutura, casos em que o reforço estará inserido nos trabalhos de recuperação. Dessa forma, a partir do cálculo estrutural poderão ser estabelecidos elementos básicos para:

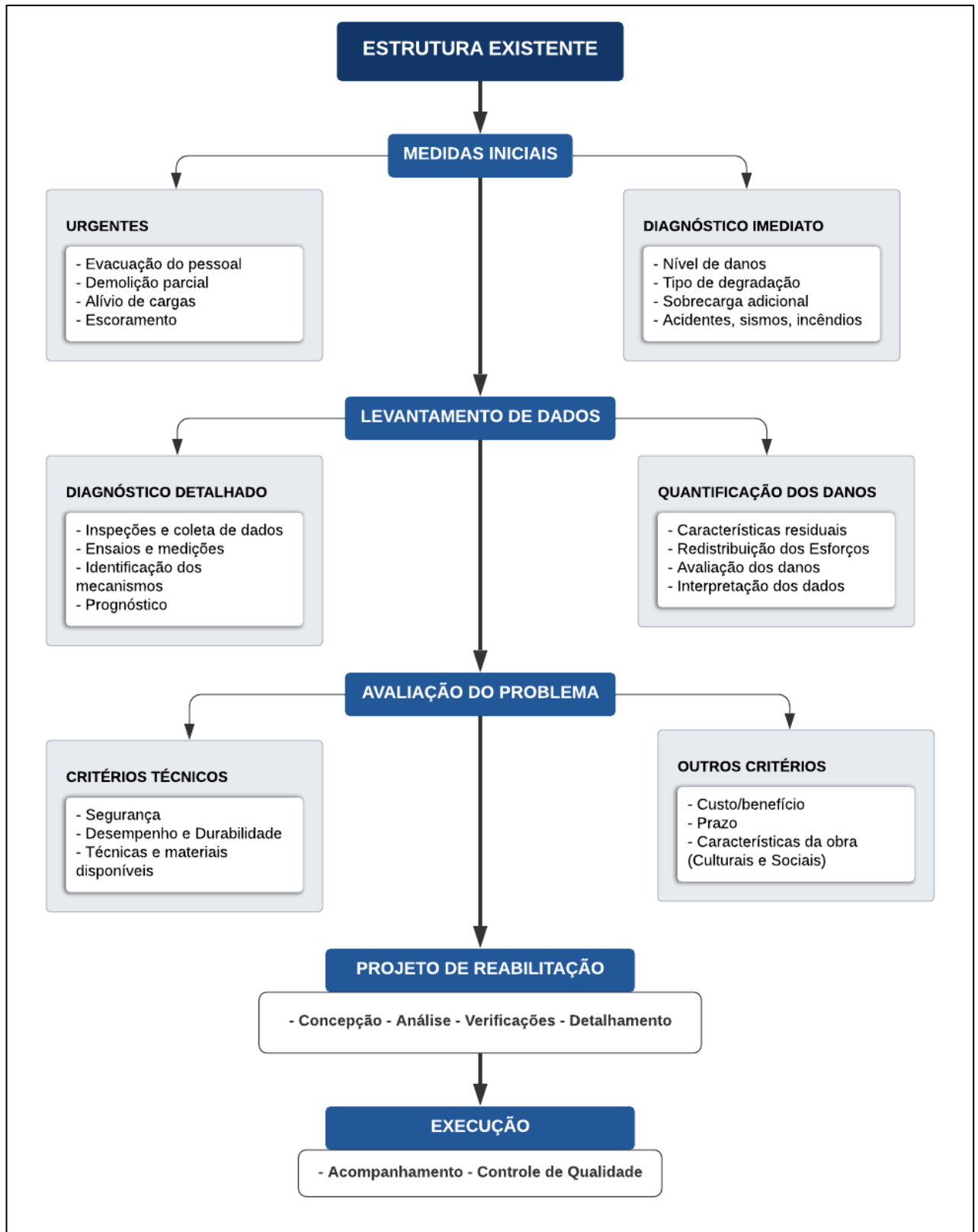
- Definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se o reforço - e a extensão desta intervenção - e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- Determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou do elemento estrutural, e, conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;

- Indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;
- Avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- Escolha da técnica executiva a utilizar;
- Determinação das tarefas necessárias e das quantidades reais de trabalho a realizar, isto é, definição do custo real da empreitada, em conjunto com os elementos da inspeção técnica.

Segundo Helene & Pereira (2007), a escolha dos materiais e da técnica de correção a ser empregada depende do diagnóstico do problema, das características da região a ser corrigida e das exigências de funcionamento do elemento que vai ser objeto da correção. Por exemplo: nos casos de elementos estruturais que necessitam ser colocados em carga após algumas horas da execução da correção, pode ser necessário e conveniente utilizar sistema de base epóxi ou poliéster. No caso de prazos um pouco mais dilatados (dias), pode ser conveniente utilizar argamassas e grautes de base mineral e, nas condições normais de solicitação (após 28 dias) os materiais podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados.

Dessa forma, com base nas conceituações apresentadas, a Figura 03 apresenta um esquema resumido das etapas de um processo de reabilitação adaptado de Souza (1991). De acordo com esse mesmo autor, após a adoção das primeiras medidas, deve-se fazer uma inspeção cuidadosa observando tanto os elementos danificados quanto os íntegros e, dependendo da necessidade, podem ser realizadas provas de carga para avaliar as características residuais da estrutura e as causas da degradação. Percebe-se que o levantamento de dados visa obter o máximo possível de informações da edificação e das condições dos elementos estruturais deteriorados a fim da elaboração de um diagnóstico que fundamente a avaliação do problema e conseqüentemente a escolha da técnica mais adequada para situação, possibilitando o desenvolvimento do projeto de reabilitação da estrutura danificada.

**Figura 3 – Esquema do processo de reabilitação de uma estrutura**



Fonte: Adaptado de Souza (1991).

Nessa contextualização, é possível afirmar que a escolha da técnica utilizada na reabilitação é a variável mais importante do processo, uma vez que além dos critérios de segurança e desempenho, o custo final de obras de recuperação ou reforço de estruturas de concreto é função direta da solução (projeto) adotada para a execução da mesma, considerando-se aí incluídos cálculos, metodologias, especificações de materiais e trabalhos complementares, que são muitas vezes determinantes na avaliação da própria viabilidade econômica da obra.

Além da correta escolha da técnica, é importante a escolha de uma mão de obra com experiência e especializada, pois os serviços realizados durante o reforço são praticamente artesanais e deve-se adotar um critério de execução extremamente rigoroso.

### **2.3 TÉCNICAS USUAIS DE RECUPERAÇÃO E/OU REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**

De acordo com Valenzuela (2010), faz-se presente a recuperação e/ou reforço em uma estrutura quando existe a necessidade de aumentar a sua capacidade resistente ou corrigir possíveis falhas que fazem supor que a capacidade de carga prevista inicialmente diminuiu.

Antes da realização da recuperação e/ou reforço em uma estrutura é fundamental avaliar qual é o tipo de deficiência a estrutura apresenta, separando os casos com deficiência de armaduras, esmagamento de seção, falta de inércia da seção do elemento estrutural, etc. É necessário enfatizar que deve também ser avaliado o espaço disponível para a sua implantação e qual a aderência no arranjo arquitetônico.

Conforme Machado & Machado (2015), os reforços podem ser aplicados de três maneiras distintas em uma estrutura existente: sob a forma passiva, isto é, elementos que somente passam a trabalhar quando ocorrem as deformações sob carga; sob a forma ativa, isto é, o elemento de reforço já é instalado sob carga e transfere esse esforço ao elemento a ser reforçado mesmo antes que ocorram as deformações sob carga, e finalmente, sob forma mista quando se utilizam de forma associada os reforços ativos e passivos.

De acordo com Fernandes *et al.* (2002), no caso dos reforços passivos, os materiais de reforço irão em geral funcionar apenas para o acréscimo de carga, sendo mobilizados via o acréscimo de deformação. Para ultrapassar em parte esta limitação, a estrutura deverá ser aliviada de todas as cargas que possam ser removidas durante a execução do reforço, de modo a garantir que os novos elementos estruturantes sejam mobilizados para a maior parcela possível das ações variáveis. O ideal será anular parcial ou totalmente o estado de deformação

correspondente às ações permanentes, através de processos auxiliares (escoramento, etc.). Em contraponto, no caso dos reforços ativos, tal medida não é necessária, pois o próprio controle da deformação do elemento estrutural associado ao processo garante a transmissão da parcela de carga pretendida para os materiais de reforço.

A seguir serão apresentadas as principais técnicas para a realização da recuperação e/ou reforço de uma estrutura.

### 2.3.1 ENCAMISAMENTO

Segundo Timerman (2011), o encamisamento consiste basicamente no reforço da estrutura com a inserção de uma nova camada que pode ser constituída por concreto, por microconcreto ou por graute, dependendo da espessura necessária para adequação da estrutura. Essa metodologia é utilizada principalmente em casos de reforço em elementos com deficiência de inércia ou a perda de seção de armaduras associada à corrosão, em que são inseridas novas armaduras sejam elas passivas ou ativas.

Este sistema apresenta a vantagem de uma grande compatibilidade entre o material original e o de reforço, bem como uma ampla superfície de contato entre ambos, que possibilita a necessária transferência de esforços. O resultado final é um elemento notavelmente monolítico, capaz de incrementar a resistência e rigidez do elemento original.

Nesse sistema de reforço, é essencial o conhecimento completo da estrutura, pois esses aumentos das seções originam um grande acréscimo de sobrecarga, podendo gerar problemas em outros elementos estruturais.

**Figura 4 - Reforço utilizando técnica de encamisamento**



Fonte: Timerman (2011).

### 2.3.2 PROTENSÃO EXTERNA

De acordo com Pinheiro (2018), esta técnica baseia-se, basicamente, em ancorar os cabos externamente à estrutura e então tracioná-los, podendo haver desvios em sua trajetória por meio de desviadores. O cabo retilíneo com desvios é denominado poligonal, muito usado no caso de protensão exterior, em que os cabos ficam livres de contato com a estrutura exceto pelos os pontos de ancoragem e desvios, onde acabam por introduzir as forças de sentido contrário às solicitações.

Timerman (2011) coloca que, uma das principais vantagens que se apresenta no concreto protendido é a que permite atuar sobre os elementos deformados e submetidos às cargas de serviço sem necessidade de precisar descarregá-los e eliminar a deformação existente. Os elementos recuperarão suas formas iniciais sob a ação da força de protensão enquanto esta vai penetrando progressivamente em carga.

As principais desvantagens se apresentam principalmente em função da necessidade de utilização de equipamentos e técnicas não convencionais, requerendo mão de obra especializada. Bem como, é essencial uma excelente proteção à corrosão principalmente nas ancoragens e desvios. Outro ponto é que, o reforço fica exposto, havendo perigo de ser danificado por impactos ou ação de incêndios. Além disso, a ruína em um só ponto pode inutilizar todo o cabo, havendo significativa perda do reforço total da obra.

**Figura 5 - Reforço em ponte de concreto armado utilizando protensão externa**



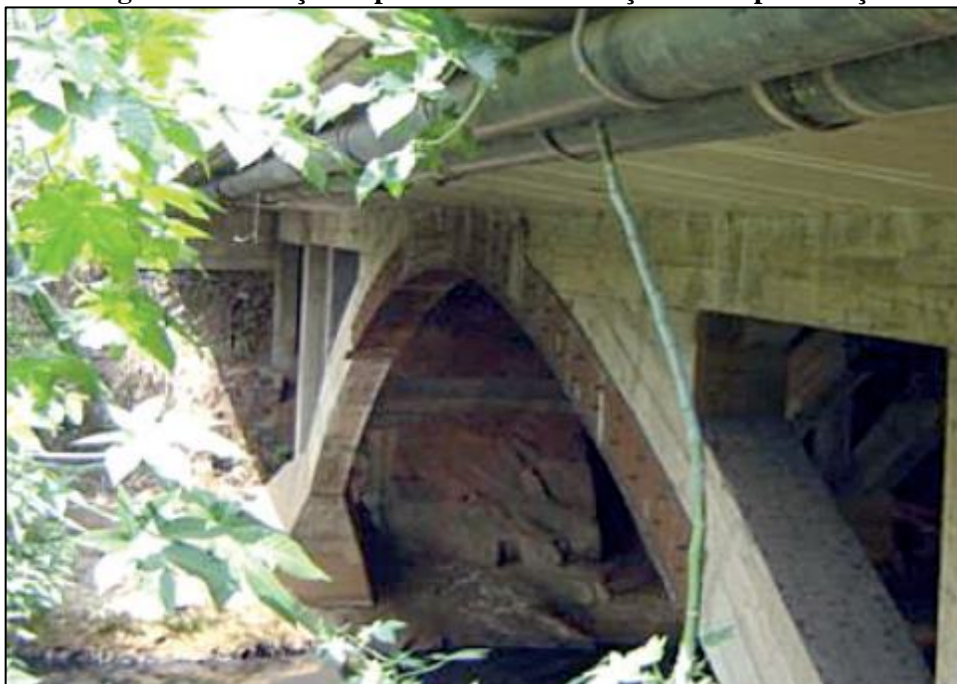
Fonte: Timerman (2011).

### 2.3.3 ADIÇÃO DE CHAPAS E PERFIS METÁLICOS

Ripper & Souza (1998) afirmam que, quando se trata de adicionar capacidade resistente, uma opção muito eficiente e de rápida execução, recomendada principalmente para situações que requerem emergência ou não permitem grandes alterações na geometria das peças, é a do reforço exterior por colagem - ou chumbamento - de chapas metálicas ou de perfis, com ajuda de resinas injetadas, que promovem a eficiência da aderência entre concreto e o aço.

Segundo Fernandes, *et al.* (2002), a colagem de chapas metálicas é uma técnica especialmente adequada quando há deficiência nas armaduras existentes e as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do concreto são consideradas ser adequadas.

**Figura 6 - Reforço em ponte utilizando adição de chapas de aço**



Fonte: Timerman (2011).

### 2.3.4 ADIÇÃO DE POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRA (FRP)

São considerados como sistemas compostos de polímeros reforçados com fibras (*FRP - Fiber Reinforced Polymer*) os materiais estruturados com fibras contínuas e uma matriz polimérica (resina). As fibras desempenham a função de resistência mecânica e rigidez ao elemento, enquanto que a matriz polimérica promove a aderência e a compatibilidade entre as fibras e o substrato que está sendo reforçado. Estruturalmente, a fibra mais utilizada é a de

carbono em virtude de suas propriedades mecânicas, e da melhor aplicabilidade em relação ao contato com a resina.

Segundo Machado & Machado (2015), nos últimos anos, esses materiais têm sido amplamente utilizados para o reforço de estruturas, tendo passado de poucas dezenas de aplicações por voltados anos 80, até milhares nos dias de hoje. Esses sistemas criaram uma nova oportunidade de recuperação de edificações em que as características originais precisavam ser preservadas, tais como edifícios históricos ou de interesse artístico, ou naqueles em que as técnicas tradicionais existentes não poderiam ser efetivamente implantadas.

**Figura 7 - Reforço utilizando compósitos FRP**



Fonte: Timerman (2011).

## **2.4 REFORÇO COM CHAPAS METÁLICAS COLADAS**

As chapas e perfis metálicos utilizados na recuperação de estruturas de concreto no Brasil são produzidos segundo normas estrangeiras, principalmente a ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e a DIN (*Deutsche Industrie Normen*), ou fornecidos segundo denominação do próprio fabricante. Os aços disponíveis no Brasil são listados na Tabela 1.

**Tabela 1 - Principais referências dos aços utilizados no Brasil**

<b>Aços de média resistência para uso geral</b>	
<b>Descrição</b>	<b>Material</b>
Perfis, chapas e barras redondas acima de 50 mm	ASTM A- 36
Chapas finas	ASTM A-570 e SAE 1020
Barras redondas (6 a 50 mm)	SAE 1020
Tubos redondos sem costura	DIN 2448, ASTM A-53 grau B
Tubos quadrados e retangulares, com e sem costura	DIN 17100
<b>Aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, média resistência mecânica</b>	
Chapas	USI-SAC 41 (USIMINAS)
Chapas	Aço estrutural com limite de escoamento de 245 MPa (COSIPA)
<b>Aços estruturais, baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, alta resistência mecânica</b>	
Chapas	ASTM A-242, ASTM A-588 COS-AR-COR (COSIPA), USI-SAC-50 (USIMINAS) e NIOCOR (CSN)
Perfis	ASTM A-242, A-588 (COFAVI)

Fonte: IBDA – Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura, 2011.

Nas obras de reforço com utilização de estrutura metálica, a escolha do tipo de aço é realizada em função de aspectos diversos, normalmente associados aos seguintes aspectos:

- Meio ambiente onde as estruturas se localizam;
- Previsão do comportamento estrutural de suas partes;
- Meio industrial com atmosfera agressiva à estrutura;
- Proximidade da orla marítima;
- Manutenção necessária e disponível ao longo do tempo.

Os fatores supracitados influenciam a escolha do tipo de aço a ser utilizado de diversas maneiras. Em condições ambientais agressivas, com forte atuação de intempéries, por exemplo, aços de alta resistência à corrosão são exigidos. Da mesma maneira, peças comprimidas com elevado índice de esbeltez ou peças fletidas em que a deformação (flecha) é fator preponderante exigem aços de média resistência mecânica. No caso de peças com baixa esbeltez e onde a deformação não é relevante, fica mais economicamente viável a utilização de aços de alta resistência (IBDA – Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura, 2011).

O reforço por colagem de chapas metálicas coladas com resinas epóxi consiste em fixar chapas nas faces tracionadas das peças de forma que se possa aumentar o valor da carga máxima a ser aplicada sobre a peça. A armadura adicional colada atuará efetivamente para o

aumento da capacidade resistente da peça, visto que esta trabalhará perfeitamente solidária graças ao uso de resinas epoxídicas para a colagem das chapas.

Silveira (1997) coloca que o motivo da escolha da resina epoxídica está na grande resistência tanto à compressão quanto à tração que ela apresenta no curto espaço de tempo em que atinge o nível de resistência desejado e na sua capacidade aderente tanto ao concreto como ao aço. A resina epoxídica não sofre retração, evitando-se fissuras, e tem coeficiente de dilatação térmica próximo ao do concreto e do aço, mas exige estudo do traço a ser utilizado por causa da grande variabilidade de suas características ao se alterar as proporções dos componentes.

De acordo Reis (1998), dentre as inúmeras vantagens proporcionadas pela utilização de resinas epóxi no campo das reparações e reforços, percebe-se que uma das mais importantes é a de permitir a união de aço a concreto. As principais vantagens observadas na aplicação desse tipo de intervenção são:

- Rapidez na execução;
- Não utilização de materiais molhados ou úmidos;
- Ausência de vibrações e baixo nível de ruídos;
- Não há necessidade de instalações auxiliares importantes;
- Pequeno acréscimo de seção;
- Utilização de materiais comuns;
- Custo bem inferior quando comparado às outras técnicas;

Em relação à interferência no uso da estrutura durante a execução da reabilitação, depende da estrutura que sofrerá a intervenção. No caso de carregamento preponderantemente móvel, como em pontes e viadutos, nem sempre é necessário o uso de escoramentos. Já no caso de edificações, o escoramento é necessário, pois o peso próprio é bem maior proporcionalmente que a sobrecarga. Sendo assim, o simples descarregamento das sobrecargas não é suficiente para que, ao recarregar a estrutura, o reforço também entre em carga.

Outra vantagem é que, como a armadura suplementar aparece em forma de chapas de aço, alterando muito pouco as dimensões finais da peça, não há necessidade de se fazer uma redistribuição das ações no restante da estrutura. Esta técnica, no entanto, tem sido criticada devido aos seguintes fatores:

- A colagem das chapas impede a visualização de fissuras que podem aparecer, indicando deficiência da capacidade portante da peça, bem como a visualização de possíveis deteriorações por corrosão na face interna da viga, causadas por eventual penetração de umidade entre a chapa e a cola;
- Tanto a chapa de aço, devido à pequena espessura, quanto a resina epóxi apresentam baixa resistência a elevadas temperaturas. Isto aumenta o risco de ruína no caso de incêndio;
- Tendência de descolamento das extremidades da chapa em relação ao substrato devido às elevadas concentrações de tensão nessa região;
- Exigência de não haver umidade para a utilização com resina epóxi.

#### 2.4.1 CARACTERIZAÇÃO

As chapas metálicas são coladas na face inferior para vigas sujeitas a momento fletor positivo e na face superior para seções sujeitas a momentos fletores negativos. A força atuante na chapa de reforço é transmitida através da camada de cola. Esta transmissão é contínua ao longo de toda a chapa.

Segundo Campagnolo (1993), o sucesso dessa técnica dependerá da qualidade do adesivo utilizado, da preparação da superfície de aço e do concreto que receberá o reforço, e do modo como o reforço é executado. Sobre os adesivos, é importante que os mesmos tenham resistência mecânica e módulo de deformação compatíveis com o projeto, resistam às variações de umidade e de temperatura, e sejam de fácil aplicação. Embora tanto as resinas epóxi e as de poliéster possam ser utilizadas como adesivos, a responsável pela popularização da técnica de chapa colada foi à resina epóxi de alta qualidade. As propriedades da resina epóxi responsáveis pela sua grande eficiência são:

- Grande resistência mecânica;
- Grande velocidade em adquirir resistência;
- Ótimo comportamento frente à agressão de agentes químicos;
- Proporciona excelente aderência entre o aço e o concreto.

À vista disso, Reis (1998) coloca que em uma ligação de dois materiais mediante colagem, a adesão é a característica mais relevante. A intensidade dessa adesão depende da

qualidade do adesivo, do estado das superfícies dos dois materiais e das propriedades dessas superfícies.

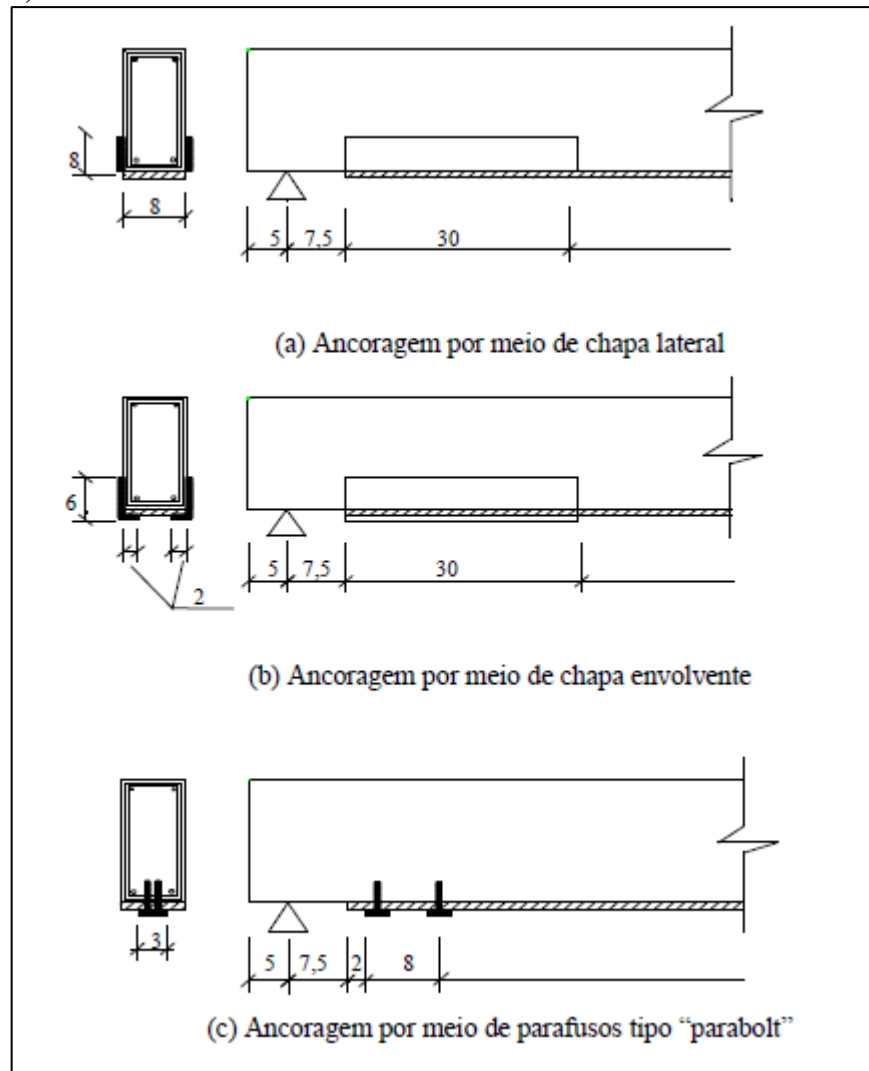
Reis (1998) também estabelece que, no reforço de vigas ou lajes de concreto, por meio de colagem de chapas de aço com resinas epóxi, deve-se sempre garantir um valor limite mínimo de adesividade tangencial. Esta limitação tem por finalidade prevenir a ocorrência de falhas no plano da ligação, produzidas por esforços tangenciais causados pelo carregamento.

O CEB-FIB *Bulletin n° 162* (1983) define alguns critérios para a utilização desses materiais, as espessuras da camada de resina epóxi e das chapas de aço devem respeitar limites máximos de 1,5 mm e 3,0 mm, respectivamente. Havendo necessidade de chapa com maior espessura, devem ser utilizados sistemas especiais de ancoragem. Entretanto, mesmo utilizando esses dispositivos, a espessura da chapa não deve ser superior a 10 mm, pois chapas mais espessas, sendo pouco flexíveis, não se adaptam às irregularidades da superfície do concreto. Por outro lado, chapas muito finas são problemáticas, pois empenam e dificultam a sua colocação. Outrossim, o aumento na capacidade resistente da peça reforçada deve ser inferior a 50% da capacidade original (antes do reforço).

De acordo com Rodrigues (1994), o coeficiente largura/espessura ideal da chapa varia entre 50 e 60. Coeficientes iguais ou menores do que 40 poderão causar tensões excessivas na região de colagem, resultando no levantamento das extremidades das chapas.

Nesse tipo de reforço, é imprescindível garantir uma superfície de concreto com resistência suficiente para transmitir os esforços de cisalhamento atuantes na ligação. A resistência da chapa não deve ser totalmente explorada. Para evitar descolamento na região de ancoragem, deve-se utilizar chumbadores metálicos ou estender a chapa até regiões onde ela não seja necessária. Campagnolo (1993) indica alguns tipos de ancoragens para esses casos, como observado na Figura 8.

**Figura 8 - Possibilidades de ancoragem da chapa metálica, conforme Campagnolo (2013), a) utilizando chapa lateral; a) chapa envolvente; c) chumbadores.**



Fonte: Campagnolo (1993) *apud* Moraes (2017).

Segundo Souza & Ripper (1998), para obter uma aderência satisfatória entre a chapa de aço e o elemento de concreto, deve-se pressionar a chapa de forma uniforme através de, por exemplo, escoras metálicas ajustadas. Esse sistema deve ser mantido até o total endurecimento da resina, não podendo ser inferior a 24 horas. Esse tempo de endurecimento varia em função das características do tipo de resina aplicado e da temperatura do ambiente. Caso o comprimento da chapa de aço não seja o suficiente para cobrir a extensão do reforço, as emendas devem ser realizadas com soldas.

Consoante o CEB-FIB *Bulletin n° 162* (1983), quando as chapas forem coladas com o objetivo de reforço à flexão, deve-se prever uma largura de chapa um pouco menor que a largura da viga, cobrindo as extremidades com adesivo para evitar a penetração de água. Se a

chapa necessitar de um comprimento de ancoragem superior ao espaço físico disponível na estrutura, deverá ser previsto o encamisamento do pilar junto à viga com chapas soldadas, ou utilizar estribos pré-tracionados nas extremidades, estes podendo ser em barras rosqueadas de aço ASTM A36.

Analisando as tensões de transferência entre o aço e o concreto através de finas camadas de resina, que é o caso típico de colagem das chapas, o CEB-FIP *Bulletin n° 162* (1983), comenta que o papel da preparação prévia das superfícies de concreto, a partir do conceito de que a força de ligação aço-resina-concreto é diretamente proporcional à área e especialmente à largura da superfície de contato, mesmo contando com o fato de que a distribuição das tensões não é uniforme.

Do mesmo modo, Souza & Ripper (1998) afirmam que a rugosidade da superfície é importante, por aumentar a aderência química entre as partes, apesar de ser desprezível a sua contribuição em termos de desenvolvimento de resistência mecânica. Uma superfície muito rugosa tornará difícil a aplicação da resina, podendo levar a descontinuidades na película de cola, com formação localizada de bolhas de ar que nada mais serão do que o resultado do desprendimento da resina pela ação de seu próprio peso - excesso pontual de espessura de cola - uma contrariedade imposta pela lei da gravidade às tensões de aderência. Já uma superfície praticamente lisa também pode implicar dificuldades, particularmente em termos de compatibilidade com a estrutura da superfície de aço.

Assim, conforme Silveira (1997), o mais apropriado é a obtenção de uma superfície uniformemente rugosa, com a aspereza resultante de sua submissão a jatos de areia, por exemplo, ou, quando tal não for possível, pela contínua e cuidadosa percussão provocada por martelo de agulhas.

Para garantia de melhor aderência, a superfície de concreto, depois de apicoada, deve ser limpa a jatos d'água sob pressão e seca pela aplicação de jatos de ar comprimido, de modo a estar limpa e seca na altura da aplicação da resina. Se houver fissuras na superfície de concreto, estas deverão ser convenientemente seladas, antes da execução do reforço, de forma a impedir toda e qualquer fuga de resina.

Além disso, Souza & Ripper (1998) estabelecem que é necessário que as superfícies das chapas de aço recebam correto tratamento. As superfícies que estarão em contato com o adesivo devem ser submetidas a um tratamento conhecido como decapagem, responsável pelo aumento da sua capacidade aderente. Após esse tratamento, essas superfícies devem ser protegidas com filme autocolante, prevenindo problemas no transporte, manuseamento e

armazenamento das mesmas. Esse filme só deve ser retirado imediatamente antes da aplicação das chapas. Enquanto as que não estarão em contato com o adesivo devem receber uma pintura anticorrosiva.

#### 2.4.2 MODOS DE RUPTURA

O entendimento e a identificação dos modos de ruptura são fundamentais para a análise do comportamento dos novos materiais e desenvolvimento de critérios de dimensionamento do reforço. Segundo Santos (2006), os modos de ruína possíveis para a estrutura reforçada pela colagem de elementos metálicos ou compósitos podem ser sintetizados em três grupos:

- Ruínas clássicas de estruturas de concreto armado (escoamento das armaduras e/ou esmagamento do concreto);
- Ruína dos materiais aplicados (material colado ou adesivo);
- Ruína da ligação concreto-adesivo-reforço.

De maneira geral, com o aumento da espessura da chapa não se consegue um aumento significativo na capacidade de carga, devido às limitações da resistência ao cisalhamento do concreto e da tensão de aderência da chapa com o concreto. Segundo Branco (2011), em vigas reforçadas, levando em conta a espessura da chapa, a ruína pode ocorrer das seguintes maneiras:

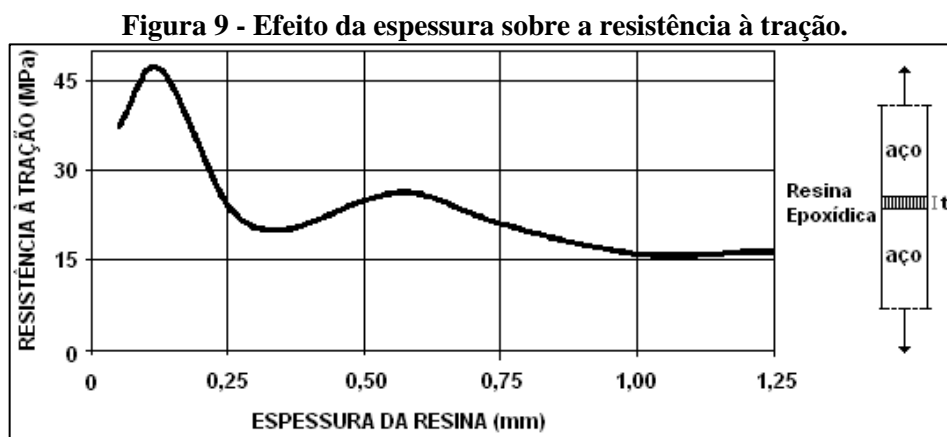
- Vigas com chapa de 3mm, após o escoamento da armadura de tração e da chapa de reforço, a ruptura ocorre por esmagamento do concreto na região central.
- Vigas com chapas de 5mm e 8mm, a ruptura ocorre por arrancamento da chapa de aço nas extremidades do material de reforço, devido ao esforço de cisalhamento. As tensões de tração na chapa não atingem o limite elástico e há pouco acréscimo no momento fletor de ruptura.

Com relação às resinas de base epóxi também se deve considerar os efeitos da temperatura, pela sua sensibilidade ao calor. Em temperaturas superiores à 70°C suas características resistentes começam a ficar prejudicadas.

Para Ripper & Souza (1998), independentemente da natureza da solicitação (flexão, cisalhamento, compressão, tração, etc.), a ruptura do concreto reforçado com fibras de

carbono ou chapa de aço sempre ocorre no concreto. As características que regem o sistema de transferência de esforços através das resinas são:

- Compressão: total mobilização da resistência à compressão do concreto quando as tensões são perpendiculares à interface;
- Tração: um valor médio nominal igual à tensão de tração do concreto  $f_{ct,k}$  será perfeitamente admissível e seguro, mesmo se for considerada uma excessiva dispersão dos valores (>50%). As resistências à tração das resinas ( $f_{rt}$ ) são muitas vezes superiores à do concreto, sendo esta diferença diretamente dependente da espessura da camada de resina (Figura 9);
- Cisalhamento: a resistência à adesão deve ser tomada igual à  $f_{tk}$ . Nota-se que, de maneira geral, a resistência ao cisalhamento (considerado aqui o valor último da mesma) é mobilizada para valores muito pequenos de deslizamento entre as partes ( $s \leq 0,02\text{mm}$ ).



Fonte: Ripper e Souza (1998).

Assim, pelo exposto, infere-se que as espessuras de resina devem sempre ser pequenas, da ordem de um milímetro, e que é a resistência característica do concreto à tração que condiciona a resistência última da ligação, pelo que será perigoso estabelecer-se sistemas de reforço deste tipo para concretos com  $f_{ck} < 17,5$  MPa.

A aderência entre concreto-resina-aço é primordial para o bom funcionamento do reforço, pois proporciona a transferência de esforços entre os elementos. Estudos mostram variadas soluções para prevenir tipos de ruptura por falha de aderência e destacamento da chapa, por exemplo: aumento na relação largura/espessura da chapa; utilização de chumbadores e outros dispositivos para ancoragem das chapas (Deghenhard *et al*, 2016).

### 2.4.3 ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE O REDORÇO COM CHAPAS

Os primeiros estudos realizados objetivando o uso de chapas metálicas para o reforço de vigas de concreto armado ocorreram na década de 60. Desde então, muitas pesquisas foram desenvolvidas visando o aprimoramento da técnica, que vem sendo bastante utilizada e com relativo sucesso no reforço de estruturas de concreto armado (SANTOS, 2006).

O método de aplicação, cujos primeiros estudos se devem a U. Hermite & J. Bresson (1971) é bastante simples, tratando-se da colagem de finas chapas de aço à superfície de concreto com resina epóxi, criando um elemento estrutural composto concreto-cola-aço, o que possibilita aumentar a resistência do elemento a momentos fletores e forças cortantes. Conseqüentemente, obtém-se um aumento da rigidez do elemento, diminuindo a sua deformabilidade.

Nas décadas de 1970 e de 1980 surgiu a maioria dos trabalhos sobre o assunto, iniciando-se com Svamy, Jones & Mays (1987), na Inglaterra, que foram responsáveis por uma série de ensaios que permitiu que a técnica das chapas coladas tivesse um nível de utilização prática antes não alcançado (SANTOS, 2006).

A estes estudos seguiram-se os de Cánovas (1988), no Instituto Eduardo Torrojas, na Espanha, D. Van Gemert *et al.* (1991), na Katholieke Universiteit Leuven, na Bélgica, Hussein e Ziraba (1994, 1995), na King Fahd University of Petroleum and Minerals, na Arábia Saudita, Oehlers & Moran (1990), na University of Adelaide, na Austrália, Theillout (1992), no Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, na França, e Campagnolo *et al.* (1995), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, entre outros. Silveira (2002) desenvolveu-se um método para o projeto de chapas coladas, e comparou os resultados obtidos por este método com os de Bresson, Cánovas, Van Gemert, Ziraba, Oehlers e Campagnolo, chegando a resultados bastante satisfatórios.

## 2.5 REFORÇO COM COMPÓSITOS FRP

Genericamente, considera-se compósito todo material multifásico, artificialmente construído, que apresente uma significativa parcela das propriedades de todos os materiais que o integram, de forma que a melhor combinação destas propriedades seja alcançada. Em sua maioria, são formados pela combinação de apenas dois componentes; um é denominado matriz, que é contínua e envolve completamente o outro componente, frequentemente denominado componente disperso. De acordo com esta característica, os compósitos podem ser classificados em três grupos: particulares (reforçados com partículas), fibrosos (reforçados com fibras) e compósitos estruturais. (BEBER, 2003).

O reforço com compósitos de fibra além de possuir características semelhantes às encontradas em sistemas de reforços realizados com chapas de aço tais como a enorme variedade de casos em que podem ser empregadas, é uma técnica rápida, fácil e de eficaz aplicação. O fato de as dimensões das estruturas permanecerem praticamente inalteradas é um fator determinante na adoção desse tipo de reforço. O baixo peso específico do sistema de reforço é uma grande vantagem em relação à adoção de chapas metálicas (MORAES, 2017).

Beber (2003) afirma que para um mesmo incremento de resistência, 2 kg desse material compósito poderiam substituir 47 kg de aço. Outras características são a maleabilidade e o comprimento oferecido por certos tipos de compósito de fibra. Os tecidos, por exemplo, além de serem fabricados de forma contínua, permitem o uso em locais mais complexos, onde a utilização das chapas se torna impossível. Essas duas vantagens, juntamente com a sua leveza, facilitam a manipulação e aplicação do reforço com fibra de carbono, e uma execução rápida. A resistência à corrosão desse sistema também é importante, uma vez que elimina uma série de cuidados necessários quando o reforço é feito com chapas metálicas.

### 2.5.1 CARACTERIZAÇÃO

Machado & Machado (2015) definem que, esses compósitos, conhecidos como Polímeros Reforçados com Fibras ou simplesmente *Fiber Reinforced Polymer (FRP)*, formados a partir de fibras contínuas associadas à uma matriz polimérica, são materiais heterogêneos, anisotrópicos, apresentam um comportamento linear-elástico até a sua ruptura, onde a resistência e a rigidez dos compósitos de FRP depende, basicamente, do tipo de fibra, da matriz polimérica e da interface entre estas duas.

### 2.5.1.1 Matriz

A matriz dos compósitos reforçados com fibras apresenta variadas funções. Em princípio ela é responsável pela união das fibras que compõem o compósito, atuando como o meio através do qual as solicitações externas são transmitidas e distribuídas para as fibras. Apenas uma parcela muito pequena desta solicitação é absorvida pela matriz. (Beber, 2003)

Outrossim, a matriz polimérica tem também, como função, atuar na proteção das fibras, formando uma camada entre as fibras e o ambiente, protegendo-as contra a abrasão, umidade, oxidação e agentes agressivos, de natureza química e biológica. As propriedades químicas, térmicas e elétricas dos compósitos são afetadas pela escolha da resina que irá compor a matriz polimérica.

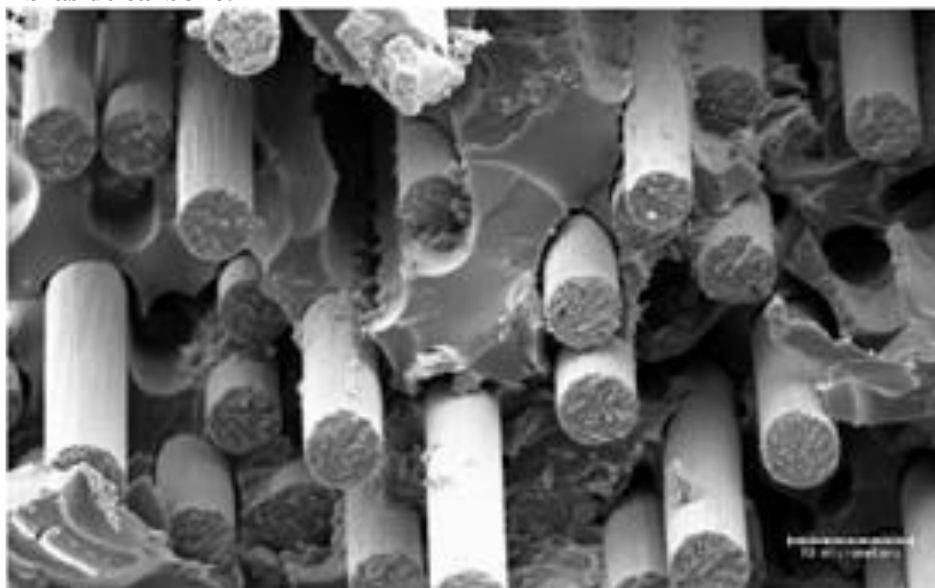
Segundo Beber (2003), quando uma carga é aplicada em um compósito, constituído por uma matriz de baixo módulo de elasticidade, reforçada com fibras de alta resistência e módulo de elasticidade, a matriz polimérica, sob tensão, transfere a carga para as fibras, que determinam a caracterização do compósito. De acordo com Hollaway (1993) *apud* Beber (2003), a matriz polimérica deve:

- Unir as fibras e proteger suas superfícies durante o manuseio, fabricação e ao longo de toda sua vida útil;
- Dispersar e separar, ordenadamente, as fibras com o objetivo de evitar a propagação de fissuras e consequente ruptura do compósito;
- Transferir integralmente as tensões para as fibras por atrito ou adesão;
- Ser química e termicamente compatível com a fibra.

Atualmente, existe uma grande variedade de matrizes disponíveis para a fabricação de compósitos de FRP. As matrizes poliméricas podem ser originadas a partir de resinas termorrígidas e termoplásticas. No âmbito dos reforços estruturais, as resinas termorrígidas, representam a matriz ideal para a confecção dos compósitos de FRP, porque proporcionam, dentre outras propriedades, boa estabilidade térmica, boa resistência química e baixa fluência (ACI 440, 2017). Sendo a resina epoxídica a mais comumente empregada em aplicações da engenharia estrutural.

A Figura 10 mostra uma ampliação em microscópio eletrônico da matriz polimérica de um sistema composto estruturado com fibras de carbono. As fibras de carbono do tecido se encontram totalmente envoltas pelas resinas da matriz polimérica.

**Figura 10 - Imagem microscópica de uma matriz polimérica composta por fibras de carbono.**



Fonte: Machado & Machado B. (2015)

### 2.5.1.2 Fibras

As fibras podem ser definidas como um material filantar, cuja razão entre comprimento e diâmetro seja no mínimo igual a 100. Embora não haja restrições quanto a um diâmetro mínimo, o máximo diâmetro não deve ser superior a 0,25 mm (Beber, 2003; ASTM, 1996).

Hollaway (1993) *apud* Beber (2003) ressalta que construir fibras envolve alinhar as moléculas do material, ao passo que a alta resistência à tração está associada à melhoria da atração intermolecular resultante deste alinhamento, sendo a mais importante propriedade das fibras é seu módulo de elasticidade. Dessa forma, as principais características das fibras utilizadas na fabricação de compósitos são:

- Extraordinária resistência mecânica aos esforços de tração ( $f_{fk} = 2800MPa$ ).
- Extraordinária rigidez frente aos esforços axiais de tração.
- Bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas.
- É um material inerte e que, portanto, apresenta elevada resistência a ataques químicos, não sofre corrosão e possui estabilidade térmica e reológica.
- Baixo peso específico,  $1,6 \text{ g/cm}^3$  (cerca de 5 vezes mais leve que o aço). Coeficiente de dilatação térmica na direção longitudinal da fibra  $-10-6/^{\circ}C$  (10 vezes menos que o do concreto).

As principais fibras, utilizadas comercialmente em aplicações da engenharia civil, incluindo-se também os concretos reforçados com fibras, são as de vidro (*Glass*), carbono (*Carbon*) e aramida (*ARomatic polyAMID*).

- ***Fibras de vidro***

As fibras de vidro são largamente utilizadas para aplicações em engenharia civil, principalmente pela excelente relação custo de produção/propriedades mecânicas (ACI 440, 2017).

De um modo geral, as fibras de vidro podem ser divididas em dois grupos. O primeiro com módulo de elasticidade de cerca de 70 GPa e resistência à tração variando entre 1000 MPa e 2000 MPa, como por exemplo as fibras do tipo E, A, C e E-CR. O segundo grupo apresenta módulo de elasticidade de cerca de 85 GPa, com resistência à tração variando entre 2000 MPa e 3000 MPa, como por exemplo as fibras do tipo R, S e AR (HOLLAWAY & LEEMING, 1999 apud BEBER, 2003). As fibras de vidro do tipo R e S caracterizam-se pela alta resistência e são largamente empregadas na indústria aeroespacial, porém, devido ao elevado custo de produção não são atraentes em aplicações na engenharia civil (KENDALL, 1997 apud BEBER, 2003).

- ***Fibras de aramida***

A mais popular das fibras orgânicas, a aramida, foi comercialmente introduzida pela DuPont no ano de 1965, sendo, no início da década de 70, aplicada na fabricação do Kevlar™, compósito utilizado na confecção, entre outros, de coletes à prova de balas (JUVANDES, 1999). As fibras de aramida apresentam resistências da ordem de 3000 MPa e módulo de elasticidade variando entre 60 GPa e 120 GPa. As fibras de aramida são resistentes ao fogo e apresentam excelente desempenho sob elevadas temperaturas (HOLLAWAY & LEEMING, 1999 apud BEBER, 2003). A maior virtude das fibras de aramida é sua tenacidade, o que contribui para o seu excelente desempenho em situações de impacto de veículos e cargas.

- ***Fibras de carbono***

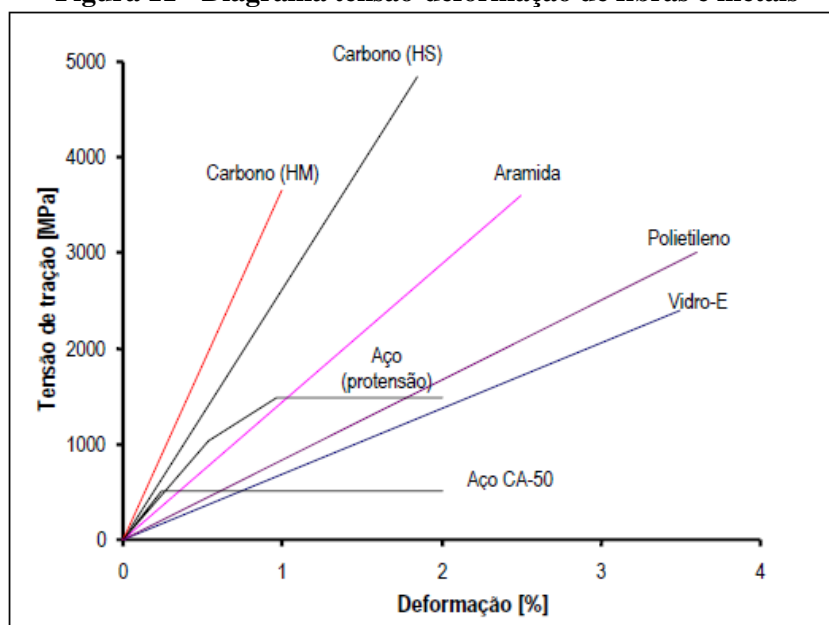
Silva Filho *et al* (2019) explana que as fibras de carbono são produto de um processo de oxidação de fibras orgânicas precursoras, tais como o poliácrlonitril ou com base no alcatrão derivado do petróleo o do carvão, seguido do processamento em ambiente inerte a elevadas temperaturas, cerca de 1500°C, pelo qual o polímero torna-se muito fino e dá origem à fibra carbono. Quando esse processamento ocorre sob temperaturas próximas a 3000°C, são obtidas fibras de grafite. O produto final apresenta elevadíssima resistência mecânica devido ao alinhamento dos átomos de carbono ao longo da fibra precursora que ocorre durante o processo térmico. Quanto maior a temperatura em que o processo industrial se realiza maior será o módulo de elasticidade do material resultante, que varia desde 100GPa a 300GPa para as fibras de carbono até 650 GPa para as fibras de grafite. Ao mesmo passo, quanto maior o módulo de elasticidade maior é o custo do material, o produto de maior módulo de elasticidade (grafite) custando cerca de 15 a 20 vezes mais caro do que a fibra de carbono com o módulo de elasticidade situado no extremo inferior da faixa (MACHADO, 2010).

Para Taylor (1994) *apud* Beber (2003), a fibra de carbono é material altamente promissor, baseado na força das ligações carbono-carbono e na leveza do átomo de carbono, o mesmo destaca que as fibras de carbono são caracterizadas por uma combinação de baixo peso, alta resistência e grande rigidez. O seu alto módulo de elasticidade e, de certo modo, alta resistência, dependem do grau de orientação das fibras, ou seja, do paralelismo entre os eixos das fibras.

### 2.5.2 PROPRIEDADES

A razão principal para reforçar polímeros é aumentar a sua rigidez, embora ao empregar-se elementos de grande rigidez, aumente-se, também, a resistência à tração, à compressão e ao impacto, além de melhorar a resistência à fadiga. Selecionando-se dentre as diversas fibras disponíveis, geometrias e polímeros, as propriedades mecânicas e de durabilidade podem ser adequadas a uma aplicação particular (BEBER, 2003). A Figura 11 apresenta o diagrama tensão-deformação para comparação entre os diferentes tipos de fibras e os metais.

**Figura 11 - Diagrama tensão-deformação de fibras e metais**



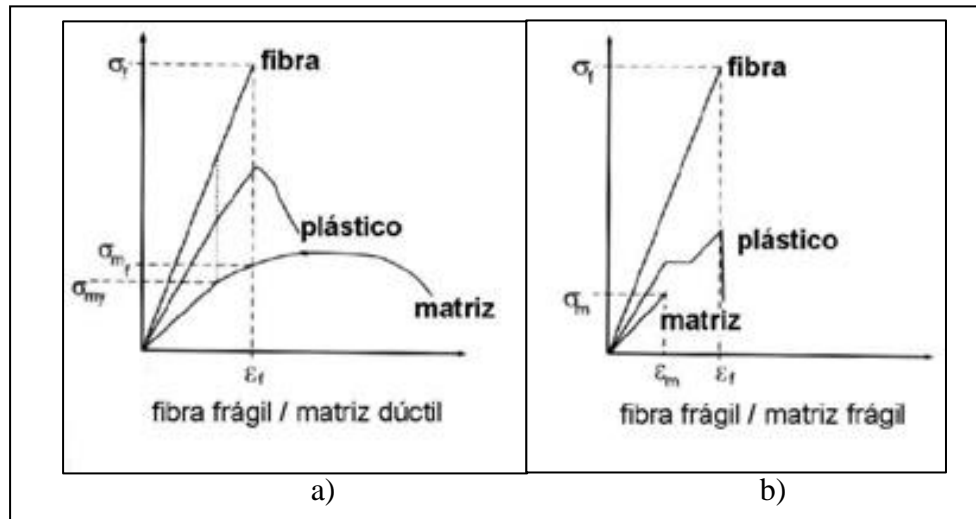
Fonte: Beber (2003).

De acordo com Machado & Machado (2015), a tensão de tração e espessuras dos sistemas FRP são dependentes de uma série de fatores. Uma vez que as fibras, em tais compósitos, absorvem quase todo o carregamento, conseqüentemente, sua orientação e sua quantidade, assim como a maneira com que são fabricadas afetam as propriedades de resistência a tração das mesmas. Ao mesmo passo, os sistemas FRP aderidos externamente não devem ser utilizados para o reforço à compressão devido à falta de testes que possam validar tal utilização. Edwards (1998) *apud* Beber (2003) ressalva que, devido às baixas deformações de ruptura e falta de um patamar de escoamento, os compósitos são muito sensíveis à concentração de tensões. Por isto recomenda-se evitar quinias no reforço com compósito.

De acordo com Machado (2010), a matriz polimérica tem necessariamente que ter um alongamento de ruptura muito maior do que o alongamento que ocorre na fibra, para permitir que a mesma continue a possuir capacidade de carga mesmo após a tensão na fibra ter atingido a sua tensão de ruptura.

Para tanto, segundo o mesmo autor, os sistemas compostos com fibras devem trabalhar segundo o critério da fibra agindo com uma ruptura frágil e a matriz polimérica com uma ruptura dúctil, conforme indicado na Figura 12.a). Dessa maneira fica descartada a possibilidade de que o sistema composto entre em colapso pela ruptura frágil da matriz, possibilidade de ocorrência que está indicada na Figura 12.b).

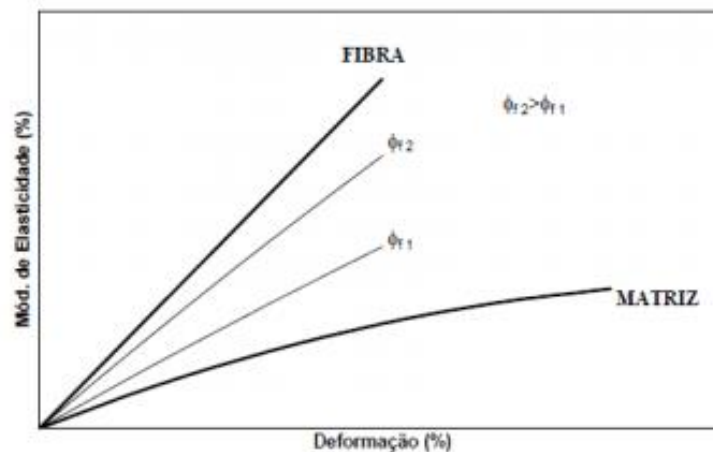
**Figura 12 - Diagramas de ruptura da matriz polimérica: a) dúctil, b) frágil.**



Fonte: Adaptado de Machado (2010).

Carvalho (2005) destaca que a eficiência mecânica dos compósitos depende exclusivamente da maximização do teor de fibras em relação ao teor de resina, pois as fibras possuem propriedades mecânicas superiores às matrizes. A Figura 13 apresenta a variação do módulo de elasticidade em função de diferentes teores de fibras. Pode-se notar que, quanto maior o teor de fibras, mais o comportamento do compósito se aproxima do comportamento das fibras.

**Figura 13 - Variação do módulo de elasticidade em função do teor das fibras**



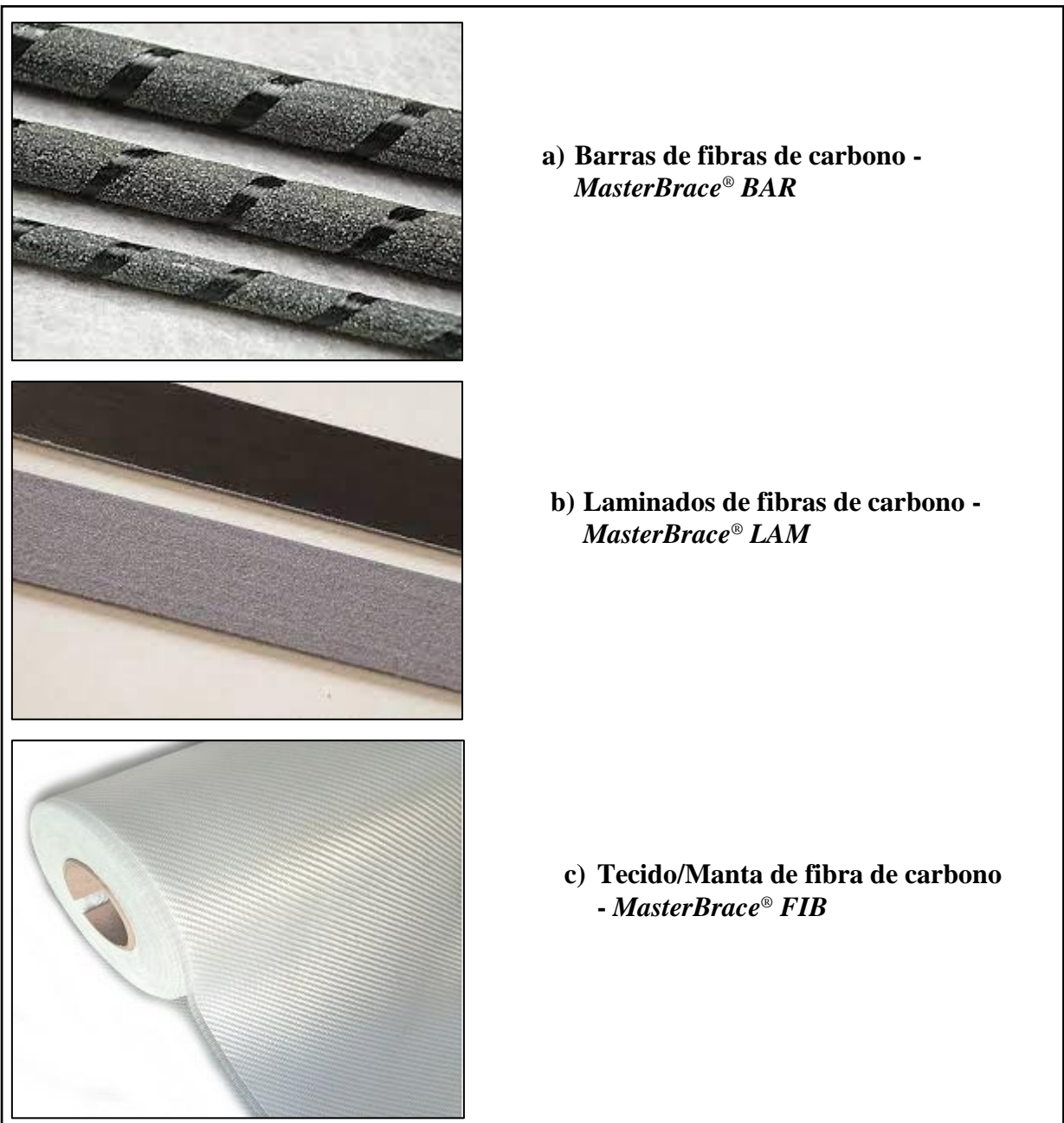
Fonte: Carvalho (2005).

De acordo com Hollaway & Leeming (1999) *apud* Beber (2003), o alto módulo de elasticidade dos compósitos e alta resistência dependem do grau de orientação das fibras, ou seja, do quanto os seus eixos são paralelos, visando principalmente o aumento da resistência e rigidez na direção desejada. As virtudes estruturais dos materiais compósitos dependem

principalmente do tipo e da quantidade de fibras utilizadas na direção medida. Para tanto, existe uma grande variedade de configurações para a orientação das fibras, que podem ser divididas em três grandes grupos:

- *Unidirecional*: todas as fibras alinhadas em uma única direção;
- *Bidirecional*: as fibras estão alinhadas perpendicularmente em duas direções;
- *Aleatória*: as fibras são distribuídas aleatoriamente nas várias direções em um mesmo plano.

**Figura 14 - Exemplos de orientação das fibras: a) barras - unidirecionais; b) lâminas - bidirecionais; c) mantas - bi ou multidirecionais.**



Fonte: Catálogo *Master Builders - MasterBrace®* (2021)

As fibras têm diâmetros entre 0,07 e 0,10 milímetros, podendo ser longas quando contínuas ou curtas quando fios cortados. A relação entre comprimento e diâmetro médio das fibras curtas é chamada de fator de tamanho. As propriedades de um compósito com fibras curtas são muito dependentes dessa relação, sendo a resistência mecânica do compósito maior para maiores fatores de tamanho (SILVA FILHO *et al*, 2019).

### 2.5.3 COMPÓSITOS DE *CFRP* (POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO)

A evolução na tecnologia de novos materiais tornou possível substituir as clássicas chapas de aço para reforço de estruturas de concreto por materiais de alta qualidade. Isto conduziu a ideia de se utilizar mantas, tecidos ou laminados de fibras unidirecionais e contínuas em matrizes de resina epóxi. Os polímeros reforçados com fibras de carbono ou *carbon fibre reinforced polymers (CFRP)* destacam-se como os mais apropriados para o reforço estrutural de elementos de concreto armado devido ao alto desempenho mecânico das fibras de carbono, permitindo uma significativa redução nas dimensões dos elementos empregados para este fim (BEBER, 2003). Os compósitos de CFRP destacam-se, principalmente por que:

- As fibras de carbono apresentam as maiores relações entre resistência e rigidez com seu peso próprio;
- As fibras de carbono mantêm a alta resistência e rigidez sob temperaturas elevadas;
- À temperatura ambiente, e as fibras de carbono não são afetadas pela umidade e ação de vários solventes, ácidos e bases;
- As fibras de carbono apresentam uma diversidade de características físicas e mecânicas, permitindo que os compósitos apresentem grande versatilidade para diversas aplicações em engenharia;
- Os processos de fabricação de fibras e compósitos encontram-se altamente desenvolvidos, são relativamente baratos e apresentam uma excelente relação custo-benefício.

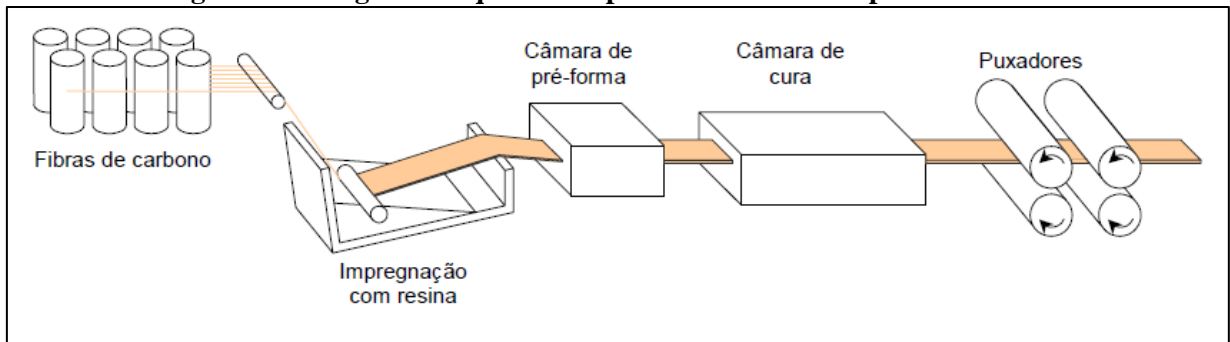
Swamy *et al* (1997) *apud* Beber (2003) comentam que a aplicação de mantas, tecidos ou laminados de compósitos de CFRP nas faces tracionadas de vigas de concreto armado, ao invés de chapas de aço, apresenta vantagens significativas, principalmente quando as

condições operacionais são desfavoráveis. De fácil manuseio e bastante leves, as mantas/laminados podem ser coladas sem a necessidade de escoramento pesado e caro.

Atualmente, os compósitos de CFRP destinados ao reforço estrutural têm sido comercializados sob a forma de sistemas de compósitos pré-fabricados e curados *in situ*. Os sistemas pré-fabricados consistem na substituição das tradicionais chapas metálicas por sistemas laminados semi-rígidos de CFRP do tipo unidirecional.

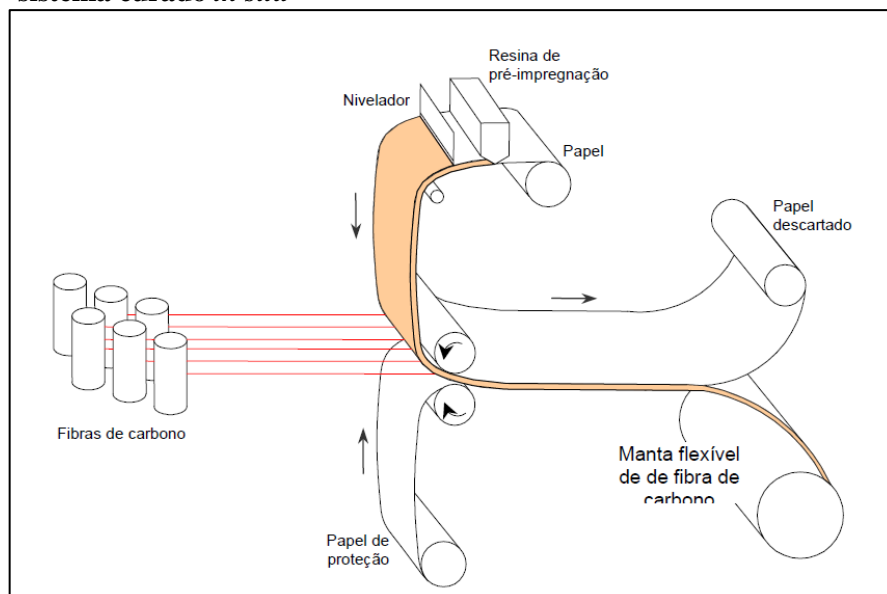
Enquanto que os sistemas curados *in situ* configuram-se um sistema constituído por fibras contínuas, sob a forma de fios, mantas ou tecidos, em estado seco ou pré-impregnado, aplicados sobre um adesivo epóxi previamente espalhado sobre a superfície do elemento de concreto a ser reforçado (JUVANDES, 1999).

**Figura 15 - Diagrama esquemático processo de sistemas pré-fabricados**



Fonte: Beber (2003).

**Figura 16 - Diagrama esquemático do processo de fabricação do sistema curado *in situ***



Fonte: Beber (2003).

A seleção de um sistema de reforço com compósitos de FRP envolve, além do compósito, o estabelecimento do agente responsável pela sua aderência ao elemento de concreto sendo reforçado (JUVANDES, 1999). Estes sistemas empregam adesivos que têm sido formulados especificamente para otimizar seu comportamento estrutural, sob as mais variadas condições ambientais a que possam ser expostos.

No caso dos sistemas pré-fabricados, o agente adesivo é um material distinto do compósito de FRP. Nos sistemas curados in situ, o agente adesivo é a própria resina de impregnação das fibras e de polimerização do compósito. Este adesivo, também denominado resina de saturação, desempenha o papel de matriz do compósito e promove a transferência de esforços entre as fibras e destas para a superfície onde está colada. Nos dois sistemas, geralmente empregam-se resinas de natureza epóxi.

De acordo com Juvandes (1999), quanto ao critério de agrupamento das fibras no plano, distinguem-se dois casos, apresentados no Quadro 01.

**Quadro 1 - Critério de agrupamento das fibras no plano**

Designação		Descrição	Orientação das fibras	Estado
<b>MANTAS</b> [ <i>Sheets</i> ]		Disposição de faixas contínuas e paralelas de fibras sobre uma rede de proteção 200 – 300 g/m <sup>2</sup>	unidirecionais	secas
				pré-impregnadas [i]
<b>TECIDOS</b>	<i>Woven roving</i> [ii]	Entrelaçamento direcionado de dois fios ou faixa de fibras [600 – 800 g/m <sup>2</sup> ]	bidirecionais	secos
	<i>Mat</i> [ii]	Espalhamento aleatório das fibras em uma esteira rolante que, depois são pulverizados com resina para adquirir consistência	multidirecional	
	<i>Cloth</i> [ii]	Fios contínuos tecidos por processo têxtil convencional [150 – 400 g/m <sup>2</sup> ]	uni, bi ou multidirecional	pré-impregnados [i]

[i] aplicação de uma camada suave de resina sem a cura total (*prepreg*);

[ii] designação internacional para o arranjo das fibras no plano.

Fonte: Juvandes (1999).

Apesar de não caracterizarem formulações do tipo adesivo, destacam-se ainda, a imprimação do substrato através do *primer* e a regularização da superfície com *putty*,

produtos com a capacidade de complementar e potencializar o desempenho destes adesivos. O *primer* apresenta a característica de penetrar na superfície de concreto por capilaridade, de modo a melhorar a propriedade adesiva da superfície, para a recepção da resina de saturação ou do adesivo. Por sua vez, o *putty* elimina pequenas irregularidades na superfície com o intuito de evitar o aprisionamento do ar e garantir uma superfície uniforme para a aplicação do compósito. Estes produtos são indispensáveis, principalmente nas aplicações de sistemas curados *in situ* (JUVANDES, 1999). Um panorama geral das principais características e alguns aspectos típicos de instalação de cada um destes sistemas é apresentado no Quadro 02.

**Quadro 2 - Principais características dos sistemas CFRP**

Característica	Sistemas Pré-fabricados	Sistemas curados <i>in situ</i>
Forma	tiras ou laminados	mantas ou tecidos
Espessura	1,0 a 1,5 mm	0,1 a 0,5 mm
Utilização	colagem dos elementos pré-fabricados com adesivo	colagem e impregnação das mantas e tecidos com resina (moldado e curado <i>in situ</i> )
Aspectos típicos da instalação	salvo condições especiais, aplicável somente em superfícies planas	independente da forma da superfície, necessidade de arredondamento dos cantos
	adesivo tixotrópico para colagem	resina de baixa viscosidade para colagem e impregnação
	geralmente uma única camada	freqüentemente várias camadas
	rigidez do compósito e tixotropia do adesivo permitem a tolerância de algumas imperfeições na superfície reforçada	aplicação do <i>putty</i> é necessária para prevenir o descolamento por imperfeição da superfície
	aplicação simplificada, maior garantia de qualidade (sistema pré-fabricado)	versatilidade de aplicação, necessita de rigoroso controle de qualidade
	controle de qualidade (má aplicação e mão-de-obra de baixa qualidade = perda da ação compósita entre o reforço e a estrutura, problemas na integridade do reforço a longo prazo)	

Fonte: Juvandes (1999).

Beber (2003) apresenta as diversas vantagens do CFRP, quando comparado com os materiais usualmente utilizados para reforço, dentre as quais pode-se citar:

- **Alta resistência e rigidez** – Para aplicações no reforço estrutural, vêm sendo utilizados compósitos cujos valores de resistência têm sido cerca de 3 a 5 vezes maior que do aço;
- **Massa específica reduzida** - A densidade dos compósitos representa apenas cerca de 20% da densidade do aço;

- ***Facilidade de transporte e manuseio*** - O peso dos compósitos é tão baixo que, por exemplo, uma chapa de material compósito com 20 metros de comprimento pode ser carregada por apenas um homem;
- ***Versatilidade de projeto*** – Os compósitos não possuem limitação de comprimento, podendo, ainda, ser aplicados em número variável de camadas para atender à uma situação particular;
- ***Menor necessidade de fixação*** - Mantas flexíveis e laminados pré-fabricados de material compósito apresentam menores espessuras que chapas de aço com capacidade equivalente. Isto ajuda a reduzir efeitos das tensões que conduzem ao descolamento do reforço, diminuindo a necessidade da utilização de elementos para a ancoragem e fixação dos reforços;
- ***Durabilidade*** - Os materiais compósitos não sofrem deterioração proveniente da ação de agentes agressivos, químicos, físicos ou biológicos. No entanto, atenção especial deve ser dada à ação da radiação ultravioleta;
- ***Resistência à ação do fogo*** - Os materiais compósitos apresentam menor condutividade térmica que o aço, conseqüentemente reduzindo o efeito do fogo nas camadas internas de adesivo. O material compósito carboniza ao invés de queimar, mantendo o reforço operante por um período de tempo maior do que o reforço com chapa de aço colada;
- ***Manutenção*** - Os materiais compósitos não necessitam de manutenção periódica, o que diminui sensivelmente os custos globais de adoção deste sistema de reforço;
- ***Menor tempo de interdição*** - Muitas das vantagens práticas apresentadas acima se combinam, permitindo que o tempo de instalação de sistemas de reforço com compósitos possa ser diminuído significativamente, principalmente quando comparado ao sistema de reforço com chapas de aço. Assim como os custos de instalação, devido ao tempo, serão menores, da mesma forma, minimiza-se, o tempo da interrupção de tráfego, por exemplo, ou da interdição de uma edificação;
- ***Protensão*** - A possibilidade de se protender os materiais compósitos cria novas perspectivas para a sua aplicação. A aplicação de materiais compósitos pode ser utilizada para substituir sistemas de protensão danificados, aumentar a resistência ao cisalhamento pela indução de tensões longitudinais. Ainda, a formação de fissuras pode ser inibida, e o estado limite de utilização da estrutura aumentado.

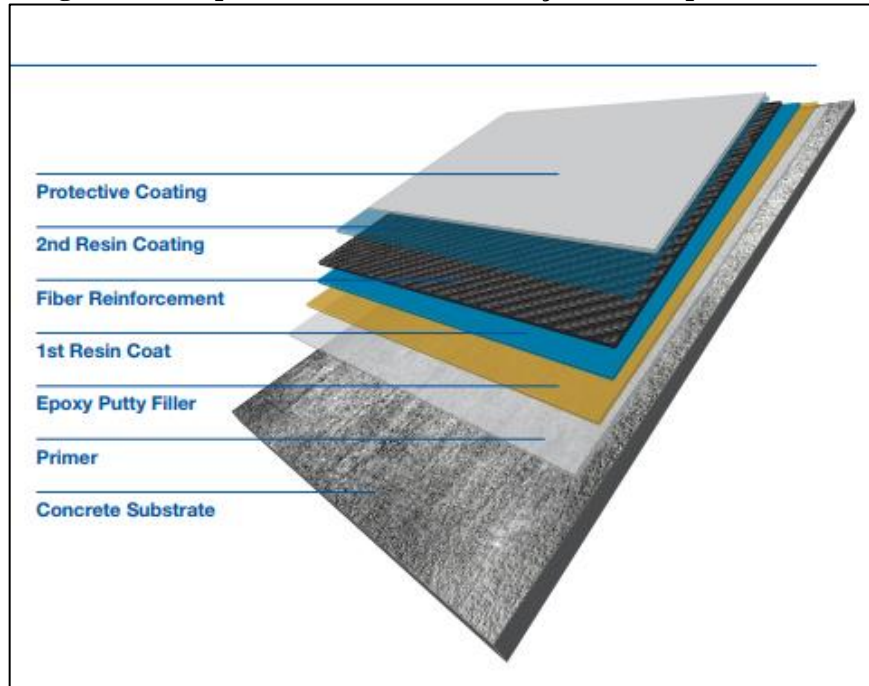
Como desvantagens, os materiais compósitos apresentam uma intolerância quanto à preparação da superfície. Uma superfície irregular pode conduzir à possibilidade de modos de ruptura frágeis, associados ao destacamento do reforço. Além disso, o custo dos materiais compósitos é, ainda, maior do que outros materiais de reforço, em especial as chapas de aço com a mesma capacidade de resistência. Desta forma, o custo é, portanto, o fator mais influente quando se avaliam os méritos de técnicas de reforço alternativas. Particularmente, para o caso de novas técnicas, o custo tende a diminuir na medida em que um número cada vez maior de fornecedores e empresas entram neste mercado. A comparação de custos entre as diversas técnicas de reforço disponíveis deve considerar não somente o custo dos materiais, mas principalmente, a mão-de-obra e os custos operacionais que envolvem cada uma delas. A aplicação de materiais compósitos tem demonstrado ser a solução mais econômica em virtualmente todos os casos (HOLLAWAY & LEEMING, 1999, *apud* BEBER, 2003).

Machado (2010) estabelece que a sequência para a execução dos sistemas compostos estruturados com fibras de carbono pode ser assim resumida, conforme ilustrado na Figura 17:

- a) Recuperação do substrato de concreto armado para que o sistema possa ser aderido com segurança;
- b) Imprimação da superfície sobre a qual será aplicado o sistema para se estabelecer uma ponte de aderência entre o substrato de concreto e o sistema composto. Para tanto se utiliza um imprimador epoxídico (primer) com elevado teor de sólidos que, ao penetrar nos poros do concreto e ao estabelecer uma película sobre a superfície do concreto, cria uma interface altamente eficiente para a transmissão de esforços entre o composto e a peça de concreto;
- c) Regularização e correção das imperfeições superficiais do substrato de concreto, de modo a estabelecer um plano adequadamente nivelado. É utilizada uma pasta epoxídica contendo alto teor de sólidos para calafetar eventuais imperfeições superficiais e criar um plano desempenado para a aplicação do sistema composto;
- d) Aplicação da primeira camada de resina saturante com alto teor de sólidos que servirá para impregnar (saturar) a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície do concreto;
- e) Aplicação da lâmina de fibra de carbono que vai reforçar o sistema composto;
- f) Aplicação da segunda camada de resina saturante para completar a impregnação da lâmina de fibra de carbono e acabando de conformar a matriz epoxídica que envelopa o sistema;

- g) Aplicação (opcional) de película de acabamento com elevado teor de sólidos, alto brilho e resistente à corrosão, com o objetivo de proteção e/ou acabamento estético para o sistema;

**Figura 17 - Sequência executiva do reforço com compósitos CFRP**



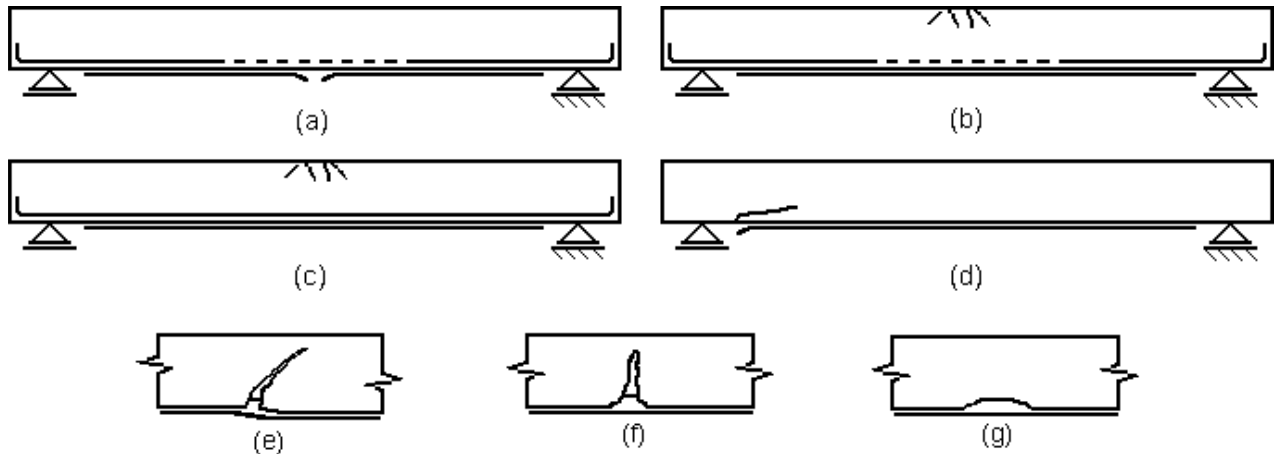
Fonte: Catálogo técnico MasterBrace® (2018).

#### 2.5.4 MODOS DE RUPTURA

Solicitadas à flexão, vigas de concreto armado, reforçadas com compósitos de FRP, podem apresentar modos de ruptura variados. Quando as taxas de armadura e a quantidade de reforço forem significativamente reduzidas, o escoamento da armadura pode ser seguido da ruptura do reforço à tração. Por outro lado, se estes valores forem elevados, a ruptura ocorrerá por esmagamento do concreto, enquanto o aço poderá ou não ter entrado em escoamento, dependendo da taxa de armadura. Finalmente, a ligação entre o compósito e o concreto pode falhar. O descolamento pode ocorrer em função da propagação repentina de fissuras no adesivo (a maioria das resinas é frágil); *peeling off* do compósito de FRP por causa de fissuras de flexão e cisalhamento no concreto; e o arrancamento da camada de concreto entre o compósito e a armadura longitudinal (TRIANTAFILLOU & PLEVRIS, 1992, *apud* BEBER 2003).

Dentre as classificações encontradas, a de Triantafillou (1998) *apud* Araújo, (2002) é a mais representativa dos modos de ruptura para reforços à flexão. Os sete modos de ruptura em estruturas reforçadas à flexão são:

**Figura 18 - Modos de ruptura vigas solicitadas à flexão**



Fonte: Araújo (2002).

- (a) Escoamento da armadura interna seguido de ruptura do reforço.
- (b) Escoamento da armadura interna seguido de esmagamento do concreto.
- (c) Esmagamento do concreto.
- (d) Destacamento do compósito nas extremidades da zona de ancoragem.
- (e) Descolamento do compósito próximo às fissuras inclinadas.
- (f) Descolamento do compósito provocado por fissuras de flexão.
- (g) Descolamento do compósito provocado por irregularidades na superfície do concreto e falha na concretagem.

Os três primeiros modos listados, (a), (b) e (c) podem ser caracterizados como clássicos, uma vez que sua análise pode ser feita pelos métodos convencionais: hipótese das seções planas, compatibilidade de deformações e equilíbrio das forças.

Segundo Silva Filho *et al* (2019), o escoamento da armadura seguido de ruptura do reforço (a) pode acontecer quando as taxas de aço e de reforço forem excepcionalmente baixas, assim como a deformação de ruptura do compósito, ou ainda devido a uma elevada resistência à compressão do concreto. O esmagamento do concreto (c), ao contrário, ocorre quando as taxas de reforço e de aço são elevadas.

O modo (b) seria o dimensionamento ótimo do reforço, onde a ruína é governada pelo escoamento do aço, em conjunto com o esmagamento do concreto enquanto o reforço permanece intacto. Os demais modos, (d), (e), (f) e (g), representam ruínas que ocorrem de maneira frágil e brusca.

O destacamento do compósito nas extremidades da zona de ancoragem (d) é o modo mais crítico no dimensionamento do reforço. Pode ser decorrente de fissuras de cisalhamento do concreto junto à interface concreto-adesivo nas extremidades do compósito. Nos locais próximos às demais fissuras de cisalhamento, é menos provável a ocorrência de destacamento do compósito (e), pela própria continuidade do reforço de flexão. Quando há uma deformação relativamente alta do compósito junto às fissuras de flexão, pode ocorrer o descolamento do reforço, que é o modo (f) de ruptura (SILVA FILHO, *et al*, 2019).

O modo de ruptura (g), causado por descolamento do reforço em função de irregularidades na superfície do concreto, má concretagem e espalhamento incorreto da resina, pode ser prevenido se forem seguidos os cuidados na execução do reforço.

### 2.5.5 ASPECTOS IMPORTANTES SOBRE O REFORÇO COM FRP

Observar-se que nas últimas duas décadas, houve um aumento considerado do uso de FRP como reforço de estruturas no setor da construção civil. No entanto, a utilização deste reforço apresenta falhas, como por exemplo, o descolamento frágil e prematuro na interface concreto/reforço, diminuindo sua eficiência. Até o presente momento, muitos pesquisadores buscaram aprofundar seus conhecimentos sobre a técnica de colagem de compósitos de FRP, principalmente em carbono, na estrutura em busca de explorar ao máximo a capacidade resistente destes materiais, os quais estão descritos na sequência.

Abdelrahman *et al.* (1997) *apud* Fortes (1998), após ensaiarem vigas de 6,2 m de comprimento reforçadas com PRFC, concluíram que as vigas armadas, de referência e reforçadas, possuem comportamentos semelhantes antes da fissuração. Entretanto, após o início da fissuração, as vigas reforçadas apresentam significativa diferença devido às características mecânicas do PRFC.

Shehata (1998) elaborou um programa experimental para estudar a viabilidade de reforçar com FRPC as peças de concreto da cobertura de uma indústria localizada em Winnipeg, no Canadá. A escolha pelo material de reforço foi baseada nas suas características

de elevada resistência, pequena espessura, facilidade de aplicação, resistência aos álcalis do cimento e menor custo comparado a outras técnicas de reforço.

No Brasil, vários centros de pesquisas têm se interessado pelo tema, alguns já tendo iniciado trabalhos referentes ao reforço de vigas de concreto armado ao esforço de cisalhamento, através de colagem de fitas de PRFC nas faces laterais da alma de vigas retangulares, utilizando o mesmo material adotado no estudo experimental objeto desse trabalho. Outros centros optaram pela utilização de mantas de PRFC e estudos variando a quantidade de reforço.

Beber (1999) desenvolveu seus estudos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul ensaiando dez vigas retangulares de concreto armado reforçadas por aplicação de lâminas de PRFC, via úmida, na face inferior das vigas. Em 2003, o mesmo autor verificou a viabilidade da utilização de laminados pré-fabricados e mantas flexíveis pré-impregnadas de PRFC no reforço à flexão e ao cisalhamento. Foram analisados os modos e cargas de ruptura, deformações específicas, descolamentos e distribuição de tensões em vigas com seção transversal 15 x 30 cm e comprimento de 300 cm.

Meneghetti (2007) analisou a viabilidade e eficiência da utilização de compósitos com fibras de carbono, vidro e aramida no reforço à flexão de vigas utilizando ensaios com carregamento estático. As vigas ensaiadas apresentavam 300 cm de comprimento e seção transversal 15 x 30 cm e o reforço foi dimensionado para aumentar a capacidade de carga em cerca de 25% e 45%.

Ferrari e Hanai (2009) verificaram a viabilidade da utilização de compósito de alto desempenho à base de cimento portland e fibras e microfibras de aço destinado a constituir o substrato de transição.

Pesquisas mostram que a colagem de PRF sobre a superfície tracionada das vigas reforçadas à flexão foi muito eficiente em termos de aumento da capacidade de carga, porém alguns problemas foram identificados, como a ruptura prematura por destacamento ou descolamento do reforço, trazendo problemas extremamente indesejáveis, pois estas falhas ocorrem sem aviso, antecipando a ruína da viga reforçada e impossibilitando o total aproveitamento da elevada resistência dos compósitos. Para tal problemática os pesquisadores têm procurado encontrar soluções para resolver este empasse, propondo alguns detalhes executivos para melhorar a ancoragem do reforço na estrutura, a fim de conseguir explorar o seu potencial máximo. A nova técnica baseada na inserção dos FRP na camada de cobrimento de concreto, conhecida pelo termo *Near Surface Mounted* (NSM), tem sido objeto de estudo

devido às inúmeras vantagens, como constatado por Silva Filho (2004), Castro (2005), Menon *et al.* (2008), Arquez (2010), dentre outros.

## 2.6 MODELOS ANALÍTICOS DE REFORÇO

O projeto de reabilitação de uma estrutura de concreto armado deve ser feito de forma a atender às condições de segurança em relação aos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS) e aos critérios de durabilidade. Existe, portanto, a necessidade de definir os coeficientes de segurança, as características mecânicas residuais e as hipóteses de dimensionamento mais adequadas para cada situação (REIS, 1998).

Os projetos de dimensionamento de estruturas, tanto de concreto armado como de protendido, obedecem às normas técnicas brasileiras existentes, como por exemplo, a NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. No entanto, no caso de projetos de dimensionamento dos elementos de reforço, o mesmo não ocorre, pois não existem normas técnicas específicas sobre esse assunto. Por isso, os métodos utilizados atualmente são baseados em experiências e bom senso dos projetistas, obedecendo aos critérios existentes em normas para a construção de novas estruturas em concreto armado ou protendido.

Ao mesmo passo, Souza & Ripper (1998) determinam que o projeto de dimensionamento dos elementos de reforço inicia-se com a avaliação da resistência residual da estrutura danificada, pois assim o projetista pode avaliar o quanto pode ser aproveitado da estrutura já existente e, conseqüentemente, em quanto será reduzida a necessidade de reforço, impactando na viabilidade técnica e econômica da realização do reforço, e na escolha da melhor solução.

Segundo Machado & Machado (2015), o procedimento para a verificação da necessidade de reforço de uma viga de concreto armado segue os seguintes passos:

1. Determinação do momento fletor majorado máximo que atuará na viga,  $M_{d.máx}$ ;
2. Determinação do momento resistente à flexão da viga a partir das características geométricas da seção e das características mecânicas dos materiais constituintes da mesma,  $M_{Rd}$ ;

3. Comparação de  $M_{d.máx}$  com  $M_{Rd}$ : se  $M_{Rd} > M_{d.máx}$ , a viga não necessitará de reforço à flexão. Caso  $M_{Rd} < M_{d.máx}$ , será necessário reforçar a viga;
4. Se o reforço for necessário, determina-se o seu modo de ruptura: se for domínio 2 ou 3, o reforço será calculado para a condição de viga subarmada. Caso seja domínio 4, o reforço será calculado para a condição de uma peça superarmada.

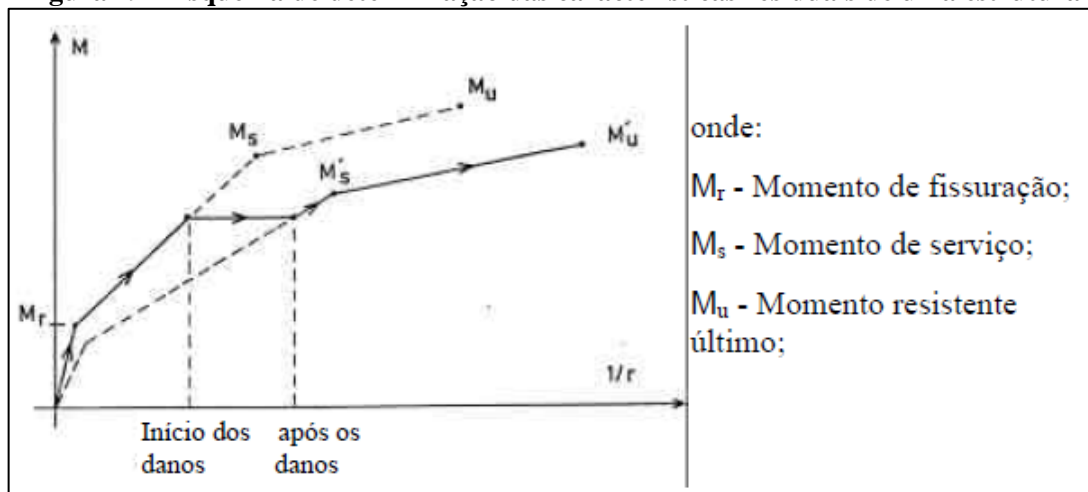
A estimativa das características mecânicas da estrutura antes e após a reabilitação pode ser realizada por vários métodos, de acordo com a magnitude dos danos, sua concepção e importância. O conhecimento das características residuais da estrutura danificada permite determinar uma série de dados relacionados à rigidez e à resistência da peça que são necessários durante a definição das hipóteses de cálculo adotadas para o dimensionamento do reforço (REIS, 1998). Segundo o mesmo autor a estimativa da capacidade de resistência residual pode ser obtida de forma analítica, através de prova de carga ou empiricamente.

#### ▪ *Estimativa analítica*

A determinação analítica da capacidade residual de uma estrutura pode ser obtida através de parâmetros gráficos apresentados no CEB-FIP *Bulletin n° 161* (1983), que descrevem o comportamento dos materiais constituintes de uma estrutura de concreto armado quando submetidos a ação do fogo, a efeitos sísmicos e a corrosão.

Pode-se também estimar a resistência residual das peças de concreto armado analisando-se a curvatura dos diagramas de momento fletor, baseados nas leis constitutivas dos materiais. O gráfico da Figura 19 mostra um esquema ilustrativo de como se determinam as características residuais de uma estrutura danificada.

**Figura 19 - Esquema de determinação das características residuais de uma estrutura**



Fonte: Reis (1998).

▪ ***Estimativa por prova de carga***

A prova de carga é realizada em estruturas que podem apresentar uma deformação significativa sob um carregamento possível de aplicar e cuja ruptura ocorre com prévio aviso. Este método é geralmente realizado em vigas, lajes e outros elementos fletidos, porém seu emprego não é conveniente em pilares solicitados predominantemente por compressão, ou em vigas curtas (em que a deformabilidade por força cortante é relevante), uma vez que a ruptura nem sempre é dúctil.

Normalmente, as provas de carga são caras, complexas e, algumas vezes, podem ser até perigosas. Sendo assim, torna-se necessário analisar criteriosamente toda a disposição dos instrumentos e das cargas, além de tomar precauções que garantam a segurança, impedindo a ruptura total caso haja alguma falha na zona ensaiada.

O projeto de norma da ABNT “*Concreto Endurecido - Prova de Carga em Estruturas de Concreto Armado e Protendido*” indica os procedimentos gerais a serem observados na execução desses ensaios. A norma americana ACI 318 (2019), “*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*”, também fornece recomendações importantes para a realização de provas de carga.

▪ ***Estimativa empírica***

Esta é outra maneira de determinar as características residuais de peças deterioradas, recomendada pelo CEB (1983).

No caso de elementos danificados, as características mecânicas residuais podem ser aferidas através de coeficientes de correção de rigidez e da capacidade resistente. Estes coeficientes também podem ser chamados de relação de capacidade.

$$R_{residual} = \nu_R \cdot R_{inicial} \quad (1)$$

$$K_{residual} = \nu_K \cdot K_{inicial} \quad (2)$$

Onde:

$R_{inicial}$  e  $K_{inicial}$  - Características iniciais de resistência e rigidez antes da deterioração;

$R_{residual}$  e  $K_{residual}$  - Características residuais de resistência e rigidez;

$\nu_R$  e  $\nu_K$  - Coeficientes de correção da capacidade resistente e de rigidez.

Para elementos reforçados, as características mecânicas finais podem ser aferidas por um coeficiente de correção do comportamento monolítico dada pelas seguintes equações:

$$R_{final} = \gamma_{n,R} \cdot R_m \quad (3)$$

$$K_{final} = \gamma_{n,K} \cdot K_m \quad (4)$$

$$\gamma_n \leq 1,0$$

Onde,

$R_{final}$  e  $K_{final}$  - Características de resistência e rigidez das estruturas reforçadas;

$R_m$  e  $K_m$  - Características monolíticas de resistência e rigidez consideradas as intervenções;

$\gamma_{n,R}$  e  $\gamma_{n,K}$  - Coeficientes de correção do comportamento monolítico de resistência e de rigidez.

O coeficiente  $\gamma_n$  relaciona as características finais dos elementos reforçados com equivalentes monolíticos, tendo por base resultados experimentais. Este coeficiente considera ainda as incertezas do comportamento dos elementos reforçados para cada tipo de elemento estrutural e tecnologia de reforço empregada (RODRIGUES, 1994).

Na prática, deve-se considerar os coeficientes de correção do monolitismo relacionando os esforços resistentes da estrutura reforçada com os esforços resistentes de uma estrutura monolítica conforme equações abaixo:

Coeficientes de resistência:

$$\gamma_{n,M} = \frac{M_{u,ref}}{M_{u,m}} \text{ e } \gamma_{n,V} = \frac{V_{u,ref}}{V_{u,m}} \quad (5)$$

Coeficientes de rigidez:

$$\gamma_{n,K} = \frac{K_{II,ref}}{K_{II,m}} \quad (6)$$

Onde:

$K_{II}$  - Rigidez da estrutura para o estágio II;

$M_{u,ref}$  - Momento resistente último da estrutura reforçada;

$M_{u,m}$  - Momento resistente último da estrutura monolítica;

$V_{u,ref}$  - Cortante resistente último da estrutura reforçada;

$V_{u,m}$  - Cortante resistente último da estrutura monolítica.

O cálculo das solicitações atuantes em estruturas reabilitadas deve ser feito da mesma forma que para estruturas primárias, baseando-se na Teoria da Elasticidade ou nas hipóteses simplificadoras da Resistência dos Materiais, apesar desse procedimento não representar, de forma exata o comportamento da peça, pois não considera o aparecimento de deformações não-lineares.

As solicitações calculadas com base na Teoria Elástica são redistribuídas para todas as fases de funcionamento da estrutura, que vão desde o aparecimento das primeiras fissuras na parte tracionada do concreto até atingir o estado limite último (REIS, 1998). O mesmo autor afirma que se deve considerar como fundamentos básicos para qualquer tipo de dimensionamento, os seguintes aspectos:

1. Garantia das condições de segurança;
2. Garantia das condições de utilização;
3. Garantia das condições de durabilidade;
4. Proteção ao fogo;
5. Limitação dos deslocamentos entre os elementos novos e velhos;
6. Limitação da redistribuição dos esforços, através da limitação das tensões do aço e do concreto adicionados;
7. Consideração do grau de monolitismo no comportamento das estruturas reforçadas.

## **2.7 FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO**

Segundo Souza & Ripper (1998), o cálculo do reforço de vigas à flexão consiste na determinação da área da seção transversal da(s) chapa(s) de aço necessária(s) para permitir que a viga resista às novas solicitações, e também na determinação de seu(s) comprimento(s) de ancoragem. Para isto é necessário que todas as características geométricas da seção transversal existente sejam conhecidas.

Na literatura encontram-se diversos métodos de dimensionamento de reforço com chapa de aço colada, a maioria deles advindo de estudos de pesquisadores com resultados experimentais comparativos. Dentre eles, pode-se destacar os modelos de Bresson, Cánovas, Ziraba *et al.*, Campagnolo, Vam Germet e Silveira & Souza.

Soto (2013) afirma que ainda existem lacunas no conhecimento sobre o comportamento das técnicas de reforço e recuperação ao longo do tempo e do uso. Ressalta ainda a dificuldade de desenvolver uma norma de projeto de reforço que defina um método de

dimensionamento específico e com isso fica evidenciada a necessidade de mais estudos e trabalhos experimentais sobre o tema visando o estabelecimento de bases teóricas e dados experimentais que normatizem os sistemas de reforço estrutural.

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto se destina ao projeto de estruturas novas, porém rege diversos parâmetros e conceitos utilizados nos modelos de dimensionamento de reforço devido à inexistência de norma própria. A ABNT/NBR 7480 - Aço Destinado a Armaduras de Estruturas de Concreto Armado - é de grande importância para a caracterização do aço utilizado como armadura auxiliar.

Apresentam-se a seguir os principais estudos realizados na área de dimensionamento de peças reforçadas com chapas coladas, estudando cada procedimento proposto e avaliando suas características.

### 2.7.1 MÉTODO DE BRESSON (1971)

O francês J. Bresson analisou o comportamento de uma viga reforçada à flexão com chapas coladas tendo como considerações iniciais para o problema os seguintes itens, que também foram assumidos por vários outros pesquisadores:

1. Os materiais são linearmente elásticos;
2. O concreto não tem resistência à tração;
3. As seções se mantêm planas após a deformação;
4. Não há escorregamento entre a chapa e o concreto.

Isto quer dizer que, de acordo com os itens 1,2 e 3, o dimensionamento é feito no Estádio II. A viga deverá ser reforçada tendo como esforço atuante na seção a ser dimensionada um momento fletor, o qual é composto por duas parcelas:

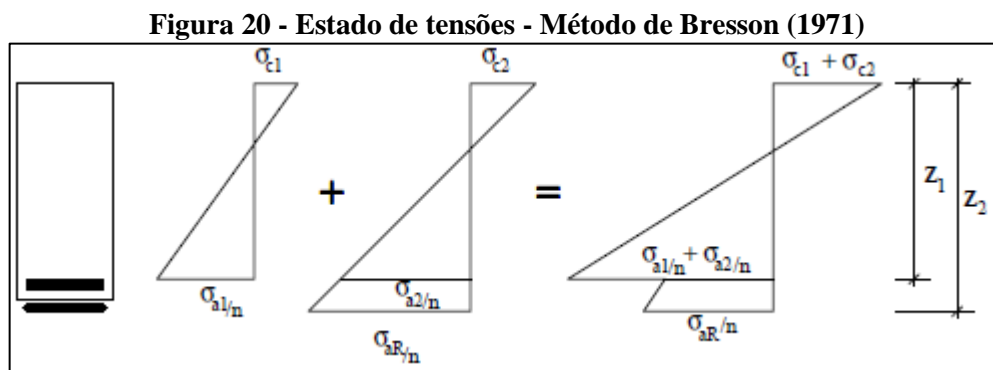
- $M_p$  - Momento devido ao peso próprio e cargas permanentes;
- $M_s$  - Momento devido às sobrecargas;

A viga inicialmente não reforçada está completamente descarregada, estando sujeita somente às cargas permanentes, ou seja, na seção dimensionante está aplicado um momento fletor de valor  $M_p$ . O concreto encontra-se sob uma tensão de valor  $\sigma_{c1}$ , e o aço interno sob uma tensão  $\sigma_{a1}$ . Sob este estado tensional é efetuada a colagem da chapa. Após o reforço, a viga é sujeita às sobrecargas e na seção dimensionante há um acréscimo no momento fletor de

valor  $M_s$ , o que causará um acréscimo de tensão no concreto de valor  $\sigma_{c2}$ , no aço,  $\sigma_{a2}$ , e na armadura de reforço, de  $\sigma_{aR}$ .

Na Figura 20, tem-se:

- $n$  - relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço;
- $Z_1$  - braço de alavanca da armadura interna em relação à fibra mais comprimida;
- $Z_2$  - braço de alavanca da armadura externa em relação à fibra mais comprimida;



Fonte: Ripper e Souza (1998).

Bresson indica que as tensões finais devem ser comparadas com as tensões admissíveis dos materiais ( $\bar{\sigma}_c$ ,  $\bar{\sigma}_a$ ,  $\bar{\sigma}_{aR}$ ), ou seja:

$$\sigma_{c1} + \sigma_{c2} \leq \bar{\sigma}_c \quad (7)$$

$$\sigma_{a1} + \sigma_{a2} \leq \bar{\sigma}_a \quad (8)$$

$$\sigma_{aR} \leq \bar{\sigma}_{aR} \quad (9)$$

Sendo

$\bar{\sigma}_c$  – Tensão máxima admissível para o concreto;

$\bar{\sigma}_a$  - Tensão máxima admissível para a armadura interna;

$\bar{\sigma}_{aR}$  – Tensão máxima admissível para a armadura de reforço.

Notando-se que as tensões nas armaduras,  $\sigma_{a1}$ ,  $\sigma_{a2}$ ,  $\sigma_{aR}$  podem ser obtidas em função das tensões no concreto,  $\sigma_{c1}$  e  $\sigma_{c2}$ , e da posição da linha neutra,  $a$ , que, por sua vez, pode ser obtida da teoria clássica do dimensionamento de estruturas de concreto armado no Estádio II.

A obtenção da espessura da chapa é feita por equilíbrio de momentos em relação à fibra mais comprimida:

$$A_R = \frac{1}{\sigma_{AR} \times Z_2} \times \left[ (M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \times A \times Z_1 \right] \quad (10)$$

Como:

$$A_R = b_R \times e_R \quad (11)$$

Tem-se:

$$e_R = \frac{1}{\sigma_{AR} \times Z_2 \times b_R} \times \left[ (M_p + M_s) + (\sigma_{c1} + \sigma_{c2}) \times \frac{a^2}{6} \times b - (\sigma_{a1} + \sigma_{a2}) \times A \times Z_1 \right] \quad (12)$$

Sendo:

$e_R$  – Espessura da chapa de reforço;

$b_R$  – Largura da chapa de reforço;

$Z_1$  – Braço de alavanca da armadura interna;

$Z_2$  – Braço de alavanca da armadura externa;

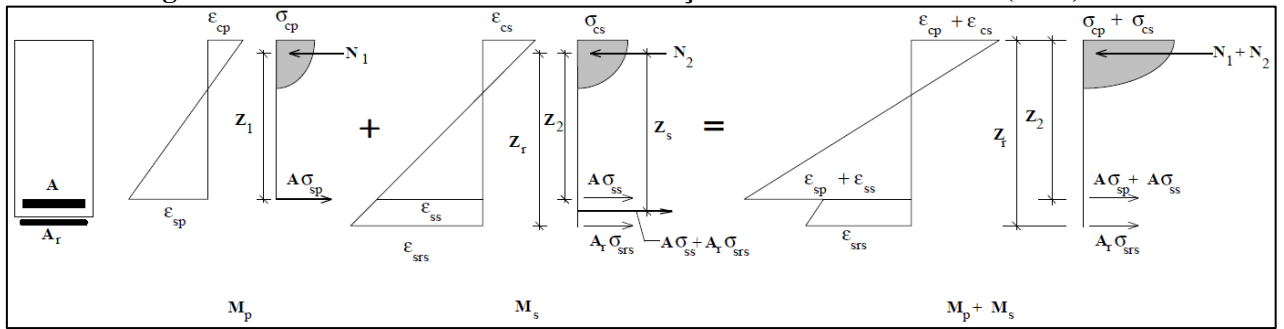
$a$  – Distância da fibra mais comprimida à linha neutra;

$b$  – Largura da viga.

### 2.7.2 MÉTODO DE CÁNOVAS (1988)

Assim como J. Bresson, F. Cánovas considera dois momentos atuantes  $M_p$  e  $M_s$ , e faz a superposição dos diagramas correspondentes a estes momentos. No entanto, Cánovas faz superposição de diagramas de deformação ao invés de tensão. Além disto, a seção, após a atuação do momento  $M_s$ , está em um estado limite último, ou seja, Cánovas faz o dimensionamento no Estádio III. A Figura 21 apresenta os estados tensionais e de deformação antes e após o reforço, considerando por Cánovas.

**Figura 21 - Estados tensionais e de deformação - Método de Cánovas (1988)**



Fonte: Ripper & Souza (1998).

Analogamente às inequações (7,8 e 9), para este caso, as verificações são:

$$\sigma(\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{cs}) \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

$$\sigma(\varepsilon_{sp} + \varepsilon_{ss}) \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (11)$$

$$\sigma_{srs} \leq \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (12)$$

Onde:

$\varepsilon_{cp}$  – Deformação na fibra comprimida do concreto, no estado de descarregamento;

$\varepsilon_{cs}$  – Deformação na fibra comprimida do concreto, no estado de recarregamento;

$\varepsilon_{sp}$  – Deformação na armadura interna tracionada, no estado de descarregamento;

$\varepsilon_{ss}$  - Deformação na armadura interna tracionada, no estado de recarregamento;

$\sigma_{srs}$  – Tensão na armadura de reforço no estado de recarregamento;

$f_{ck}$  – Resistência característica do concreto;

$f_{yk}$  – Tensão de escoamento da armadura interna;

$f_{yrk}$  – Tensão de escoamento da armadura de reforço;

$\gamma_c$  – Coeficiente de minoração da resistência do concreto;

$\gamma_s$  – Coeficiente de minoração da resistência do aço.

A tensão na armadura existente, após a execução do reforço, é:

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{Z_1 \times A} \quad (13)$$

Onde:

$M_p$  – Momento fletor devido às cargas permanentes;

$Z_1$  – Braço de alavanca da resultante da força atuante na armadura interna tracionada, quando aplicado apenas o momento fletor devido às cargas permanentes;

$A$  – Área da armadura interna tracionada;

Sendo o momento fletor  $M_p + M_s$  um momento que leva a um estado limite último e considerando-se que a viga continuará subarmada após o reforço, a tensão máxima na armadura de reforço deve ser:

$$\sigma_{srs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} - \sigma_{sp} = \frac{f_{yrk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

Para o diagrama devido ao momento  $M_s$ , tem-se como equação de equilíbrio de momentos:

$$M_s = (A \times \sigma_{ss} + A_R \times \sigma_{srs}) \times Z_s \cong (A + A_R) \times \sigma_{srs} \times Z_s \quad (15)$$

Onde,

$Z_s$  - Braço de alavanca da resultante das forças atuantes nas armaduras interna e externa quando da aplicação do momento fletor devido às sobrecargas  $M_s$ .

Com isto, a área da armadura de reforço pode ser calculada por:

$$A_R = \frac{M_s}{Z_1 \times \sigma_{srs}} - A \quad (16)$$

Os braços de alavanca das armaduras,  $Z_1$ , e  $Z_s$ , podem ser calculados a partir da teoria clássica do concreto armado para o Estádio III.

Com a obtenção da armadura de reforço, deve-se realizar a verificação da resina para evitar o seu descolamento. Isso pode ser feito limitando as tensões cisalhantes relacionadas à força cortante à tensão limite de aderência da resina.

Sabendo que a resistência na interface aço-concreto depende de um bom desempenho da estrutura de concreto, é recomendado que a tensão máxima de cisalhamento na interface concreto e reforço limite-se de acordo com a equação (17). Além disso, recomenda-se que a seção da chapa de aço seja 1,5 vezes maior que a seção calculada através do método (CÁNOVAS, 1988 *apud* ADOLFO *et al.*, 2015).

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq f_{ct,m} \left( 0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{h_t}} \right) \cong 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \left( 0,6 + \frac{0,4}{4\sqrt{h_t}} \right) \quad (17)$$

Onde:

$\tau_{m\acute{a}x}$  – Tensão máxima de cisalhamento admitida para o concreto;

$f_{ct,m}$  - Resistência  tração média do concreto;

$h_t$  – Espessura da chapa de aço de reforço.

### 2.7.3 MÉTODOS DE ZIRABA & HUSSEIN (1993)

Ziraba (1993) apresenta um procedimento para o dimensionamento racional de vigas reforçadas com chapas coladas baseado nos Estados Limites últimos observados em ensaios realizados e em modelagens numéricas, utilizando elementos finitos não-lineares. Estes Estados Limites últimos são:

- **Ruptura por flexão:** pode ocorrer por escoamento da armadura interna e externa ou por esmagamento do concreto comprimido;
- **Ruptura por cisalhamento:** pode ocorrer em regiões onde não há a chapa ou próximo à sua extremidade;
- **Ruptura por descolamento da chapa:** pode ocorrer por má execução da colagem ou quando a espessura da chapa começa a ficar excessiva (acima de 2mm). Pode ocorrer ainda quando o carregamento for aplicado muito rapidamente ou em situações de impacto;
- **Ruptura por arrancamento do cobrimento de concreto:** caracteriza-se por uma fissura surgida na extremidade da chapa e que se horizontaliza mais ou menos no nível das armaduras internas.

Quanto aos dois últimos modos de ruptura, Hussein (1993) realizou uma série de ensaios para identificar os tais modos, nos quais ele variou a espessura das chapas e utilizou ancoragens com chumbadores.

Com isto, ele observou que até 1,5 mm de espessura de chapa, os valores de ruptura previstos pela teoria eram os efetivamente observados, mas que estes valores caam

rapidamente ao se passar de 1,5 mm para 2,0 mm de espessura de chapa. Com isto, chegou-se a uma proposta para um procedimento de dimensionamento consistindo em:

- Consideração do escoamento da chapa e esmagamento simultâneo do concreto da seção reforçada à ruptura;
- Verificação das tensões cisalhantes e de descolamento para evitar a ruptura por descolamento;
- Verificação da resistência ao cisalhamento para evitar a ruptura por arrancamento do cobrimento de concreto original.

O dimensionamento da chapa é feito através do equilíbrio de momentos em relação ao ponto de aplicação da resultante do bloco de tensões no concreto no estado limite último de ruptura, conforme a Figura (18) o que resulta em:

$$T_s \times \left[ h_s + \frac{\bar{a}}{2} \right] + T_p \times \left[ h_p + \frac{\bar{a}}{2} \right] = \frac{M_u}{\phi} \quad (18)$$

Onde:

$$T_s = A_s f_{ys} \quad (19)$$

$$T_p = b_p d_p f_{yp} \quad (20)$$

$$h_p = h_c + d_c + d_p/2 \quad (21)$$

Sendo:

$T_s$  - Força na armadura interna;

$T_p$  - Força na armadura de reforço;

$A_s$  - Área da armadura interna tracionada;

$f_{ys}$  - Tensão de escoamento da armadura interna;

$f_{yp}$  - Tensão de escoamento da armadura de reforço;

$b_p$  - Largura da chapa de reforço;

$d_p$  - Espessura da chapa do reforço;

$d_c$  - Espessura da camada de resina.

$M_u$  - Momento atuante último de cálculo;

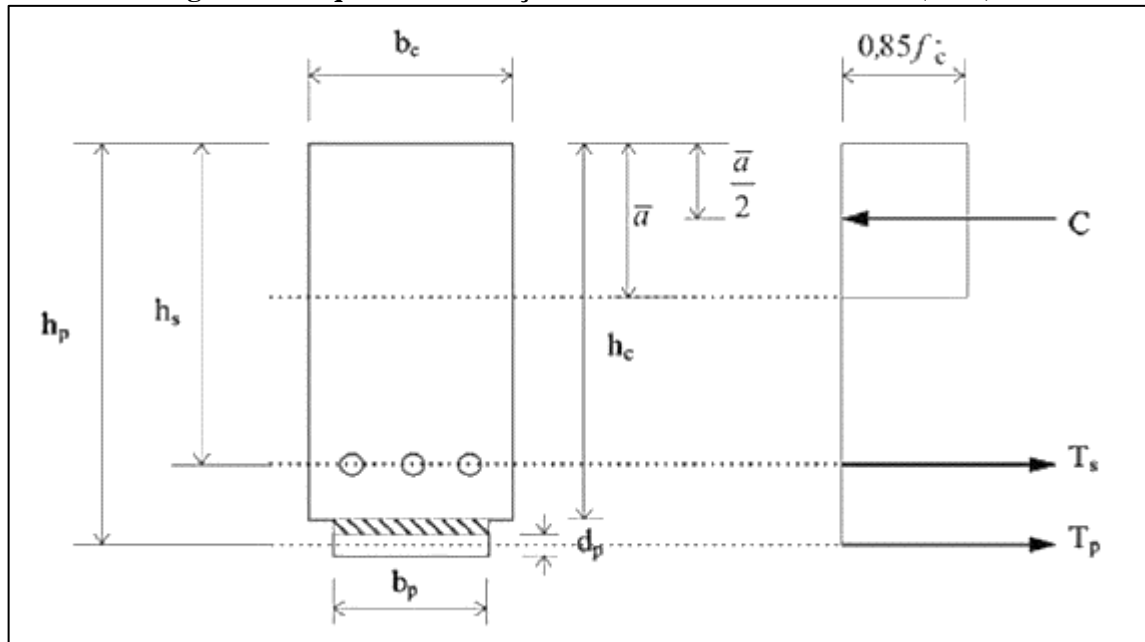
$h_s$  - Distância da borda mais comprimida ao centroide da armadura interna;

$h_p$  - Distância da borda mais comprimida ao centroide da armadura de reforço;

$h_c$  - Distância da borda mais comprimida ao centroide da camada de resina;

$\phi$  - 0,9, fator de resistência à flexão segundo o ACI (*American Concrete Institute*);

Figura 22 - Equilíbrio de forças - Método Ziraba & Hussein (1993)



Fonte: Ripper e Souza (1998).

Segundo o ACI 318 (2019), a altura do bloco de tensões no concreto comprimido no estado limite último é:

$$\bar{a} = \frac{A_s f_{ys} + b_p d_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \quad (22)$$

Substituindo a equação (22) na equação (18), obtém-se:

$$A_1 d_p^2 + A_2 d_p + A_3 = 0 \quad (23)$$

Onde:

$$A_1 = \frac{b_p f_{yp}}{2} \left( 1 - \frac{b_p f_{yp}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (24)$$

$$A_2 = b_p f_{yp} \left( h_c + d_c - \frac{A_s f_{ys}}{0,85 f'_c b_c} \right) \quad (25)$$

$$A_3 = A_s f_{ys} \left( h_c - \frac{A_s f_{ys}}{1,70 f'_c b_c} \right) - \frac{M_u}{\phi} \quad (26)$$

Solucionando-se a equação (27), encontra-se a expressão da espessura da chapa de reforço:

$$d_p = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \leq t_{pb} \quad (27)$$

A espessura da chapa é limitada pelo valor  $t_{pb}$ , que é a espessura da chapa de reforço da seção balanceada, isto é, a espessura máxima para que a viga tenha uma ruptura dúctil. Acima deste valor o concreto sofre esmagamento antes que as armaduras tenham escoado. Dessa forma:

$$t_{pb} = \frac{\beta x_b 0,85 f_c b_c - A_s f_{ys}}{b_p f_{yp}} \quad (28)$$

Onde:

$\beta$  - Coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo;

$x_b$  - Posição da linha neutra;

$f_c$  - Resistência à compressão do concreto;

$b_c$  - Largura da viga;

$A_s$  - Área da armadura interna tracionada;

$f_{ys}$  - Tensão de escoamento da armadura interna;

$b_p$  - Largura da chapa de reforço;

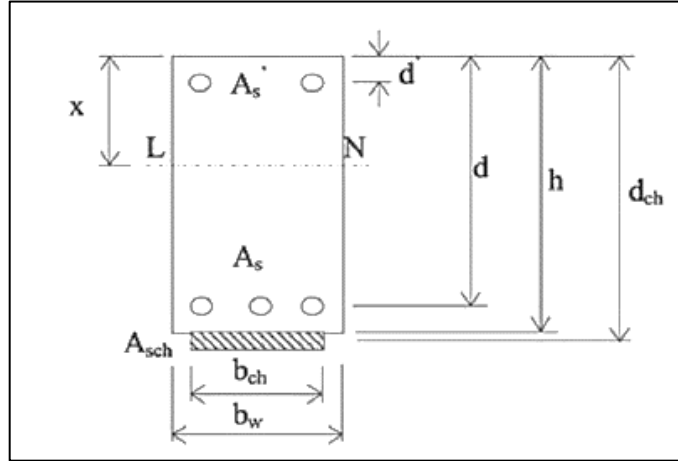
$f_{yp}$  - Tensão de escoamento da armadura de reforço;

#### 2.7.4 MÉTODO DE CAMPAGNOLO (1995)

Campagnolo (1995) desenvolveu este estudo na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em seu artigo apresentado na 35ª reunião do IBRACON, o mesmo propõe equações para o cálculo do comprimento de ancoragem de chapas de reforço, e de suas espessuras. Para isto, ele considera uma seção de uma viga reforçada a uma distância da extremidade da chapa tal que o esforço resistido pela chapa já possa ter sido completamente transferido. Esta seção está submetida a um momento fletor e está funcionando sob o estágio II, conforme a Figura 26. A equação da tensão de tração atuante é:

$$\sigma_{ch} = \frac{E_{sch}}{Ec} \frac{M}{I_x} (d_{ch} - x) \quad (29)$$

Figura 23 - Esquema seção transversal - Método de Campagnolo (1995)



Fonte: Ripper & Souza (1998).

Considerando que a chapa está trabalhando no limite de escoamento, ou seja, a tensão atuante é igual à tensão de escoamento do aço utilizado ( $f_{ych}$ ), o momento fletor pode ser determinado pela equação (30):

$$M = \frac{Ec}{E_{sch}} \frac{f_{ych} I_x}{(d_{ch} - x)} \quad (30)$$

Onde:

$M$  - Momento fletor;

$E_{sch}$  - Módulo de elasticidade do aço;

$Ec$  - Módulo de elasticidade do concreto;

$I_x$  - Inércia da seção equivalente (homogeneizada);

$x$  - Posição da linha neutra;

$d_{ch}$  - Altura útil da seção reforçada em relação à armadura de reforço.

A inércia da seção pode ser calculada pela equação (31):

$$I_x = \frac{b_w x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x - d')^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch} - x)^2 \quad (31)$$

E a posição da linha neutra por:

$$x = \frac{-(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch} + \sqrt{[(A_s + A'_s)E_s + A_{sch}E_{sch}]^2 + 2E_c b_w [E_s(A_s d - A'_s) + E_{sch}A_{sch}d_{ch}]}}{E_c b_w} \quad (32)$$

Substituindo as equações (32) e (31) na equação (29), é possível calcular a área necessária da chapa de reforço ( $A_{sch}$ ).

## 2.8 FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA REFORÇO COM CFRP

Adorno *et al.* (2015) estabelecem que o modelo de cálculo para reforço à flexão com compósitos de fibra de carbono (CFRP) parte das mesmas premissas utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Considera-se que o compósito de fibra de carbono (CFRP) possui comportamento linear até a ruptura e que a aderência com o concreto por meio da resina é perfeita. Isto é, a ruptura nunca ocorrerá na interface concreto-compósito. No entanto, não se realiza a verificação da resistência de colagem da resina uma vez que o compósito é formado pelas fibras de carbono envolvidas na própria resina. Assim, as propriedades do compósito já são definidas pelas propriedades da resina utilizada.

Recomenda-se que sejam utilizados os princípios de projeto dos estados limites, uma vez que leva a níveis aceitáveis de segurança quanto à utilização (ELS) e quanto às solicitações no estado limite último (ELU), como a falência estrutural, ruptura por tensões excessivas e ruptura por fadiga (MACHADO & MACHADO, 2015).

Segundo os autores supracitados, a majoração na capacidade resistente de peças reforçadas com CFRP chega a valores de 10% a 160%. No entanto, considerando fatores como a agressão ambiental, fatores de segurança e de minoração, ductilidade e condições de serviço, esses valores se enquadram em torno de 40% a 45%.

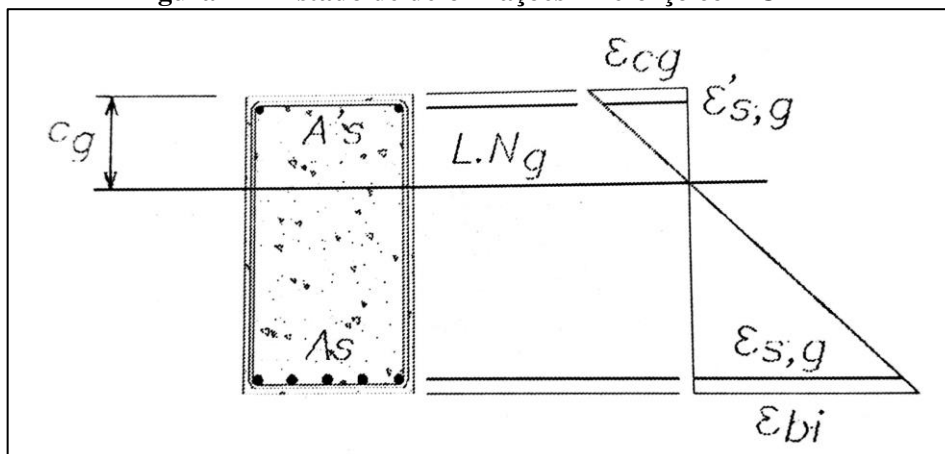
Os mesmos apontam algumas considerações e conceitos básicos devem ser estabelecidos para o cálculo da resistência à flexão de concreto armado reforçado com fibras de carbono:

- Os cálculos devem considerar as dimensões existentes das seções e a quantidade e distribuição das armaduras de aço, bem como as propriedades e características mecânicas dos materiais constituintes do elemento de concreto a ser reforçado;

- As hipóteses de Bernoulli permanecem válidas: seções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e as deformações são linearmente proporcionais à sua distância à linha neutra;
- Despreza-se a resistência à tração do concreto;
- O encurtamento máximo do concreto é de 3,5‰ segundo os critérios da NBR 6118:2014 e do Boletim 14 da *FIB/Eurocode 2*, e de 3,0‰ segundo as recomendações da ACI 318 (2019);
- A aderência entre o sistema composto e o substrato de concreto deve ser perfeita;
- A deformação do sistema composto será considerada linear com a distância à linha neutra até a ruptura.

Machado & Machado (2015), ressaltam ainda uma constatação importantíssima, considerando que, antes da aplicação do sistema de reforço, o elemento estrutural já está submetido a uma certa quantidade de tensões decorrentes do seu peso próprio e outros eventuais tipos de solicitações. Na ocorrência da aplicação do CFRP, este não estará inicialmente solicitado, sendo assim, por ocasião do carregamento máximo, o nível de tensões atuante no reforço será diferente do nível de tensões atuante na face extrema do elemento estrutural. Logo, para se conhecer as tensões atuantes no CFRP, é necessário conhecer primeiramente as tensões que ocorrem no substrato, as quais permitem determinar a deformação existente na fibra extrema do concreto (Figura 24).

**Figura 24 - Estado de deformações - Reforço com CFRP**



Fonte: Machado & Machado (2015).

Dessa forma, a deformação permitida do sistema CFRP deve levar em consideração esta deformação inicial do concreto. Isto é, a deformação pré-existente deve ser subtraída da

deformação final encontrada para a fibra de carbono, de modo que seja possível determinar o nível de tensões real do reforço.

$$\varepsilon_{fc} = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bi}) \leq \varepsilon_{fu} \quad (33)$$

Onde:

$\varepsilon_{fc}$  - Deformação real na fibra de carbono;

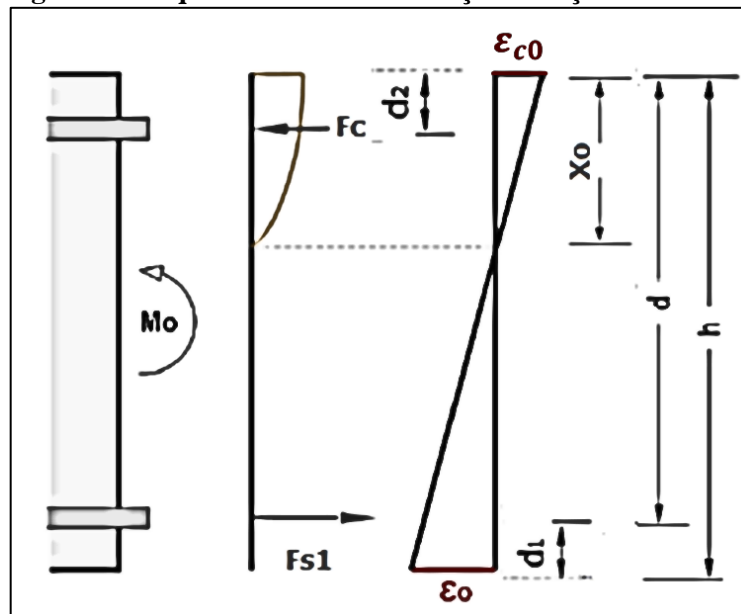
$\varepsilon_b$  - Deformação na fibra de reforço para o carregamento máximo;

$\varepsilon_{bi}$  - Deformação pré-existente quando da instalação do reforço de fibra de carbono (Figura 24);

$\varepsilon_{fu}$  - Deformação máxima permissível na fibra de carbono.

O primeiro passo do cálculo é determinar a deformação  $\varepsilon_0$ , presente na fibra de extremidade da seção transversal quando se dá a operação do reforço. Esta deformação resulta do momento fletor  $M_0$  (momento de serviço) que atua na seção crítica durante o reforço, provocado pelo peso próprio e qualquer outra carga adicional existente que atue durante o reforço. A deformação da fibra de carbono, para o carregamento máximo, pode ser calculada por meio do equilíbrio interno de forças e momentos, como demonstrado pela Figura 25.

**Figura 25 - Equilíbrio interno de forças na seção transversal**



Fonte: Borges (2016).

Como  $M_0$  é normalmente maior que o momento de fissuração  $M_{cr}$ , o cálculo é feito com base na seção fissurada. A altura da linha neutra  $x_0$  pode ser obtida por solução iterativa da equação:

$$\left(\frac{1}{2}\right)bx_0^2 + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d_1 - x_0) \quad (34)$$

Onde:

$\alpha_s$  – Razão entre o módulo de elasticidade do aço  $E_s$  e do concreto  $E_c$ . ( $\alpha_s = E_s/E_c$ )

$b$  – Largura da viga;

$x_0$  – Altura da linha neutra;

$A_{s1}$  – Área da armadura interna tracionada;

$A_{s2}$  – Área da armadura interna comprimida;

$d_1$  – Distância do centroide da armadura interna tracionada à face da seção tracionada da viga.

Dessa forma, a deformação do concreto ( $\varepsilon_{c0}$ ) na fibra superior é:

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_0 x_0}{E_c I_{02}} \quad (35)$$

Em que,  $I_{02}$  representa o momento de inércia da seção fissurada, igual a:

$$I_{02} = \frac{bx_0^3}{3} + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1}(d_1 - x_0)^2 \quad (36)$$

Considerando a compatibilidade de deformações (Hipótese de Bernoulli), a deformação inicial na fibra inferior da seção, através da semelhança de triângulos é:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \left( \frac{h - x_0}{x_0} \right) \quad (37)$$

Machado & Machado (2015) propõem que, a partir dessas considerações, o procedimento básico para o dimensionamento do reforço com fibras de carbono é:

1. Arbitra-se a profundidade da linha neutra ( $x$  ou  $c$ ) conforme o modo de ruptura determinado;
2. Calculam-se as deformações dos materiais considerando a linearidade da variação das mesmas;

3. A partir das deformações, calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais e as respectivas forças;
4. Faz-se a verificação do equilíbrio das forças. Se o momento fletor resistente encontrado no sistema reforçado for maior que o momento fletor solicitante máximo  $M_{d,máx}$  o processo estará completo.

Como este procedimento apresentado é iterativo, uma vez que a posição da linha neutra é arbitrada, deve-se adotar um valor que atenda simultaneamente às condições de resistência e economia, repetindo tais passos quantas vezes forem necessárias.

No presente estudo, em relação ao desenvolvimento do cálculo de dimensionamento do reforço com colagem de fibras de carbono, considerando a ausência de normas brasileiras que regulamentem o reforço de estruturas, foram tomados como referências os métodos de dimensionamento já consagrados e amplamente utilizados em âmbito mundial, o da norma americana ACI 440-2R (2017) e o do *Bulletin* 14 (2001) da *FIB* (Federação Internacional do Concreto) que é pautado na norma europeia, o *Eurocode*.

### 2.8.1 MÉTODO ACI 440.2R (2017)

O ACI 440.2R (2017) é uma norma norte-americana que apresenta recomendações para o dimensionamento de reforço utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP), buscando evitar modos de ruptura prematuros e sem avisos. Esta recomendação afirma que, para ser reforçado com FRP, o concreto deve possuir resistência superior à 17 MPa e a deformação máxima apresentada pelo concreto não pode ultrapassar 3%.

De acordo com a mesma, os reforços com sistemas compostos estruturados com fibras de carbono (FRPC) devem ser projetados de acordo com as recomendações de utilização e resistência da ACI 318 (2019), utilizando-se os fatores de majoração e minoração dos carregamentos e das ações ali indicados, prevendo a ocorrência tanto do estado limite ultimo (ELU) quanto do estado limite de serviço (ELS). Os limites de resistência estrutural das peças reforçadas com CFRP devem ser cuidadosamente estabelecidos para que não ocorra o colapso devido a ocorrências de descolamento do reforço, fogo e incêndios, vandalismo ou outras causas. Portanto, fabricantes e projetistas estruturais, baseados nesta norma, recomendam que o elemento estrutural, a partir do momento em que não se pode contar com a atuação resistente do reforço, deve apresentar uma capacidade resistente residual sem que entre em

colapso. Segundo as recomendações da norma a estrutura deve apresentar resistência para o seguinte nível de carregamento:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (38)$$

Onde:

$\phi$  - Fator de redução da resistência;

$M_n$  - Resistência de cálculo à flexão;

$M_u$  - Momento fletor de cálculo atuante na seção.

O fator de redução da resistência ( $\phi$ ) existe, entre outras razões, para garantir uma ductilidade mínima da peça de concreto armado, para que esta apresente uma ruptura segura e com avisos prévios.

De acordo com ACI 318 (2019), para elementos de concreto armado reforçados e sem protensão, uma ductilidade adequada é atingida se a deformação no aço quando se atinge o esmagamento do concreto ou a falha do CFRP, seja por ruptura do composto, arrancamento ou descolamento, for de, no mínimo, 5%. O valor de  $\phi$  é então dado em função da deformação prevista no CFRP por:

$$\phi = \begin{cases} 0,9 & \text{para } \varepsilon_f \geq 0,005 \\ 0,65 + \frac{0,25(\varepsilon_f - \varepsilon_{sy})}{0,005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_f < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \varepsilon_f \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Onde:

$\varepsilon_f$  - Deformação do elemento de reforço;

$\varepsilon_{sy}$  - Deformação de escoamento do aço.

Segundo a ACI 440.2R (2017), a deformação última do elemento de reforço é obtida conforme o fabricante, porém é reduzido por um fator  $CE$  que depende das condições de exposição e agressividade, apresentados na tabela a seguir:

Tabela 2 - Dados coeficiente de redução ambiental - ACI 440.2R (2017)

CONDIÇÃO DE EXPOSIÇÃO	TIPO DE FIBRA	COEFICIENTE DE REDUÇÃO AMBIENTAL $C_E$
Exposição ao interior	Carbono	0,95
	Vidro	0,75
	Aramida	0,85
Exposição ao exterior (ponte, cais e garagens desprotegidas)	Carbono	0,85
	Vidro	0,65
	Aramida	0,75
Ambientes agressivos (fábricas químicas, estações de tratamento de água)	Carbono	0,85
	Vidro	0,50
	Aramida	0,70

Fonte: Adaptado do ACI 440.2R (2017)

Dessa forma,

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad (39)$$

Analogamente os valores da resistência efetiva e do módulo de elasticidade do material do reforço podem ser obtidos pelas fórmulas abaixo:

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (40)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (41)$$

Onde:

$f_{fu}$  - Tensão de tração máxima de projeto da fibra de carbono;

$f_{fu}^*$  - Tensão de tração máxima da fibra de carbono (fornecida pelo fabricante);

$\varepsilon_{fu}$  - Deformação máxima de projeto da fibra de carbono;

$\varepsilon_{fu}^*$  - Deformação máxima da fibra de carbono (fornecida pelo fabricante);

$E_f$  - Modulo de elasticidade do reforço.

A fim de evitar a ruptura por descolamento, o valor da deformação máxima permitida do CFRP é ainda limitado a nível em que o descolamento do reforço pode ocorrer. Esta deformação máxima efetiva é dada por:

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad (42)$$

Onde:

$n$  - Número de camadas do reforço;

$t_f$  - Espessura de cada camada do reforço.

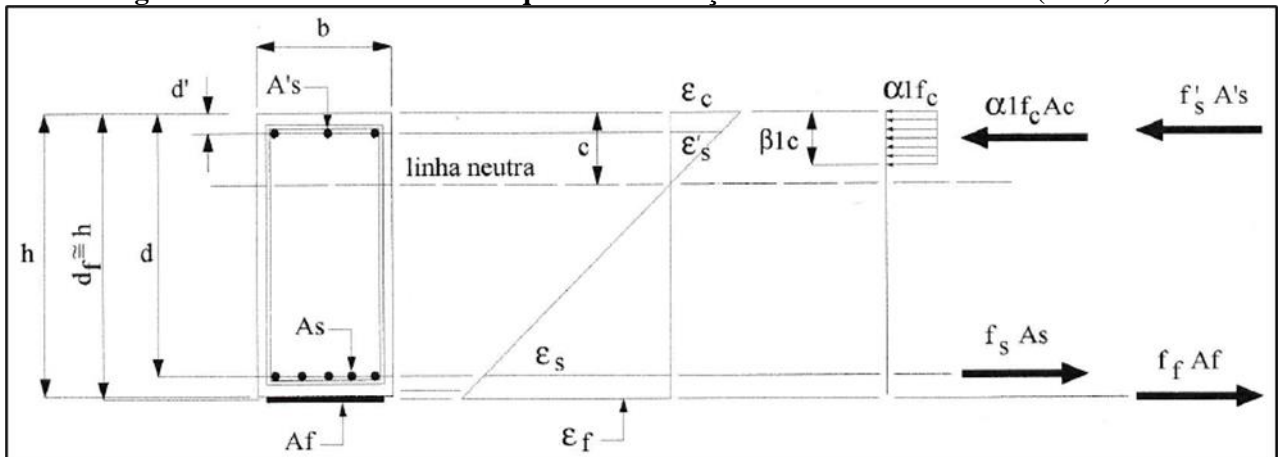
Pela norma americana,  $f'_c$ , que representa a resistência característica do concreto, corresponde ao valor abaixo do qual só exista a probabilidade de existência de 1% de valores inferiores, enquanto a norma brasileira que representa tal grandeza como  $f_{ck}$ , considera a probabilidade de existência de 5% de valores inferiores a ele, num conjunto de amostragem.

Bittencourt & Souza (2003) *apud* Borges (2016) definiram expressões que correlacionam as duas grandezas, onde:

$$f'_c = f_{ck} - 2,04 \quad (43)$$

De acordo com a ACI 440.2R (2017), o cálculo para o dimensionamento do sistema CFRP, no estado limite último (ELU), deve satisfazer a compatibilidade de deformações aceitáveis dos materiais envolvidos e o equilíbrio de forças levando em conta qual modo de ruptura governa a falha da peça em estudo e partindo de um método iterativo de tentativa e erro, no qual, primeiramente assumimos um valor ( $c$ ) para a profundidade da linha neutra (Figura 26).

Figura 26 - Estado de tensões e equilíbrio de forças internas - ACI 440.2R (2017)



Fonte: Borges (2016).

Seguindo o processo indicado é possível determinar os valores de deformações e tensões das armaduras positivas negativas, como mostram as equações:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{x - d'}{x} \right) \quad (44)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} \cdot \left( \frac{d - x}{h - x} \right) \quad (45)$$

$$f'_s = E'_s \cdot \varepsilon'_s \leq f'_{ys} \quad (46)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{ys} \quad (47)$$

Onde:

$\varepsilon'_s$  e  $\varepsilon_s$  - Deformação na armadura superior e inferior, respectivamente;

$f'_s$  e  $f_s$  - Tensão no aço da armadura superior e inferior;

$E'_s$  e  $E_s$  - Módulo de elasticidade do aço da armadura superior e inferior;

$f_{ys}$  e  $f'_{ys}$  - Tensão de escoamento da armadura tracionada;

$x$  - Distância da linha neutra à extremidade superior da viga;

$d$  - Distância entre os centroides da armadura interna tracionada e comprimida;

$d'$  - Distância do centro de armadura interna à face da viga;

Com os valores de tensão obtidos para cada parcela atuante na linha neutra, é possível verificar se a altura da linha neutra adotada inicialmente realmente corresponde ao elemento analisado, a partir da equação (48).

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A'_s \cdot f'_s)}{\beta_1 \cdot \alpha_1 \cdot f_c \cdot b_w} \quad (48)$$

Onde:

$A_s$  - Área de aço da armadura inferior;

$A_f$  - Área do reforço aplicado na viga;

$A'_s$  - Área de aço da armadura superior;

$f_s$  - Tensão no aço da armadura inferior;

$f_{fe}$  - Tensão efetiva do PRFC;

$f'_s$  - Tensão no aço da armadura superior;

$f_c$  - Resistência à compressão do concreto;

$b_w$  - Largura da viga;

$\alpha_1$  - Fator multiplicador do  $f'_c$  para determinar a intensidade de um bloco retangular de distribuição de tensões do concreto equivalente;

$\beta_1$  - Coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo.

Os termos  $\alpha_1$  e  $\beta_1$  são parâmetros que definem o bloco de tensões retangular equivalente da seção de concreto solicitada e sua determinação depende do modo de ruptura a ser controlado.

Caso seja controlado o modo de ruptura de esmagamento do concreto (antes ou depois do escoamento do aço), os parâmetros  $\alpha_1$  e  $\beta_1$  são definidos a partir das considerações do bloco de tensões de Whitney, sem modificações, onde  $\alpha_1 = 0,85$  e  $\beta_1$  depende do valor da resistência característica à compressão do concreto, onde para concretos com valores de  $f_c$  menores que 27,5 MPa,  $\beta_1$  é 0,85, com um decréscimo linear de 0,05 para cada 6,9 MPa acima dos 27,5 MPa fixados, obedecendo o valor mínimo de 0,65. Esses limites são dados pelo ACI 318 (2019).

Por outro lado, se for controlado o modo de ruptura de delaminação do cobrimento de concreto, descolamento ou ruptura do compósito, o bloco de tensões de compressão

determinado por Whitney fornece resultados mais acurados se for utilizado o valor de  $\alpha_1$  fornecido pela equação (49) e os demais parâmetros forem determinados pelas equações (50) e (51).

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot \varepsilon'_c \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 \cdot (\varepsilon'_c)^2 \cdot \beta_1} \quad (49)$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon'_c - 2 \cdot \varepsilon_c} \quad (50)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 \cdot f_c}{E_c} \quad (51)$$

Onde:

$f_c$  - Resistência à compressão do concreto;

$E_c$  - Modulo de elasticidade do concreto;

$\varepsilon'_c$  - Deformação máxima no concreto não confinado;

$\varepsilon_c$  - Deformação no concreto, dada pela equação (52).

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left( \frac{x}{h - x} \right) \quad (52)$$

Como neste caso a ruptura é controlada pelo FRP, a deformação do concreto é inferior à 3‰.

O ACI 440.2R (2017) recomenda o método de tentativas e erros para verificar o posicionamento da linha neutra, sendo possível estabelecer uma correlação entre a posição dessa linha e o somatório das componentes das forças resistentes na seção transversal da viga, a partir de um processo iterativo.

$$F_f + F_s + F_c + F'_s = 0 \quad (53)$$

Onde:

$F_f = f_{fe} \cdot A_f$  - Força de tração atuante na fibra;

$F_s = f_s \cdot A_s$  - Força de tração atuante na armadura inferior;

$F_c = \beta_1 \cdot \alpha_1 \cdot f_c \cdot b_w \cdot x$  - Força de compressão atuante no concreto;

$F'_s = f'_s \cdot A'_s$  - Força de compressão atuante na armadura superior.

Realizado o equilíbrio interno das forças para uma profundidade da linha neutra arbitrada e respeitando os limites de deformação de cada material, segue-se para o cálculo do momento fletor resistente da seção reforçada, dado por:

$$M_n = F_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f \cdot F_f \left( d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + F_{s'} \left( \frac{\beta_1 c}{2} - d' \right) \quad (54)$$

O fator de redução  $\psi_f$  é aplicado para a força atuante no reforço e é definido pela ACI 440.2R (2017) como sendo igual a 0,85.

Se o valor de  $\phi M_n$  for suficiente para atender ao momento solicitante, o procedimento estará concluído, caso contrário, deve-se arbitrar uma nova posição de linha neutra e refazer todos os cálculos.

A ACI 440.2R (2017) estabelece que após o dimensionamento, deve-se ainda verificar o nível de tensões no concreto, na armadura tracionada e no elemento de reforço para cargas de serviço. Especificando as seguintes verificações:

$$f_{c.s} \leq 0,45 \cdot f'_c \quad (55)$$

$$f_{s.s} \leq 0,8 \cdot f_y \quad (56)$$

$$f_{f.s} \leq 0,55 \cdot f_{fu} \quad (57)$$

Sendo,

$f_{c.s}$  - Tensão atuante no concreto;

$f_{s.s}$  - Tensão atuante na armadura;

$f_{f.s}$  - Tensão atuante no reforço;

$f'_c$  - Tensão máxima de compressão para o concreto;

$f_y$  - Tensão de escoamento da armadura;

$f_{fu}$  - Tensão máxima de tração para o reforço.

### 2.8.2 MÉTODO DO *FIB CEB-FIP BULLETIN 14 (2001)*

Esta recomendação, publicada em julho de 2001, complementa o *Eurocode 2* no que tange o assunto de projeto e uso de fibras poliméricas externamente coladas para reforço de estruturas de concreto. Ela, além de estabelecer diretrizes para a execução do reforço e explicar a constituição e propriedades dos materiais, apresenta os métodos de dimensionamento para o reforço de peças de concreto submetidas à flexão, cisalhamento, torção, ação do fogo e para o reforço de pilares por confinamento.

No geral, as recomendações apresentadas aproximam-se daquelas mostradas pelo ACI 440.2R (2017), apresentando diferenças na determinação da tensão efetiva da fibra de carbono e no coeficiente  $\beta_1$ , que para a recomendação europeia é chamado de  $\psi$  e independe da resistência do concreto, sendo determinado em função do modo de ruptura.

O *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* segue a filosofia dos estados limites, dividindo as suas análises em estados limites de serviço (ELS) e último (ELU), sendo que neste trabalho serão analisadas apenas as recomendações para o ELU, visto que o nosso objetivo é analisar parâmetros de capacidade resistiva, a partir do cálculo do momento resistente último.

A determinação do momento resistente de uma viga pelas recomendações *do Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* depende da situação de cálculo considerada para o ELU, sendo a primeira a consideração da atuação completa dos compósitos e a segunda de rupturas prematuras com a perda da ação do compósito.

Para a atuação completa dos compósitos são admitidas duas possibilidades de ruptura: o esmagamento do concreto após o escoamento da armadura e a ruptura do compósito após o escoamento da armadura, sendo que o valor dos parâmetros  $\psi$  e  $\delta_g$  depende deste modo. A recomendação ressalta que a ruptura da fibra é um modo de ruptura teoricamente possível, porém, na prática, é muito mais provável que ocorra o descolamento do FRP antes da sua ruptura.

Assim como o ACI 440.2R (2017), o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* propõe uma limitação do valor de deformação de projeto do reforço, como mostra a equação (58).

$$\varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \quad (58)$$

Onde:

$\varepsilon_{fd}$  - Valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço para evitar rupturas prematuras da fibra;

$\varepsilon_{fu}$  - Deformação última observada na fibra no momento da ruptura;

$\gamma_f$  - Fator de segurança, sendo adotado para o uso de compósitos de fibras de carbono, 1,20 para um sistema de aplicação normal, com alto grau de qualidade no controle da aplicação, enquanto 1,35 quando a aplicação consiste em um sistema de aplicação normal com dificuldade de condições de trabalho para aplicação.

A partir da deformação de projeto e do equilíbrio de deformações da seção da viga analisada, o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* estabelece o valor da deformação efetiva da fibra, como mostra a equação (59).

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd} \quad (59)$$

Onde:

$\varepsilon_{fe}$  - Deformação efetiva no CFRP;

$\varepsilon_{cu}$  - Deformação de ruptura do concreto;

$h$  - Altura da viga;

$x$  - Posição da linha neutra;

$\varepsilon_{bi}$  - Deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço.

A partir desta equação (59), é possível determinar o modo de ruptura do elemento analisado. Assim, se o comportamento da viga for controlado pelo primeiro membro da equação (59), a ruptura do elemento é controlada pelo esmagamento do concreto, pois a deformação última do concreto (3,5 ‰) foi atingida e, se for preponderante o segundo membro desta equação, a ruptura é controlada pela ruptura do FRP.

Com os valores de deformação máxima no PRF é possível determinar, da mesma forma que se realiza no ACI 440.2R (2017), a tensão efetiva atuante no PRFC, como mostra a equação (60).

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (60)$$

Onde:

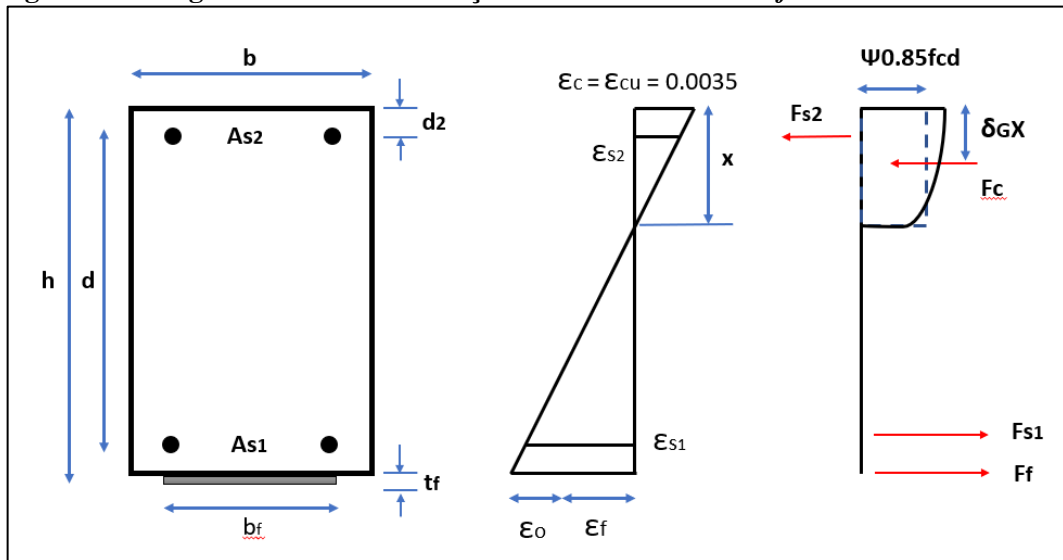
$f_{fe}$  - Tensão efetiva do CFRP;

$E_f$  - Módulo de elasticidade da fibra;

De forma análoga, podem ser determinadas as deformações do aço das armaduras superior e inferior, como dado pelas equações (44) e (45), respectivamente, e com estas deformações, obter a tensão efetiva atuante nestes elementos, como dado pelas equações (46) e (47).

Segundo o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*, a análise da seção transversal é feita com base no diagrama de tensões e forças resultantes mostrado na Figura (27), onde o equilíbrio de forças é realizado com o uso da curva parábola-retângulo que representa a resistência do concreto, como previsto no *Eurocode 2*.

**Figura 27 - Diagrama de tensões e forças resultantes - Método *fib CEB-FIP Bulletin 14***



Fonte: Borges (2016).

Com as tensões atuantes no elemento, deve-se proceder ao cálculo da altura da linha neutra  $x$  da seção analisada, de forma análoga ao realizado pelo ACI 440.2R (2017), como mostra a equação (61).

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A'_s \cdot f'_s)}{0,85 \cdot \psi \cdot f_c \cdot b} \quad (61)$$

Onde:

$A_s$  - Área de aço da armadura inferior;

$A_f$  - Área do reforço aplicado na viga;

$A'_s$  - Área de aço da armadura superior;

$f_s$  - Tensão no aço da armadura inferior;

$f_{fe}$  - Tensão efetiva do PRFC;

$f'_s$  - Tensão no aço da armadura superior;

$f_c$  - Resistência à compressão do concreto;

$b$  - Largura da viga;

$\psi$  - Coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, sendo 0,8 para rupturas que consideram o escoamento do concreto após o escoamento da armadura e para a ruptura do compósito após o escoamento da armadura, dado pela equação (62).

$$\psi = \begin{cases} 1000 \cdot \varepsilon_c \cdot \left(0,5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_c\right) & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} & \text{para } 0,002 < \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (62)$$

Com a determinação da altura da linha neutra, procede-se à determinação do momento fletor resistente da seção, como dado pela equação (63).

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot (d - \delta_g \cdot x) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (h - \delta_g \cdot x) + A'_s \cdot f'_s \cdot (\delta_g \cdot x - d') \quad (63)$$

Onde,

$\delta_g$  - Coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, sendo 0,4 para rupturas que consideram o escoamento do concreto após o escoamento da armadura e para a ruptura do compósito após o escoamento da armadura, é dado pela equação (64).

$$\delta_g = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_c}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_c)} & \text{para } \varepsilon_c \leq 0,002 \\ \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} & \text{para } 0,002 < \varepsilon_c \leq 0,0035 \end{cases} \quad (64)$$

A partir da resolução do sistema composto pelas equações de equilíbrio de forças internas e momento, podemos achar a incógnita que buscamos,  $A_f$ , área do reforço em fibra carbono dimensionado para atender ao ELU.

Análogo ao estabelecido pela ACI 440.2R (2017), o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* prescreve verificações para o nível de tensões no concreto, na armadura tracionada e no elemento de reforço após o dimensionamento. Seguindo as seguintes limitações:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f'_c \quad (65)$$

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_y \quad (66)$$

$$\sigma_f \leq 0,80 \cdot f_{fu} \quad (67)$$

Sendo:

$\sigma_c$  - Tensão atuante no concreto;

$\sigma_s$  - Tensão atuante na armadura;

$\sigma_f$  - Tensão atuante no reforço;

$f'_c$  - Tensão máxima de compressão para o concreto;

$f_y$  - Tensão de escoamento da armadura;

$f_{fu}$  - Tensão máxima de tração para o reforço.

## 2.9 RESUMO DOS MODELOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE REFORÇO

Com base nos modelos de dimensionamento apresentados, tanto para o reforço com chapas de aço, quanto com compósitos CFRP, é possível montar os seguintes quadros comparativos entre a teoria dos diferentes métodos, destacando os principais aspectos, bem como as diferenças fundamentais entre os mesmos, a fim de proporcionar uma comparação entre os modelos analíticos de cálculo.

**Quadro 3 – Principais Aspectos Teóricos - Métodos de Dimensionamento de Reforço com Chapas de Aço Coladas**

ASPECTOS	MÉTODO			
	BRESSON (1971)	CÁNOVAS (1988)	ZIRABA & HUSSEIN (1993)	CAMPAGNOLO (1995)
<b>MODELO DE CÁLCULO</b>	Tensões Admissíveis	Estados Limites	Estados Limites	Tensões Admissíveis
<b>ESTÁGIO DE CARREGAMENTO</b>	Sim (Superposição diagramas de tensões)	Sim (Superposição diagramas de deformações)	Não	Não
<b>ESTÁDIO DE DIMENSIONAMENTO</b>	II	III	III	II
<b>PROCESSO</b>	Dimensionamento da espessura do reforço	Dimensionamento da área do reforço	Dimensionamento da espessura do reforço	Dimensionamento da área do reforço
<b>PARTICULARIDADES</b>	Desconsidera o deslocamento da linha neutra; Utiliza cargas de serviço (sem majoração).	Considera a viga subarmada, antes e após o reforço.	Limitação da espessura do reforço, para evitar o esmagamento do concreto.	Considera a chapa trabalhando no limite da capacidade resistente; Não verifica tensões no concreto.

Fonte: Autor (2021).

Quadro 4 - Principais Aspectos Teóricos - Métodos de Dimensionamento de Reforço com CFRP

	<i>Fib CEB-FIP Bulletin 14</i> (2001)	ACI 440.2R (2017)
<b>METODOLOGIA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensionamento e verificações nos Estados Limites;</li> <li>• Coeficientes de segurança parciais.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensionamento e verificações por meio do cálculo das Tensões Admissíveis;</li> <li>• Fator de segurança global.</li> </ul>
<b>COEFICIENTES DE SEGURANÇA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Majoração da carga: <math>\gamma_f=1,5</math> ou 1,35.</li> <li>• Minoração da resistência do concreto: <math>\gamma_c=1,4</math>.</li> <li>• Minoração da resistência do aço: <math>\gamma_s=1,15</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fator de segurança global <math>\phi</math>, redutor da resistência, que varia de 0,9 a 0,65 dependendo da deformação prevista no compósito.</li> <li>• Coeficiente de redução da resistência do CFC (informada pelo fabricante), <math>CE</math>, que depende das condições de exposição.</li> <li>• Coeficiente de majoração dos esforços permanentes (1,1) e acidentais (0,75).</li> </ul>
<b>DEFORMAÇÃO MÁXIMA ADMITIDA NO CONCRETO</b>	$\varepsilon_c \leq 3,5\text{‰}$	$\varepsilon_c \leq 3,0\text{‰}$
<b>LIMITAÇÃO DA DEFORMAÇÃO NO COMPÓSITO</b>	A deformação limite do CFC a ser usada para dimensionamento, $\varepsilon_{f,lim}$ , referente ao descolamento deve ser definida pelo projetista, baseado no Eurocode 2 e/ou anexos nacionais caso existam.	Para evitar o descolamento a deformação máxima no CFC é limitada pela equação (42), não podendo ultrapassar $0,9\varepsilon_{fu}$ (resistência informada pelo fabricante).
<b>DIMENSIONAMENTO DA ÁREA DO REFORÇO</b>	Resolução do sistema composto pelas equações (53) e (63), que tratam do equilíbrio de forças e momentos.	Obtido quando se atende a condição $\phi Mn \geq Mmáx$ , onde $Mn$ é o momento resistente.

Fonte: Autor (2021).

## CAPÍTULO 3

### 3. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Para atingir os objetivos propostos na pesquisa, serão realizadas análises comparativas quantitativas entre os métodos de reforço com chapas de aço coladas e CFRP apresentados, separadamente, por tipo de reforço.

Para tanto, serão utilizadas como ferramentas, planilhas eletrônicas elaboradas no programa Excel, buscando a automatização dos cálculos e a possibilidade uma maior inferência comparativa através de uma maior quantidade de resultados.

Ao mesmo passo, a parametrização da viga utilizada como modelo para o dimensionamento de reforço à flexão será desenvolvida a partir da definição inicial de algumas variáveis fixas, como largura da seção, comprimento, módulo de elasticidade e deformações máximas admitidas para concreto, aço e reforço, bem como tensões máximas de escoamento para o aço da armadura inicial e para o reforço.

Tendo em vista a simulação da maior variabilidade possível de conjunturas de utilização de reforço, foram tomados como parâmetros variáveis: **(a)** a resistência do concreto, **(b)** relação momento solicitante e momento resistente, **(c)** incremento da relação altura ( $h$ ) por largura ( $b_w$ ) da viga, **(d)** taxa mecânica da armadura ( $\omega$ ) e, **(e)** variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço ( $f_{y,REF}$ ), para os casos de reforço com chapas de aço, possibilitando a análise de dados através dos resultados, área de reforço, em função dos parâmetros variáveis analisados.

As análises comparativas serão desenvolvidas a partir da variação de parâmetros que caracterizam a disposição construtiva da viga, buscando padronizar o comportamento de cálculo por cada método em relação as mais diferentes conjunturas de utilização do reforço.

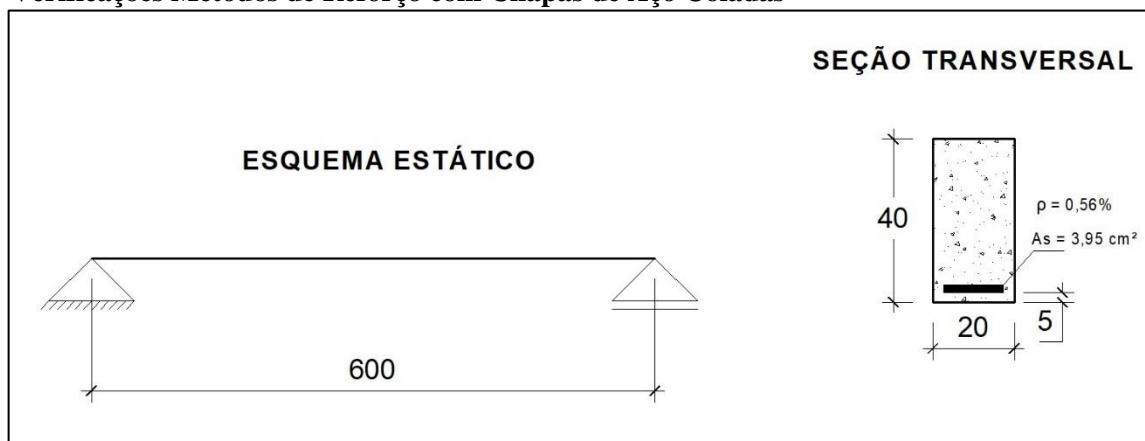
Por conseguinte, considerando as diferentes concepções do modelo de cálculo e principalmente das propriedades constitutivas dos materiais utilizados nos dois tipos de reforços de vigas solicitadas à flexão analisados, chapas de aço coladas e CFRP, não seria coerente e eficaz a simples comparação entre as áreas de reforço obtidas pelos dois modelos. Sendo assim, será procedido o estudo de caso da análise de reforço à flexão das longarinas de uma Ponte localizada sobre o Rio São Miguel na Rodovia BR 304/RN na cidade de Fernando

Pedroza/RN, a fim de avaliar comparativamente o custo necessário para a execução do reforço pelos dois modelos (chapas de aço coladas e CFRP), buscando diretrizes que possibilitem a ponderação da escolha do método mais adequado para a situação, com base em parâmetros técnico-econômicos.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO

Para a avaliação comparativa entre os métodos de reforço de vigas solicitadas à flexão com chapas de aço coladas, estabelecidos por Bresson (1971), Cánovas (1988), Ziraba & Hussein (1993) e Campagnolo (1995), será parametrizada uma viga com as seguintes especificações:

**Figura 28 - Esquema Estático da Viga e Especificações Geométricas da Seção - Verificações Métodos de Reforço com Chapas de Aço Coladas**



\*Unidades em cm.

Fonte: Autor (2021).

**Tabela 3 - Propriedades dos materiais - Verificações Métodos de Reforço com Chapas de Aço Coladas**

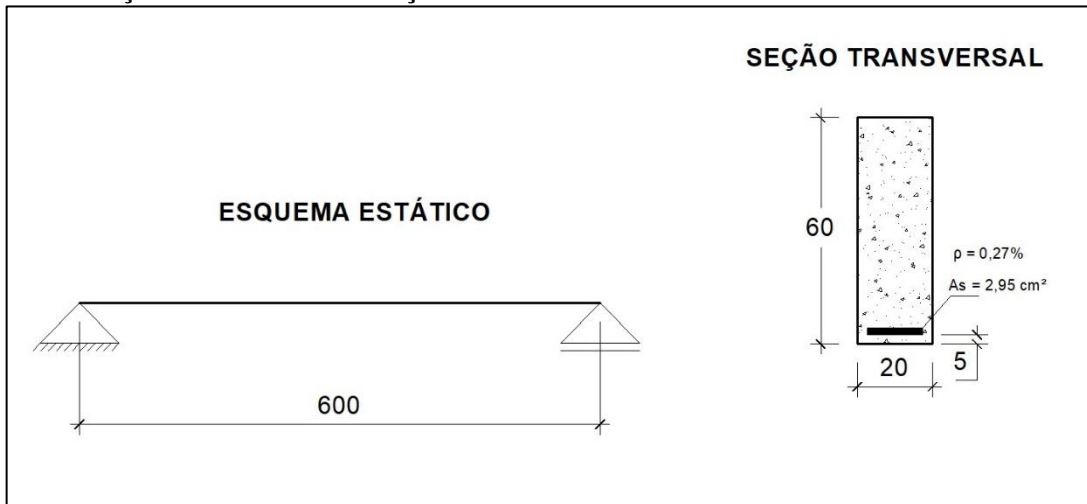
<b><u>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</u></b>			
<b>CONCRETO</b>			
$f_{ck}$	30 MPa	$E_{cs}$	26 GPa
<b>ARMADURA LONGITUDINAL</b>			
$f_{yk}$	500 MPa	$E_s$	210 GPa
		$n (E_s/E_{cs})$	8,05
<b>REFORÇO</b>			
$f_{y,REF}$	250 MPa	$E_s$	210 GPa

Fonte: Autor (2021).

### 3.3 CARACTERÍSTICAS DO REFORÇO COM CFRP

Para a avaliação comparativa entre os métodos de reforço de vigas solicitadas à flexão com compósitos CFRP, conforme normatizado pela ACI 440.2R (2017) e pelo *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001), será parametrizada uma viga com as seguintes especificações:

**Figura 29 - Esquema Estático da Viga e Especificações Geométricas da Seção - Verificações Métodos de Reforço com CFRP**



\*Unidades em cm.

Fonte: Autor (2021).

**Tabela 4 - Propriedades dos materiais - Verificações Métodos de Reforço com CFRP**

<u>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</u>			
<b>CONCRETO</b>			
$f_{ck}$ 30 MPa	$E_{cs}$ 26 GPa	$\epsilon_{cu}$ 3,5‰	CEB
		$\epsilon_{cu}$ 3,0‰	ACI
<b>ARMADURA LONGITUDINAL</b>			
$f_{yk}$ 500 MPa	$E_s$ 210 GPa	$n$ ( $E_s/E_{cs}$ )	8,05 MPa
$\epsilon_{sy}$ 2,07‰	$\epsilon_{su}$ 10,00‰		
<b>REFORÇO</b>			
$f_{y,REF}$ 250 MPa	$E_f$ 165 GPa	$\epsilon_{fu}$ 17‰	CEB
		$\epsilon_{fd}$ 9,6‰	ACI

Fonte: Autor (2021).

## CAPÍTULO 4

### 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo destina-se a apresentação do processo de cálculo desenvolvido para verificação, bem como à análise dos resultados obtidos. Para tanto foram tomados como parâmetros variáveis: **(a)** a resistência do concreto, **(b)** relação momento solicitante e momento resistente, **(c)** incremento da relação altura ( $h$ ) por largura ( $b_w$ ) da viga, **(d)** taxa mecânica da armadura ( $\omega$ ) e **(e)** variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço ( $f_{y,REF}$ ) para os casos de reforço com chapas de aço.

#### 4.1 ANÁLISE DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

##### 4.1.1 APRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

O desenvolvimento do processo de cálculo para o reforço de vigas à flexão com chapas de aço coladas baseou-se na elaboração de planilhas eletrônicas no programa Excel, que automatizaram as formulações apresentadas no item 2.7.

O procedimento de cálculo disposto na planilha requer a inserção por parte do usuário de alguns dados de entrada, necessários para caracterização da geometria da seção, das propriedades dos materiais utilizados, do momento resistente da viga antes do reforço e do momento resistente requerido para a mesma após o reforço.

Com base nessas informações, os parâmetros calculados em cada planilha são reflexo das especificidades apresentadas por cada método, tendo em vista que Bresson (1971) e Cánovas (1988), baseiam suas formulações na análise do estado tensional antes e após o reforço, Ziraba & Hussein (1993) no equilíbrio de forças a partir da altura do bloco de compressão definido pelo ACI.318 (2019), e Campagnolo (1995) na resistência máxima da chapa, considerando o escoamento da mesma.

Com exceção da planilha de cálculo pelo método de Campagnolo (1995) que apresentada um processo iterativo de incremento da espessura chapa até o alcance do momento resistente requerido, todas as outras apresentam resultados obtidos por processos diretos de cálculo.

As figuras a seguir apresentam as referidas planilhas.

Figura 30 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Bresson (1971)

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS - MÉTODO DE BRESSON, 1971			
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS			
<p><b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b></p> <p><b>CONCRETO</b></p> <p><math>f_{ck}</math> 30 MPa</p> <p><math>E_{cs}</math> 26 GPa</p> <p><b>ARMADURA LONGITUDINAL</b></p> <p><math>f_{yk}</math> 500 MPa</p> <p><math>E_s</math> 210 GPa</p> <p><math>n (E_s/E_{cs})</math> 8,05 MPa</p> <p><b>REFORÇO</b></p> <p><math>f_{y,REF}</math> 250 MPa</p>		<p><b>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</b></p> <p><math>b</math> 20 cm</p> <p><math>h</math> 40 cm</p> <p><math>d'</math> 5 cm</p> <p><math>d</math> 35,00 cm</p> <p><math>A_s</math> 3,95 cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s'}</math> 0 cm<sup>2</sup></p> <p><math>\rho</math> 0,56 %</p> <p><math>\rho'</math> 0,0000 %</p> <p><math>\omega</math> 0,100</p> <p><math>d'/d</math> 0,143</p> <p><math>d1/d</math> 1,05</p>	
		<p><b>MOMENTOS RESISTENTES</b></p> <p><math>M_R</math> 5,60 tf.m <i>Momento resistente antes do reforço</i></p> <p><math>\Phi_1</math> 0,35 <i>Fator de descarregamento - <math>M_0/M_r</math></i></p> <p><math>M_0</math> 1,96 tf.m <i>Momento resistente no descarregamento</i></p> <p><math>\Phi_2</math> 1,5 <i>Fator de aumento da capacidade resistente</i></p> <p><math>M_{REF}</math> 8,40 tf.m <i>Momento resistente após o reforço</i></p>	
PARÂMETROS CALCULADOS			
<p><b>ESTADO INICIAL</b></p> <p><b>PARÂMETROS GEOMÉTRICOS</b></p> <p><math>Z1=</math> 35,00 cm</p> <p><math>Z2=</math> 42,000 cm LN</p> <p><math>\beta=</math> 0,168372 <math>\beta_{2-3}=0,269</math></p> <p><math>\chi=</math> 5,89300938 cm <math>\beta_{3-4}=0,628</math></p> <p><b>Domínio 2</b></p> <p><b>TENSÕES</b></p> <p><math>M_R</math> 5600,00 kNcm</p> <p><math>\sigma_c</math> 11,65 MPa</p> <p><math>\sigma_a</math> 463,61 MPa</p>		<p><b>ESTADO TENSIONAL - EXECUÇÃO DO REFORÇO</b></p> <p><b>DESCARREGAMENTO</b></p> <p><math>M_0</math> 1960,00 kNcm</p> <p><math>\sigma_{c1}</math> 4,08 MPa 0,40785548</p> <p><math>\sigma_{a1}</math> 162,26 MPa 16,2262512</p> <p><b>RECARREGAMENTO</b></p> <p><math>\Delta M</math> 6440,00 kNcm</p> <p><math>\sigma_{c2}</math> 11,22 MPa 1,12214452</p> <p><math>\sigma_{a2}</math> 147,74 MPa 14,7737488</p> <p><math>\sigma_{aR}</math> 150,00 MPa 15</p>	
		<p><b>VERIFICAÇÕES</b></p> <p><math>\sigma_{c1}+\sigma_{c2}</math> 15,30 MPa</p> <p><math>\sigma_{a1}+\sigma_{a2}</math> 310,00 MPa</p> <p><math>\sigma_{aR}</math> 150,00 MPa</p> <p><b>TENSÕES ADMISSÍVEIS</b></p> <p><math>\sigma_{cR}</math> 15,3 MPa OK</p> <p><math>\sigma_{sR}</math> 310 MPa OK</p> <p><math>\sigma_{s,REF,R}</math> 150 MPa OK</p>	
		<p><b>DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO</b></p> <p><math>A_{s,REF}</math> 6,81 cm<sup>2</sup></p> <p><math>e_r</math> 3,41 mm</p> <p><math>\rho_{REF} (%)</math> 0,85</p>	

Fonte: Autor (2021).

Figura 31 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Cánovas (1988)

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS - MÉTODO DE CÁNOVAS, 1988			
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS			
<p><b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b></p> <p><b>CONCRETO</b></p> <p><math>f_{ck}</math> 30 MPa</p> <p><math>E_{cs}</math> 26 GPa</p> <p><b>ARMADURA LONGITUDINAL</b></p> <p><math>f_{yk}</math> 500 MPa</p> <p><math>E_s</math> 210 GPa</p> <p><math>n (E_s/E_{cs})</math> 8,05 MPa</p> <p><b>REFORÇO</b></p> <p><math>f_{y,REF}</math> 250 MPa</p>		<p><b>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</b></p> <p><math>b</math> 20 cm</p> <p><math>h</math> 40 cm</p> <p><math>d'</math> 5 cm</p> <p><math>d</math> 35,00 cm</p> <p><math>A_s</math> 3,95 cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s'}</math> 0 cm<sup>2</sup></p> <p><math>\rho</math> 0,56 %</p> <p><math>\rho'</math> 0,0000 %</p> <p><math>\omega</math> 0,100</p> <p><math>d'/d</math> 0,143</p> <p><math>d1/d</math> 1,02</p>	
		<p><b>MOMENTOS RESISTENTES</b></p> <p><math>M_R</math> 5,60 tf.m <i>Momento resistente antes do reforço</i></p> <p><math>\phi_1</math> 0,35 <i>Fator de descarregamento - <math>M_0/M_r</math></i></p> <p><math>M_p</math> 1,96 tf.m <i>Momento resistente no descarregamento</i></p> <p><math>\phi_2</math> 1,5 <i>Fator de aumento da capacidade resistente</i></p> <p><math>M_{REF}</math> 8,40 tf.m <i>Momento resistente após o reforço</i></p>	
PARÂMETROS CALCULADOS			
<p><b>ESTADO TENSIONAL - EXECUÇÃO DO REFORÇO</b></p> <p><b>DESCARREGAMENTO</b></p> <p><math>M_p</math> 1960,00 kN.cm</p> <p><math>X_1</math> 5,893 x-23 9,065</p> <p><b>Domínio 2</b> x-Lim 15,75</p> <p><math>Z_1</math> 32,64</p> <p><math>\sigma_{sp}</math> 152,01 MPa</p> <p><math>\sigma_{cp}</math> 2,15 MPa</p> <p><math>\epsilon_{sp}</math> 0,72 ‰</p> <p><math>\epsilon_{cp}</math> 0,122 ‰</p>		<p><b>ESTADO TENSIONAL - EXECUÇÃO DO REFORÇO</b></p> <p><b>RECARREGAMENTO</b></p> <p><math>M_s</math> 6440,00 kNcm</p> <p><math>\Delta\epsilon_{ss}</math> 1,35</p> <p><math>X_s</math> 6,69164206</p> <p><math>Z_s</math> 38,5</p> <p><math>\sigma_{cs}</math> 16,06 MPa</p> <p><math>\sigma_{ss}</math> 282,77 MPa</p> <p><math>\sigma_{rs}</math> 217,39 MPa</p>	
		<p><b>DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO</b></p> <p><math>A_{s,REF}</math> <b>3,74 cm<sup>2</sup></b></p> <p><math>e_r</math> 1,87 mm</p> <p><math>d_r</math> 35,09 cm</p> <p><math>d1/d_{(real)}</math> 1,00</p> <p><math>\rho_{REF} (\%)</math> 0,47</p> <p><b>ESTADO FINAL DE TENSÕES</b></p> <p><math>\sigma_c</math> 18,21 MPa</p> <p><math>\sigma_s</math> 283,50 MPa</p> <p><math>\sigma_{REF}</math> 217,39 MPa</p>	

Fonte: Autor (2021).

Figura 32 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Ziraba & Haussain (1993)

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS - MÉTODO DE ZIRABA E HUSSAIN, 1994		
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS		
<p><b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b></p> <p><b>CONCRETO</b></p> <p><math>f_{ck}</math> 30 MPa</p> <p><math>f'c</math> 27,96 MPa ACI</p> <p><math>E_{cs}</math> 26 GPa</p> <p><b>ARMADURA LONGITUDINAL</b></p> <p><math>f_{yk}</math> 500 MPa</p> <p><math>E_s</math> 210 GPa</p> <p><math>n (E_s/E_{cs})</math> 8,05 MPa</p> <p><b>REFORÇO</b></p> <p><math>f_{yp}</math> 250 MPa</p>	<p><b>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</b></p> <p><math>bc</math> 20 cm</p> <p><math>hc</math> 40 cm</p> <p><math>d'</math> 5 cm</p> <p><math>d</math> 35,00 cm</p> <p><math>A_s</math> 3,95 cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s'}</math> 0 cm<sup>2</sup></p> <p><math>\rho</math> 0,56 %</p> <p><math>\rho'</math> 0,0000 %</p> <p><math>\omega</math> 0,100</p> <p><math>d'/d</math> 0,143</p>	<p><b>MOMENTOS RESISTENTES</b></p> <p><math>M_R</math> 5,60 tf.m <i>Momento resistente antes do reforço</i></p> <p><math>K</math> 1,5 <i>Fator de aumento da capacidade resistente</i></p> <p><math>M_u</math> 8,40 tf.m <i>Momento resistente após o reforço</i></p> <p><math>\phi</math> 0,9 <i>Fator de resistência à flexão</i></p> <p><math>M_n</math> 9,33 tf.m <i>Momento atuante último de cálculo</i></p>
PARÂMETROS CALCULADOS		
<p><b>DADOS REFORÇO</b></p> <p><b>COLA</b></p> <p><math>dc</math> 0,10 cm</p> <p><b>CHAPA DE AÇO</b></p> <p><math>bp</math> 20 cm</p> <p><math>hp</math> 40,50 cm</p> <p><math>hs</math> 35 cm</p>	<p><b>SEÇÃO TRANSVERSAL - CONCRETO</b></p> <p><b>BLOCO DE COMPRESSÃO</b></p> <p><math>\bar{a}</math> 5,85 cm</p> <p>Domínio 2 x-23 9,065</p> <p>x-Lim 15,75</p> <p><math>A_1</math> -237,9807288</p> <p><math>A_2</math> 17,97245224</p> <p><math>A_3</math> -0,0283</p>	<p><b>DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO</b></p> <p><math>A_{s,REF}</math> 3,22 cm<sup>2</sup></p> <p><math>e_r</math> 0,16 cm</p> <p><math>d_r</math> 37,25 cm</p> <p><math>hp^{(real)}</math> 40,18</p> <p><math>\rho_{REF} (\%)</math> 0,40</p> <p><math>tpb</math> -0,371372 cm</p>

Fonte: Autor (2021).

Figura 33 - Planilha eletrônica de cálculo - Reforço com chapas de coladas - Método de Campagnolo (1995)

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS - MÉTODO DE CAMPAGNOLO, 1995		
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS		
<p><b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b></p> <p><b>CONCRETO</b></p> <p><math>f_{ck}</math> 30 MPa</p> <p><math>f'_c</math> 27,96 MPa ACI</p> <p><math>E_c</math> 26 GPa</p> <p><b>ARMADURA LONGITUDINAL</b></p> <p><math>f_{yk}</math> 500 MPa</p> <p><math>E_s</math> 210 GPa</p> <p><math>n (E_s/E_c)</math> 8,05 MPa</p> <p><b>REFORÇO</b></p> <p><math>f_{ych}</math> 326 MPa</p>	<p><b>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS</b></p> <p><math>B_w</math> 20 cm</p> <p><math>h</math> 40 cm</p> <p><math>d'</math> 5 cm</p> <p><math>d</math> 35,00 cm</p> <p><math>A_s</math> 3,95 cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s'}</math> 0 cm<sup>2</sup></p> <p><math>\rho</math> 0,56 %</p> <p><math>\rho'</math> 0,0000 %</p> <p><math>\omega</math> 0,100</p> <p><math>d'/d</math> 0,143</p>	<p><b>MOMENTOS RESISTENTES</b></p> <p><math>M_R</math> 5,60 tf.m <i>Momento resistente antes do reforço</i></p> <p><math>K</math> 1,5 <i>Fator de aumento da capacidade resistente</i></p> <p><math>M_{REF}</math> 8,40 tf.m <i>Momento resistente após o reforço</i></p>
PARÂMETROS CALCULADOS		
<p><b>DADOS REFORÇO</b></p> <p><b>CHAPA DE AÇO</b></p> <p><math>E_{sch}</math> 210000 Mpa</p> <p><math>bsch</math> 0,2 m</p> <p><b><math>hsch</math> 2,23 mm</b></p> <p><math>Asch</math> 0,000446 m<sup>2</sup></p> <p><math>dch</math> 0,4011 m</p> <p>Obs: Realizar incremento no valor de <math>hsch</math> (espessura da chapa) até o momento resistente ser maior que o solicitante</p>	<p><b>SEÇÃO TRANSVERSAL - CONCRETO</b></p> <p><b>BLOCO DE COMPRESSÃO</b></p> <p>LN x 0,1295 m</p> <p>12,95 cm</p> <p>0,129508</p> <p>Domínio 3 x-23 9,07</p> <p>x-Lim 15,75</p> <p><math>I_x</math> 0,000564504 m<sup>4</sup></p> <p><b>M 8,4119 tf.m</b></p>	<p><b>DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO</b></p> <p><b><math>A_{s,REF}</math> 4,46 cm<sup>2</sup></b></p> <p><math>e_r</math> 0,22 cm</p> <p><math>d_r</math> 37,66 cm</p> <p><math>\rho_{REF} (%)</math> 0,56</p>

Fonte: Autor (2021).

## 4.1.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir da variação de alguns parâmetros de entrada, foram obtidos os seguintes resultados, que possibilitam uma sólida análise comparativa dos mesmos.

### 4.1.2.1 Variação da resistência do concreto ( $f_{ck}$ )

Com a variação da resistência à compressão do concreto foi possível observar que todos os métodos apresentaram acréscimo linear na taxa geométrica de reforço ( $\rho_{ref}$ ) em relação ao incremento na resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) (Figura 34).

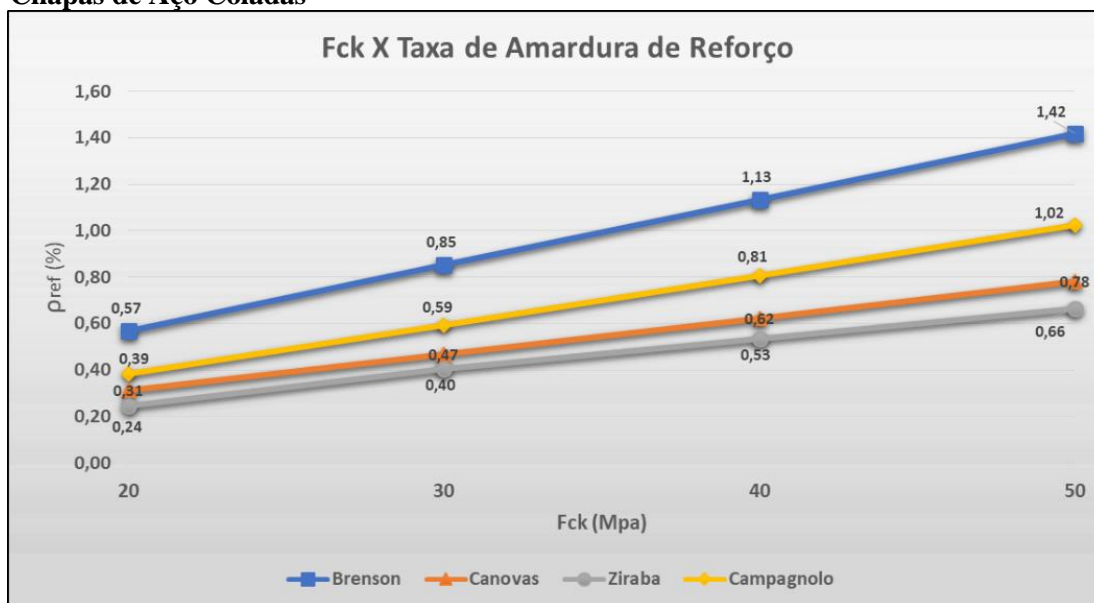
Sendo constatado que o método de Bresson (1971) apresentou a maior taxa de armadura de reforço necessária dentre os métodos analisados, manifestando a tendência de aumento da diferença a partir do incremento de resistência do concreto. Uma vez que, para  $f_{ck} = 20\text{MPa}$ , a diferença entre os métodos de Bresson (1971) e Campagnolo (1995), que apresentaram as maiores taxas de reforço, foi de 47%, e para o  $f_{ck} = 40\text{MPa}$ , a diferença foi de 67%, conforme apresentado na tabela 5.

**Tabela 5 - Variação da Resistência à Compressão do Concreto  $f_{ck}$  – Reforço com Chapas de Aço Coladas**

Fck (Mpa)	Bresson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)
20	4,53	0,57	2,49	0,31	1,95	0,24	3,08	0,39
30	6,81	0,85	3,74	0,47	3,22	0,40	4,73	0,59
40	9,07	1,13	4,99	0,62	4,26	0,53	6,45	0,81
50	11,35	1,42	6,24	0,78	5,31	0,66	8,18	1,02

Fonte: Autor (2021).

**Figura 34 - Gráfico da variação do  $f_{ck}$  em relação à armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.2 Variação da relação $M_{ref}/M_r$

O incremento da relação entre o momento resistente após o reforço ( $M_{ref}$ ) e momento resistente inicial ( $M_r$ ) - caracterizada como o fator de aumento da capacidade resistente da peça ( $\phi$ ) - determinou um padrão de aumento linear da taxa de armadura de reforço para todos os métodos (Figura 35).

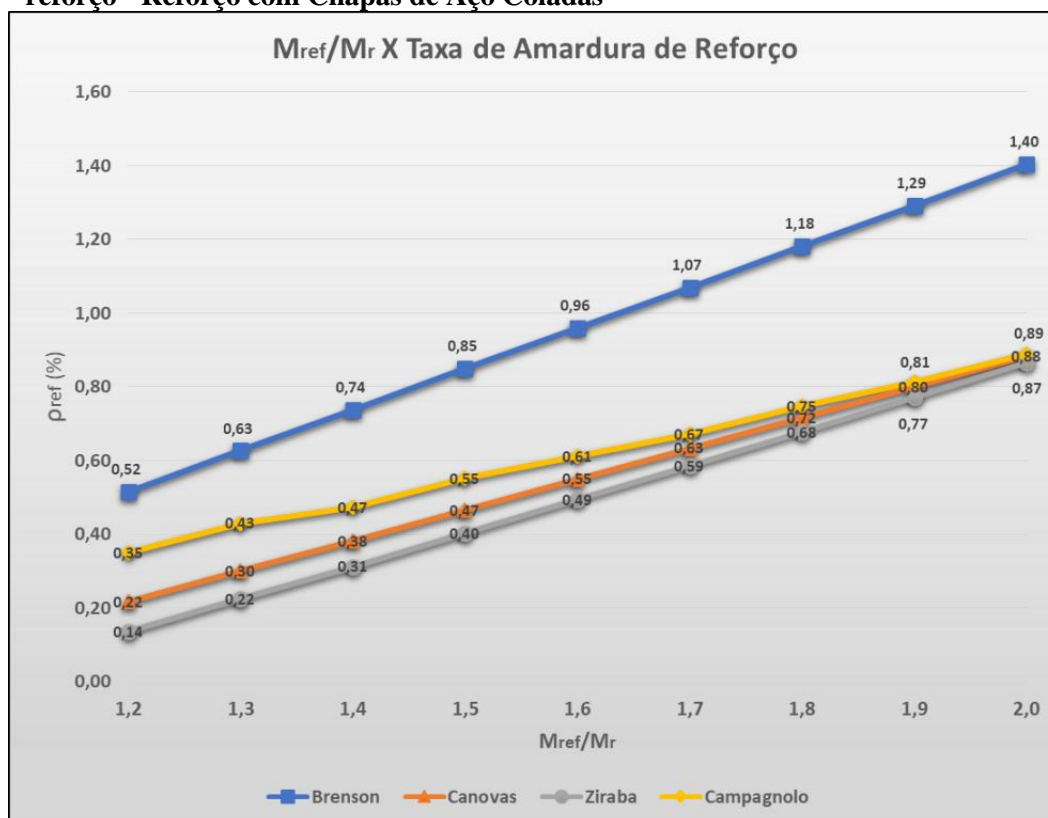
Sendo que, o método de Bresson (1971) também apresentou os maiores resultados e uma maior taxa de variação de acordo com o aumento do fator  $\phi$ . Enquanto que, os outros métodos, apesar de apresentarem resultados distintos para  $\phi = 1,2$ , conforme o incremento do mesmo, convergiram para resultado semelhantes no patamar de  $\phi = 2,0$ . A diferença entre Bresson (1971) e os outros métodos, para  $\phi = 2,0$ , foi de aproximadamente 62% (Tabela 6).

**Tabela 6- Variação da relação entre momento resistente após o reforço e momento resistente inicial - Reforço com Chapas de Aço Coladas**

$M_{ref}/M_r$	Bresson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	Aref (cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref (cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref (cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref (cm2)	$\rho_{ref}$ (%)
1,2	4,13	0,52	1,73	0,22	1,08	0,14	2,80	0,35
1,3	5,01	0,63	2,4	0,30	1,79	0,22	3,44	0,43
1,4	5,9	0,74	3,06	0,38	2,5	0,31	3,79	0,47
1,5	6,79	0,85	3,73	0,47	3,22	0,40	4,41	0,55
1,6	7,68	0,96	4,4	0,55	3,95	0,49	4,90	0,61
1,7	8,56	1,07	5,07	0,63	4,68	0,59	5,38	0,67
1,8	9,45	1,18	5,73	0,72	5,42	0,68	5,98	0,75
1,9	10,34	1,29	6,4	0,80	6,17	0,77	6,50	0,81
2,0	11,22	1,40	7,07	0,88	6,93	0,87	7,10	0,89

Fonte: Autor (2021).

**Figura 35 - Gráfico da variação  $M_{ref}/M_r$  em relação à taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.3 Variação da relação $h/b_w$

O incremento da relação altura ( $h$ ) por largura ( $b_w$ ) da viga, exposta através da variação da altura do elemento estrutural, de maneira geral, não reproduziu variações nas taxas geométricas da armadura reforço ( $\rho_{ref}$ ) calculadas pelos diferentes métodos, com

exceção para uma pequena variação inicial pelo método de Ziraba & Hussein (1993) e de Bresson (1971) (Figura 37).

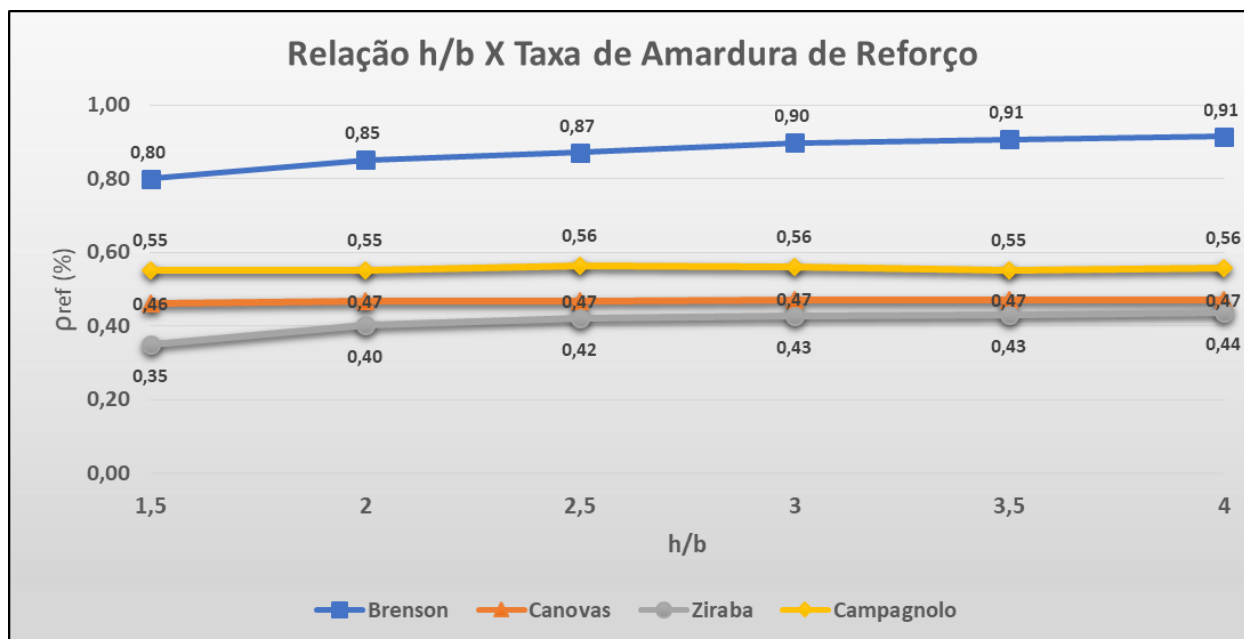
Bresson (1971) e Campagnolo (1995) apresentaram as maiores taxas de armaduras reforço, enquanto que Cánovas (1988) e Ziraba & Hussein (1993), se aproximaram em seus resultados. A diferença entre os métodos de Campagnolo (1995) e Ziraba & Hussein (1993) foi cerca de 30%, conforme Tabela 7.

**Tabela 7 - Variação da relação altura (h) por largura (b) da seção - Reforço com Chapas de Aço Coladas**

h/b	Bresson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$
1,5	4,8	0,80	2,76	0,46	2,1	0,35	3,3	0,55
2	6,81	0,85	3,74	0,47	3,22	0,40	4,41	0,55
2,5	8,71	0,87	4,66	0,47	4,2	0,42	5,62	0,56
3	10,77	0,90	5,66	0,47	5,12	0,43	6,73	0,56
3,5	12,69	0,91	6,59	0,47	6,01	0,43	7,71	0,55
4	14,62	0,91	7,52	0,47	6,99	0,44	8,9	0,56

Fonte: Autor (2021).

**Figura 36 – Gráfico da relação entre a variação da  $h/b_w$  da seção e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.4 Variação da taxa de mecânica de armadura $\omega$

A variação da taxa mecânica de armadura ( $\omega$ ) produziu uma variação linear em todos os métodos, exceto para o método de Bresson (1971), que, a partir de uma taxa  $\omega = 0,18$ , apresentou uma tendência de variação exponencial (Figura 38).

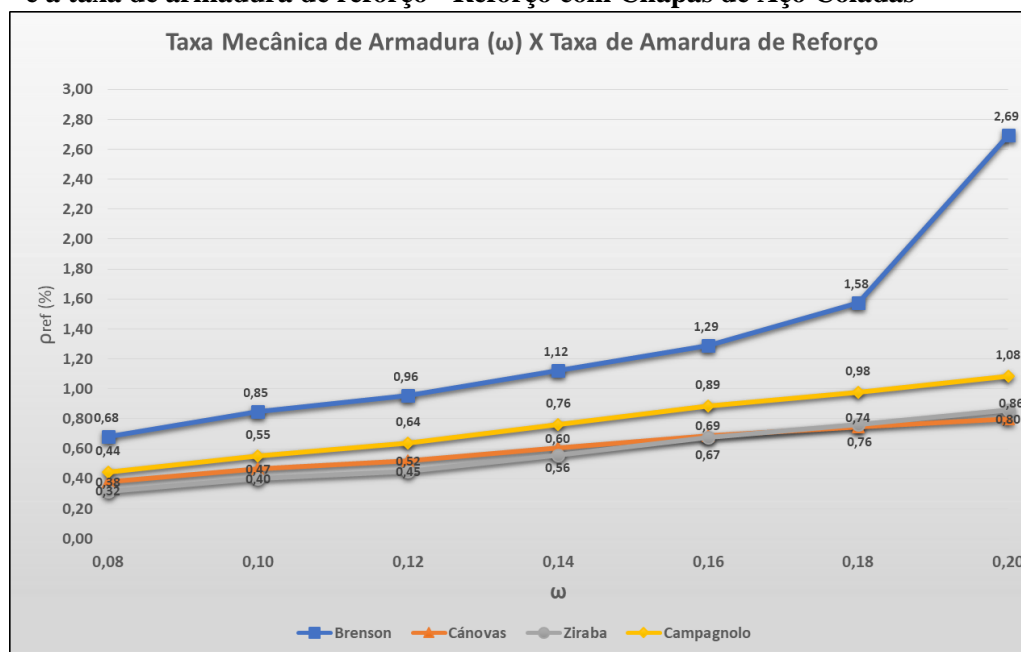
Em relação aos outros métodos, apesar de apresentarem aumento linear, a taxa de incremento foi diferente, tendo em vista que, para valores acima de  $\omega = 0,16$ , o método de Cánovas (1988) se tornou mais eficaz, considerando que a princípio o mesmo exibiu valores 19% maiores que o método de Ziraba & Hussein (1993), e para  $\omega = 0,20$  apresentou resultados 7% menores que os mesmos (Tabela 8).

**Tabela 8 - Variação da taxa mecânica de armadura da seção - Reforço com Chapas de Aço Coladas**

$\omega$	Brenson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$	Aref(cm2)	$\rho_{ref}(\%)$
0,08	5,47	0,68	3,03	0,38	2,54	0,32	3,54	0,44
0,10	6,79	0,85	3,73	0,47	3,22	0,40	4,41	0,55
0,12	7,65	0,96	4,15	0,52	3,6	0,45	5,1	0,64
0,14	8,98	1,12	4,83	0,60	4,44	0,56	6,08	0,76
0,16	10,31	1,29	5,5	0,69	5,39	0,67	7,09	0,89
0,18	12,6	1,58	5,95	0,74	6,09	0,76	7,82	0,98
0,20	21,54	2,69	6,39	0,80	6,88	0,86	8,67	1,08

Fonte: Autor (2021).

**Figura 37 - Gráfico da relação entre a variação da taxa mecânica de armadura e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.5 Variação da relação $M_0/M_r$

A relação entre o momento atuante no descarregamento (execução do reforço)  $M_0$  e o momento resistente inicial  $M_r$ , que reflete a relação entre as cargas permanentes e acidentais, uma vez que durante a execução do reforço, somente as primeiras atuam, é considerada exclusivamente por Bresson (1971) e por Cánovas (1988), sendo que apenas pelo método de Cánovas (1988) identificou-se uma variação na armadura de reforço calculada, conforme apresentado na Figura 39.

Sendo mostrado que, para uma proporção de momento inicial entre 0,4 e 0,6, o método apresentado por Cánovas (1988) gera os melhores resultados entre todos os outros, 60% menor que Bresson (1971), 38% menor que Campagnolo (1995) e 15% menor que Ziraba & Hussein (1993).

No entanto, para relações maiores que 0,6 o método apresenta uma elevada tendência de aumento taxa de reforço. Tendo em vista que, para  $M_0/M_r$  igual a 0,8, o método de Cánovas apresenta resultado 13% maior que Bresson (1971).

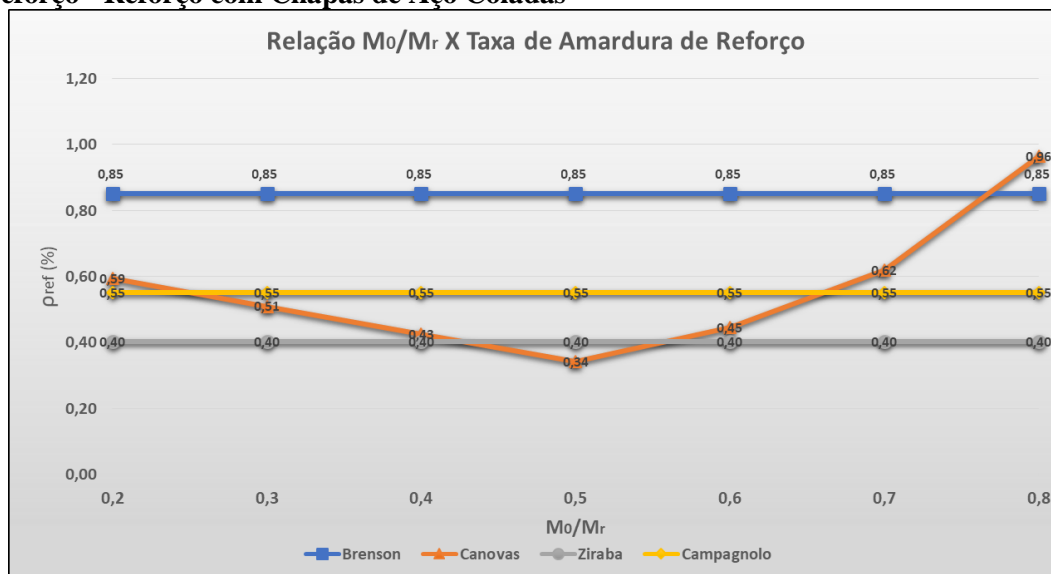
Tal fato se baseia no fato de Cánovas (1988) considerar a tensão de escoamento do reforço igual a diferença entre a tensão de escoamento e a tensão efetiva da armadura interna no momento de aplicação do reforço. Dessa forma, quando as cargas permanentes forem muito altas, a armadura interna estará submetida a tensões mais elevadas, fazendo com que a tensão na armadura de reforço seja restringida a valores relativamente pequenos, requerendo uma área maior para alcançar a força necessária para o equilíbrio da seção em relação ao momento atuante final.

**Tabela 9 - Variação da relação entre o momento no descarregamento e o momento resistente inicial - Reforço com Chapas de Aço Coladas**

$M_0/M_r$	Brenson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)	Aref(cm2)	$\rho_{ref}$ (%)
<b>0,2</b>	6,81	0,85	4,75	0,59	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,3</b>	6,81	0,85	4,08	0,51	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,4</b>	6,81	0,85	3,41	0,43	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,5</b>	6,81	0,85	2,74	0,34	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,6</b>	6,81	0,85	3,57	0,45	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,7</b>	6,81	0,85	4,95	0,62	3,22	0,40	4,41	0,55
<b>0,8</b>	6,81	0,85	7,71	0,96	3,22	0,40	4,41	0,55

Fonte: Autor (2021).

**Figura 38 - Gráfico da relação entre a variação  $M_0/M_r$  e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.6 Variação do $f_{y,REF}$

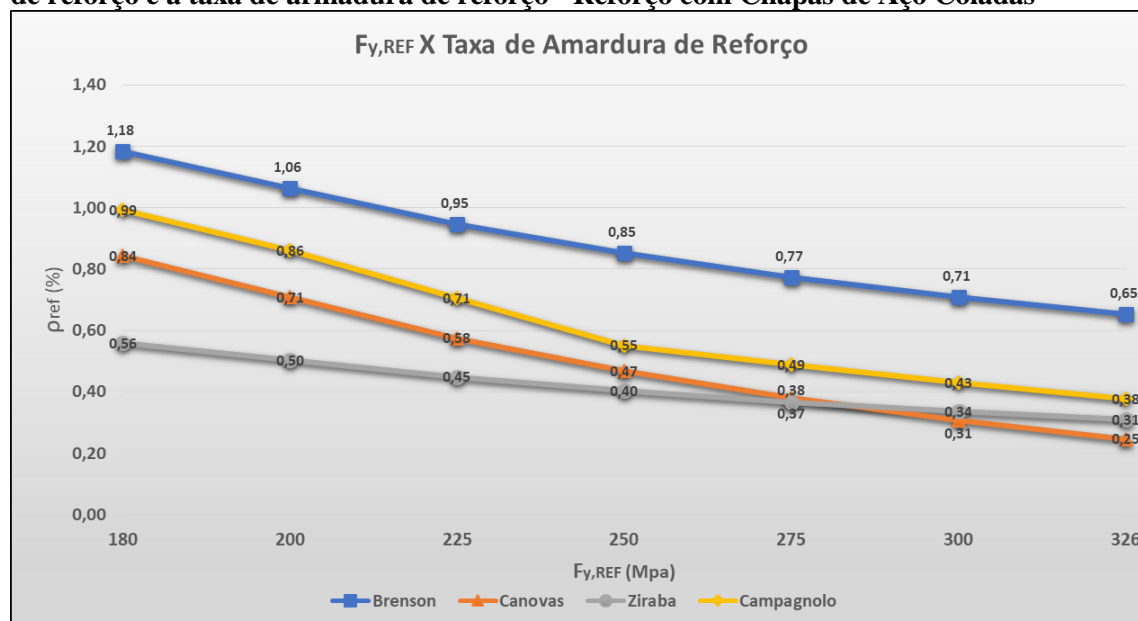
A variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço ( $f_{y,REF}$ ) foi ponderada considerando a variabilidade de especificações sobre chapas de aço. Ao mesmo passo, foi observado um decréscimo linear da taxa de armadura de reforço ( $\rho_{ref}$ ), proporcional ao aumento da resistência da chapa (Figura 40), porém os métodos apresentaram taxa de variação diferentes, explícito no fato que o método de Cánovas (1988), apresentou resultados menores que o de Ziraba & Hussein (1993) a partir de  $f_{y,REF} = 275$  MPa, chegando a uma diferença de 20% em  $f_{y,REF} = 326$  MPa., conforme a Tabela 10.

**Tabela 10 - - Variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**

$F_{y,REF}$ (MPa)	Brenson		Cánovas		Ziraba		Campagnolo	
	$A_{ref}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ref}$ (%)	$A_{ref}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ref}$ (%)	$A_{ref}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ref}$ (%)	$A_{ref}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{ref}$ (%)
180	9,46	1,18	6,74	0,84	4,47	0,56	7,94	0,99
200	8,51	1,06	5,67	0,71	4,02	0,50	6,89	0,86
225	7,57	0,95	4,6	0,58	3,59	0,45	5,64	0,71
250	6,81	0,85	3,74	0,47	3,22	0,40	4,41	0,55
275	6,19	0,77	3,05	0,38	2,93	0,37	3,90	0,49
300	5,68	0,71	2,46	0,31	2,68	0,34	3,44	0,43
326	5,22	0,65	1,97	0,25	2,47	0,31	3,02	0,38

Fonte: Autor (2021).

**Figura 39 - Gráfico da relação entre a variação da resistência ao escoamento da armadura de reforço e a taxa de armadura de reforço - Reforço com Chapas de Aço Coladas**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.1.2.7 Considerações gerais sobre o reforço com chapas de aço colada

De uma maneira geral foi constatado que os métodos que se baseiam na metodologia das Tensões Admissíveis, no caso Bresson (1971) e Campagnolo (1995), apresentaram resultados em média 60% e 40%, respectivamente, maiores que os métodos que se baseiam na metodologia dos Estados Limites, Cánovas (1988) e Ziraba & Hussein (1993).

Carvalho & Figueiredo Filho (2016) citam algumas restrições em relação ao método das tensões admissíveis, podendo-se destacar: o superdimensionamento acarretado, principalmente, pelo fato das grandezas serem empregadas com seus valores máximos, raramente atingidos durante a vida útil da estrutura; o mau aproveitamento dos materiais, pois não considera a capacidade de adaptação plástica para resistir maiores solicitações; e o desconhecimento da verdadeira margem de segurança entre a capacidade de carga da estrutura e os valores de carga utilizados no dimensionamento.

No caso do dimensionamento de Bresson (1971), ressalva-se ainda que são consideradas cargas de serviço sem a utilização de coeficientes de majoração, conforme afirma Silveira (1997).

No modelo de Ziraba & Hussein (1993) os cálculos são feitos no Estádio III, porém sem fazer distinção entre as etapas de instalação do reforço, com a viga carregada e descarregada. Portanto, este modelo é válido para a viga indeformada no instante da aplicação

do reforço. Importante verificar a espessura máxima do reforço para garantir a ductilidade da estrutura, pois as equações não distinguem o domínio de ruptura, nem limitam a tensão no concreto, semelhante também a Campagnolo (1995), que limita apenas a tensão na armadura de reforço, que condiciona todo o seu método, sendo importante ressaltar ainda o fato de que não são considerados coeficientes de segurança em seu modelo.

Por sua vez, o método de Cánovas (1988), considera a viga subarmada antes e após a execução do reforço, ao mesmo passo, semelhante à Bresson (1971), a configuração da viga é analisada através da superposição do estado tensões entre a execução do reforço, configuração descarregada, e a viga reforçada. O reflexo disso é a considerável variação da taxa geométrica da armadura de reforço em relação a proporção dos momentos nos dois estados, fazendo que o método de Cánovas (1998) apresente resultados em média 40% menores que os outros métodos através dessa ponderação, dentro de um descarregamento na ordem de 50%.

## 4.2 ANÁLISE DO REFORÇO COM CFRP

### 4.2.1 APRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE CÁLCULO

O processo de cálculo para o reforço de vigas à flexão com CFRP foi desenvolvido analogamente ao definido para o reforço com chapas de aço, ou seja, na elaboração de planilhas eletrônicas no programa Excel, que automatizaram as formulações apresentadas no item 2.8.

O procedimento de cálculo disposto na planilha também requer a inserção de dados de entrada, para caracterização da geometria da seção, das propriedades dos materiais utilizados, e do momento resistentes antes e após o reforço.

Ao mesmo passo, os parâmetros calculados em cada planilha são reflexo das especificidades apresentadas por cada norma. Para tanto, são calculadas na “SITUAÇÃO INICAL” as deformações na fibra superior e inferior da seção, e no item de “DIMENSIONAMENTO NO ELU”, são verificadas as posições da linha neutra segundo cada orientação e a deformação nos materiais, para em seguida realizar-se o equilíbrio de forças e de momentos.

As duas planilhas de cálculo apresentam processos iterativos, uma vez que, se a deformação de algum dos materiais for superior ao limite, a planilha sugere uma nova posição de linha neutra para que o limite seja atendido, sendo necessário recalcular todos os parâmetros seguintes até que o momento resistente seja maior que o solicitante, para obtenção da área de reforço necessária.

As figuras a seguir apresentam as referidas planilhas.

**Figura 40 – Planilha eletrônica de cálculo – Reforço com CFRP – Método do ACI.440.2R (2017)**

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CFRP - MÉTODO DO ACI.440.2R (2017)			
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS			
<b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b> <b>CONCRETO</b> $f_{ck}$ 30 MPa $\epsilon_c'$ 0,0020 $\epsilon_{cu}$ 0,0030 $E_c$ 25743 MPa <b>AÇO</b> $f_{yk}$ 500 MPa $\epsilon_{su}$ 0,0100 $\epsilon_{sy}$ 0,0021 $E_s$ 210000 MPa $\alpha_s$ 8,16 <b>REFORÇO</b> $\epsilon_{fu}^*$ 0,017 $\epsilon_{fu}$ 0,016 $E_f$ 165000 MPa $n$ 1 $t_f$ 0,33 mm $\epsilon_{fd}$ 0,0096		<b>SEÇÃO TRANSVERSAL</b> $b$ 30 cm $h$ 70 cm $d_1$ 5,00 cm $d_2$ 4,00 cm $A_{s1}$ 4,91 cm <sup>2</sup> $A_{s2}$ 0,00 cm <sup>2</sup> $d$ 65,00 cm	
		<b>COEFICIENTES DE SEGURANÇA</b> $\gamma_f$ 1,40 $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,15 $C_e$ 0,95 $f$ 0,90 $\psi_f$ 0,85	
		<b>MOMENTOS</b> $M_k$ 10000,00 kN.cm $U_m$ 14000,00 kN.cm $M_0$ 3600,00 kN.cm	
PARÂMETROS CALCULADOS			
<b>MOMENTO RESISTENTE</b> <b>COMPRESSÃO DO CONCRETO</b> $f_{cd}$ 21,43 MPa $\sigma_{cd}$ 18,21 MPa $c$ 4,88 cm $\epsilon_c$ 0,0030 $\epsilon_{s2}$ 0,0005 $\epsilon_{s1}$ 0,0369 Não OK $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm <b>ESCOAMENTO DO AÇO</b> $c$ 4,88 cm $\epsilon_{s1}$ 0,0100 $\epsilon_{s2}$ 0,0001 $\epsilon_c$ 0,0008 OK $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm <b>Ruptura:</b> Escoamento do aço <b>Reforço necessário</b>		<b>SITUAÇÃO INICIAL</b> <b>LINHA NEUTRA</b> $x_0$ 11,91 cm $I_{02}$ 129787,30 cm <sup>4</sup> <b>ESTADO DE TENSÕES</b> $\epsilon_{c0}$ 0,0001 $\epsilon_0$ 0,0006 <b>Sugestão para c</b> > 6,44 cm > 6,78 cm	
		<b>DIMENSIONAMENTO NO ELU</b> $\beta_1$ 0,70 $\alpha_1$ 0,64 Verificação $c$ 6,79 cm $\epsilon_c$ 0,0011 OK $\epsilon_{s2}$ 0,0005 $\epsilon_{s1}$ 0,0094 OK $\epsilon_f$ 0,0096 OK <b>EQUILÍBRIO DE FORÇAS</b> $F_c$ 275,26 kN $F_{s2}$ 0,00 kN $F_{s1}$ 213,48 kN $F_f$ 61,78 kN <b>EQUILÍBRIO DE MOMENTOS</b> $M_n$ 16915,93 kN.cm $\phi M_n$ 15224,33 kN.cm <b>OK</b> Fator = 1,09	
		<b>DIMENSIONAMENTO REFORÇO</b> <b>Af 0,39 cm<sup>2</sup></b>	
		<b>VERIFICAÇÕES DE TENSÕES</b> $\rho_s$ 0,0023 $\rho_f$ 0,0002 $k$ 0,18 $f_{ss}$ 31,90 kN/cm <sup>2</sup> < 40,00 kN/cm <sup>2</sup> <b>OK</b> $f_{fs}$ 17,09 kN/cm <sup>2</sup> < 87,34 kN/cm <sup>2</sup> <b>OK</b>	

Fonte: Autor (2021).

Figura 41 - Planilha eletrônica de cálculo – Reforço com CFRP – Método do *Fib CEB-FIB Bulletin 14 (2001)*

CÁLCULO DE REFORÇO VIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO COM CFRP - MÉTODO DO <i>fib</i> CEB-FIP <i>Bulletin 14</i>			
PARÂMETROS - ENTRADA DE DADOS			
<b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b> <b>CONCRETO</b> $f_{ck}$ 30 MPa $\epsilon_{cu}$ 0,0035 $E_{cs}$ 33000 MPa <b>AÇO</b> $f_{yk}$ 500 MPa $\epsilon_{su}$ 0,0100 $\epsilon_{sy}$ 0,0021 $E_s$ 210000 MPa $\alpha_s$ 6,36 <b>REFORÇO</b> $\epsilon_{fu}$ 0,017 $E_f$ 165000 MPa		<b>SEÇÃO TRANSVERSAL</b> $b$ 30 cm $h$ 70 cm $d_1$ 5,00 cm $d_2$ 4,00 cm $As_1$ 4,91 cm <sup>2</sup> $As_2$ 0,00 cm <sup>2</sup> $d$ 65,00 cm	
		<b>COEFICIENTES DE SEGURANÇA</b> $\gamma_r$ 1,40 $\gamma_c$ 1,40 $\gamma_s$ 1,15	
		<b>MOMENTOS</b> $M_{ik}$ 10000,00 kN.cm $M_{sd}$ 14000,00 kN.cm $M_0$ 3600,00 kN.cm	
PARÂMETROS CALCULADOS			
<b>MOMENTO RESISTENTE</b> <b>COMPRESSÃO DO CONCRETO</b> $f_{cd}$ 21,43 MPa $\sigma_{cd}$ 18,21 MPa $x$ 4,88 cm $\epsilon_c$ 0,0035 $\epsilon_{s2}$ 0,0006 $\epsilon_{s1}$ 0,0431 Não OK $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm <b>ESCOAMENTO DO AÇO</b> $x$ 4,88 cm $\epsilon_{s1}$ 0,0100 $\epsilon_{s2}$ 0,0001 $\epsilon_c$ 0,0008 OK $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm $M_{Rd}$ 13459,08 kN.cm <b>Ruptura</b> Escoamento do aço Reforço necessário		<b>SITUAÇÃO INICIAL</b> <b>LINHA NEUTRA</b> $x_0$ 10,64 cm $I_{02}$ 104376,12 cm <sup>4</sup> <b>ESTADO DE TENSÕES</b> $\epsilon_{c0}$ 0,0001 $\epsilon_0$ 0,0006 <b>Sugestão para <math>x</math></b> > 9,44 cm > 6,16 cm	
		<b>DIMENSIONAMENTO NO ELU</b> $\delta_G$ 0,37 $\psi$ 0,61 Verificação $x$ 9,45 cm OK $\epsilon_c$ 0,0017 OK $\epsilon_{s2}$ 0,0010 $\epsilon_{s1}$ 0,0100 OK $\epsilon_f$ 0,0103 OK <b>EQUILÍBRIO DE FORÇAS</b> $F_c$ 230,43 kN $F_{s2}$ 0,00 kN $F_{s1}$ 213,48 kN $F_f$ 16,95 kN <b>EQUILÍBRIO DE MOMENTOS</b> $M_{Rd}$ 14265,27 kN.cm <b>OK</b> Fator = 1,02	
		<b>DIMENSIONAMENTO REFORÇO</b> $A_f$ 0,10 cm <sup>2</sup>	
		<b>VERIFICAÇÕES DE TENSÕES</b> $\alpha_f$ 5,00 $x_e$ 10,72 cm $\epsilon_c$ 0,0003 $\sigma_c$ 1,01 kN/cm <sup>2</sup> < 1,35 kN/cm <sup>2</sup> OK $\sigma_s$ 32,58 kN/cm <sup>2</sup> < 40,00 kN/cm <sup>2</sup> OK $\sigma_f$ 17,72 kN/cm <sup>2</sup> < 224,40 kN/cm <sup>2</sup> OK	

Fonte: Autor (2021).

## 4.2.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir da variação de alguns parâmetros de entrada, foram obtidos os seguintes resultados, que possibilitando uma análise comparativa dos mesmos.

### 4.2.2.1 Variação da resistência do concreto ( $f_{ck}$ )

Ao analisar o comportamento dos resultados dos modelos em relação à variação da resistência à compressão do concreto, foi observado que para baixas resistências (menor que 25 MPa), o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*, apresenta ruptura por esmagamento do concreto ( $f_{ck}$ ). Para resistências maiores que 40 MPa, o modelo do ACI 440.2R (2017) apresenta ruptura por escoamento do aço e a partir de  $f_{ck} = 30$  MPa, o mesmo apresentou resultados mais conservadores, 13% maiores.

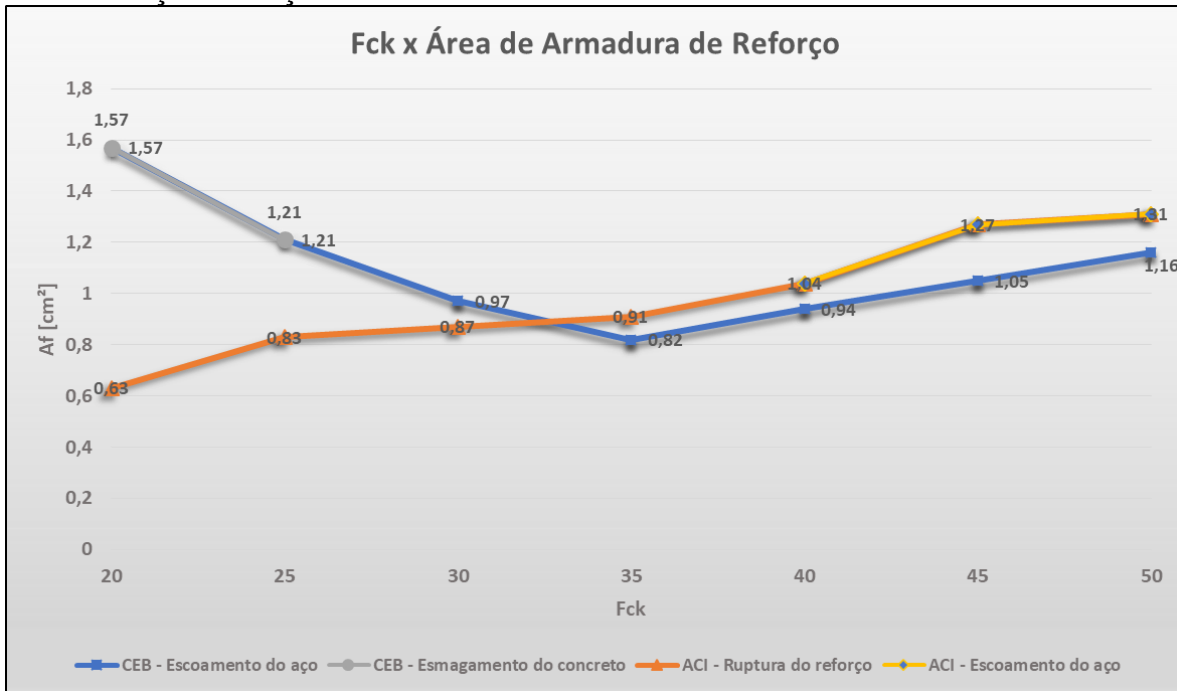
Além disso, outra inferência foi que, quando a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto no modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*, os resultados entre os modelos apresentaram grandes divergências, resultando em uma diferença de aproximadamente 150% a mais para o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* (Figura 42).

**Tabela 11 - Variação da Resistência à Compressão do Concreto  $f_{ck}$  – Reforço com CFRP**

Fck (Mpa)	CEB				ACI			
	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>f</sub> (%)	x [cm]	ε <sub>c</sub>	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>f</sub> (%)	c [cm]	ε <sub>c</sub>
20	1,57	0,13%	17,72	0,0035	0,63	0,05%	7,55	0,0012
25	1,21	0,10%	15,07	0,0035	0,83	0,07%	7,94	0,0014
30	0,97	0,08%	13,02	0,0031	0,87	0,07%	7,87	0,0015
35	0,82	0,07%	11,7	0,0027	0,91	0,08%	7,83	0,0016
40	0,94	0,08%	11,7	0,0027	1,04	0,09%	8	0,0017
45	1,05	0,09%	11,7	0,0027	1,27	0,11%	8,39	0,0018
50	1,16	0,10%	11,7	0,0027	1,31	0,11%	8,39	0,0018

Fonte: Autor (2021).

Figura 42 - Gráfico da relação entre a variação da resistência à compressão do Concreto  $f_{ck}$  e a área de reforço – Reforço com CFRP



Fonte: Autor (2021).

#### 4.2.2.2 Variação da relação $M_{ref}/M_r$

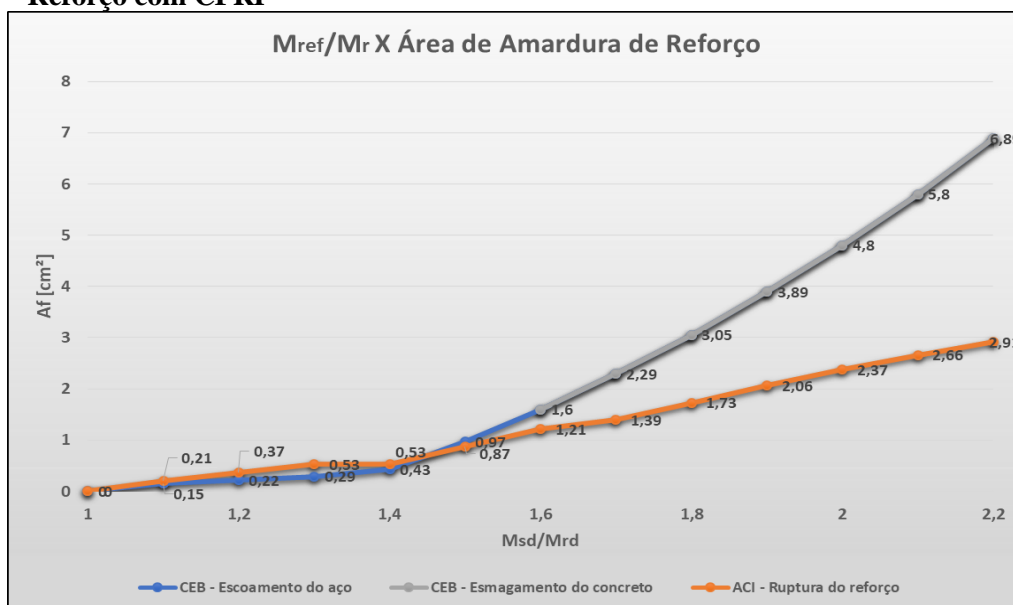
Ao variar a relação entre momento solicitante ou momento resistente após o reforço ( $M_{ref}$ ) e momento resistente inicial ( $M_r$ ) foi observado que a área de reforço cresce com o aumento do momento solicitante. Sendo que, ambas as metodologias apresentam resultados próximos para uma relação  $M_{ref}/M_r$  de até 1,5. Porém, o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* apresentou um elevado crescimento de armadura a partir da relação 1,6, o qual coincide com a ruptura da seção por esmagamento do concreto (Figura 43), onde, para  $M_{ref}/M_r = 2,0$ , o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* resulta uma área de reforço necessária 136% maior.

**Tabela 12 - Variação da relação momento resistente após o reforço e momento resistente inicial - Reforço com CFRP**

$M_{ref}/M_r$	CEB				ACI			
	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	$x$ (cm)	$\epsilon_c$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	$c$ (cm)	$\epsilon_c$
1,1	0,15	0,01%	8,79	0,0019	0,21	0,02%	5,98	0,0011
1,2	0,22	0,02%	9,17	0,002	0,37	0,03%	6,46	0,0012
1,3	0,29	0,02%	9,55	0,0021	0,53	0,04%	6,94	0,0013
1,4	0,43	0,04%	10,29	0,0023	0,53	0,04%	6,94	0,0013
1,5	0,97	0,08%	13,02	0,0031	0,87	0,07%	7,87	0,0015
1,6	1,6	0,13%	15,6	0,0035	1,21	0,10%	8,76	0,0017
1,7	2,29	0,19%	17,67	0,0035	1,39	0,12%	9,2	0,0018
1,8	3,05	0,25%	19,05	0,0035	1,73	0,14%	10,05	0,002
1,9	3,89	0,32%	21,18	0,0035	2,06	0,17%	10,87	0,0022
2	4,8	0,40%	22,73	0,0035	2,37	0,20%	11,67	0,0024
2,1	5,8	0,48%	24,19	0,0035	2,66	0,22%	12,44	0,0026
2,2	6,89	0,57%	25,58	0,0035	2,91	0,24%	13,18	0,0028

Fonte: Autor (2021).

**Figura 43 - Gráfico da relação entre a variação do  $M_{ref}/M_r$  e a área de reforço – Reforço com CFRP**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.2.2.3 Variação da relação $h/b_w$

O comportamento dos modelos com a variação da altura ( $h$ ) e consequentemente da relação  $h/b_w$ , possibilitou a observação que a área de reforço cresce com o aumento da relação  $h/b$ , todavia a taxa geométrica da armadura de reforço ( $\rho_{ref}$ ), não sofreu grandes variações. Ao mesmo passo, constatou-se que em média, os resultados do *Fib CEB-FIP*

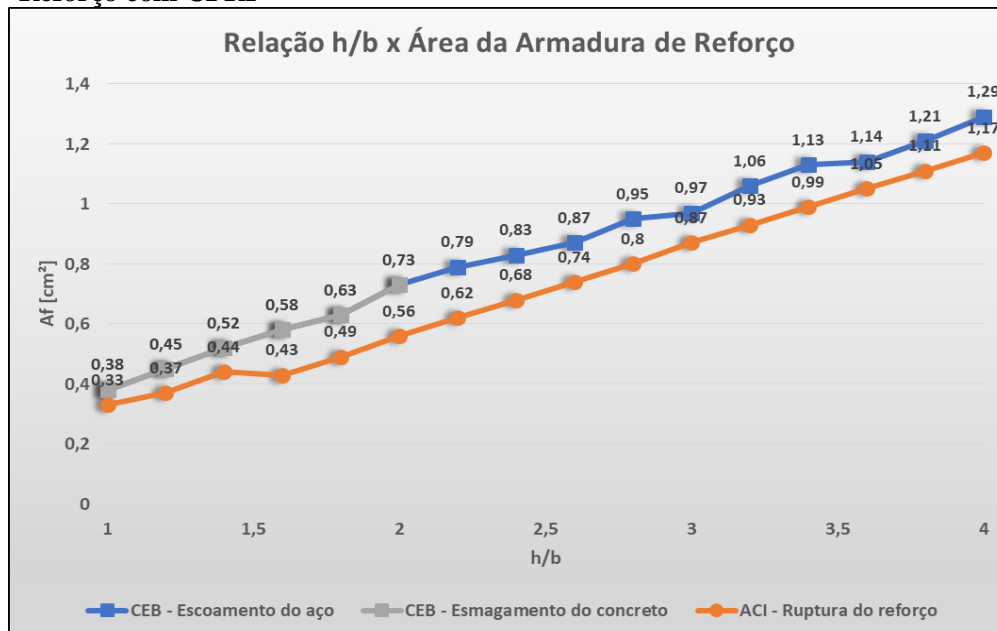
*Bulletin 14 (2001)* foram 16% maiores que os resultados do ACI 440.2R (2017). Do mesmo modo, para seções com baixa relação  $h/b_w$ , a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto, para o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* (Figura 44).

**Tabela 13 - Variação da relação altura (h) por largura (b) da seção - Reforço com CFRP**

h/b	CEB				ACI			
	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	x [cm]	$\epsilon_c$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	c [cm]	$\epsilon_c$
1	0,38	0,095%	4,48	0,0035	0,33	0,083%	2,81	0,0016
1,2	0,45	0,094%	5,41	0,0035	0,37	0,077%	3,11	0,0016
1,4	0,52	0,093%	6,31	0,0035	0,44	0,079%	3,7	0,0016
1,6	0,58	0,091%	7,19	0,0035	0,43	0,067%	4,05	0,0015
1,8	0,63	0,088%	8,06	0,0035	0,49	0,068%	4,6	0,0015
2	0,73	0,091%	9,08	0,0035	0,56	0,070%	5,15	0,0015
2,2	0,79	0,090%	9,9	0,0034	0,62	0,070%	5,69	0,0015
2,4	0,83	0,086%	10,67	0,0033	0,68	0,071%	6,24	0,0015
2,6	0,87	0,084%	11,4	0,0032	0,74	0,071%	6,78	0,0015
2,8	0,95	0,085%	12,37	0,0032	0,8	0,071%	7,32	0,0015
3	0,97	0,081%	13,02	0,0031	0,87	0,073%	7,87	0,0015
3,2	1,06	0,083%	13,97	0,0031	0,93	0,073%	8,41	0,0015
3,4	1,13	0,083%	14,91	0,0031	0,99	0,073%	8,95	0,0015
3,6	1,14	0,079%	15,47	0,003	1,05	0,073%	9,49	0,0015
3,8	1,21	0,080%	16,39	0,003	1,11	0,073%	10,03	0,0015
4	1,29	0,081%	17,31	0,003	1,17	0,073%	10,57	0,0015

Fonte: Autor (2021).

**Figura 44 - Gráfico da relação entre a variação de h/b e a área de reforço – Reforço com CFRP**



#### 4.2.2.4 Variação da relação $\omega$

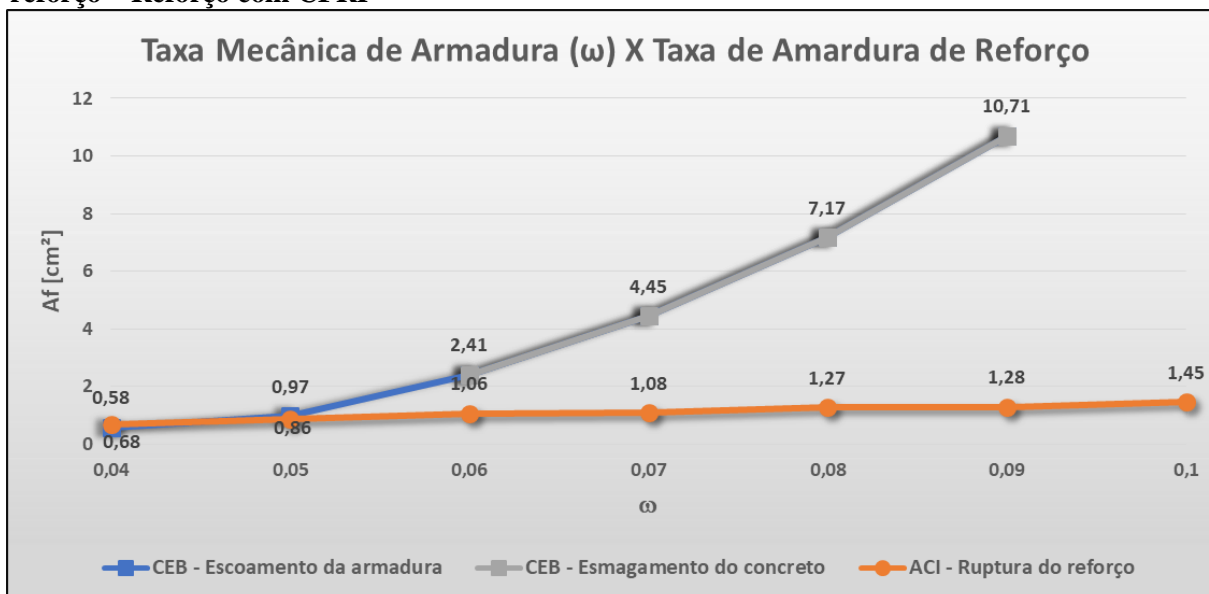
A variação da taxa mecânica de armadura ( $\omega$ ) mostrou que para  $\omega$  até 0,05 ambos os modelos apresentam resultados similares. Outrossim, para o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*, a área de reforço aumenta significativamente com o aumento da taxa mecânica de armadura, ao mesmo passo o modelo do ACI 440.2R (2017) apresenta uniformidade na área de reforço necessária, neste contexto, conforme apresentado na Figura 45, para  $\omega = 0,09$ , o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* apresenta resultados quase 8 vezes (737%) maiores que o ACI 440.2R (2017).

**Tabela 14 - Variação da taxa mecânica de armadura da seção - Reforço com CFRP**

$\omega$	CEB				ACI			
	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	$x$ [cm]	$\epsilon_c$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_f$ (%)	$c$ [cm]	$\epsilon_c$
0,04	0,58	0,05%	10,29	0,0023	0,68	0,06%	6,89	0,0013
0,05	0,97	0,08%	13,02	0,0031	0,86	0,07%	7,86	0,0015
0,06	2,41	0,20%	18,55	0,0035	1,06	0,09%	8,8	0,0017
0,07	4,45	0,37%	23,22	0,0035	1,08	0,09%	9,27	0,0018
0,08	7,17	0,60%	27,43	0,0035	1,27	0,11%	10,15	0,002
0,09	10,71	0,89%	31,27	0,0035	1,28	0,11%	10,58	0,0021
0,1					1,45	0,12%	11,42	0,0023

Fonte: Autor (2021).

**Figura 45 - Gráfico da relação entre a variação taxa mecânica de armadura da seção e a área de reforço – Reforço com CFRP**



Fonte: Autor (2021).

#### 4.2.2.5 Considerações gerais sobre o reforço com CFRP

A análise comparativa entre os métodos do ACI 440.2R (2017) e *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001), possibilitou a constatação de que os métodos de dimensionamento de reforço à flexão com polímeros reforçados com fibras de carbono são iterativos e, portanto, tratam-se de procedimentos de tentativas e erros até atingir um dimensionamento adequado.

Uma diferença bastante significativa entre os métodos propostos é que enquanto a recomendação do *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001) deixa o limite de deformação do CFRP para reforço à flexão ser adotado pelo projetista baseado em anexos nacionais ou pesquisas, o ACI 440.2R (2017) estabelece a deformação máxima efetiva por meio da equação (42), e limita ainda a 0,9 do valor especificado pelo fabricante. Em todas as verificações esse valor ( $\epsilon_{fe}$ ) ficou abaixo de 6%.

Devido a esta falta de limitação do *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001), os resultados de dimensionamento realizados apresentaram grandes variações com a mudança de algumas variáveis, como o momento solicitante, resistência do concreto e taxa mecânica de armadura, principalmente quando a ruptura se deu por esmagamento do concreto;

A partir dos valores testados em planilha, observou-se que o método proposto pelo ACI 440.2R (2017) apresentou resultados mais uniformes e com predominância de ruptura dúctil do elemento de reforço.

## CAPÍTULO 5

### 5. ESTUDO DE CASO: PONTE SOBRE O RIO SÃO MIGUEL

#### 5.1 INTRODUÇÃO

Segundo informações do DNIT/RN (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), a ponte sobre o Rio São Miguel, localizada na BR-304/RN, na cidade de Fernando Pedroza/RN, possui 37,0 m de comprimento e 10,1 m de largura. A superestrutura é formada por lajes, duas longarinas e transversinas de concreto armado; a mesoestrutura é composta por pilares octogonais conectados no topo por travessas em concreto armado; com relação à infraestrutura, a mesma possui de blocos de coroamento quadrados de 1,90 m apoiados sobre estacas.

**Figura 46 - Ponte sobre o Rio São Miguel - Rodovia BR 304/RN - Vista do tabuleiro**



Fonte: Edital 067/2019/DNIT/RN

**Figura 47 - Estrutura da Ponte sobre o Rio São Miguel**



Fonte: Edital 067/2019/DNIT/RN

Devido à previsão de duplicação da BR-304/RN no segmento que contém a referida Obra de Arte Especial (OAE), o DNIT, órgão responsável pela manutenção das rodovias federais, lançou em 2019, um edital para *Contratação Integrada de empresa para elaboração dos estudos, projetos Básico e Executivo de engenharia e execução das obras e demais operações necessárias e suficientes para a reabilitação de 05 (cinco) obras de arte especiais, localizadas nas rodovias BR-226/RN e BR-304/RN*. Entre essas encontra-se a ponte sobre o Rio São Miguel.

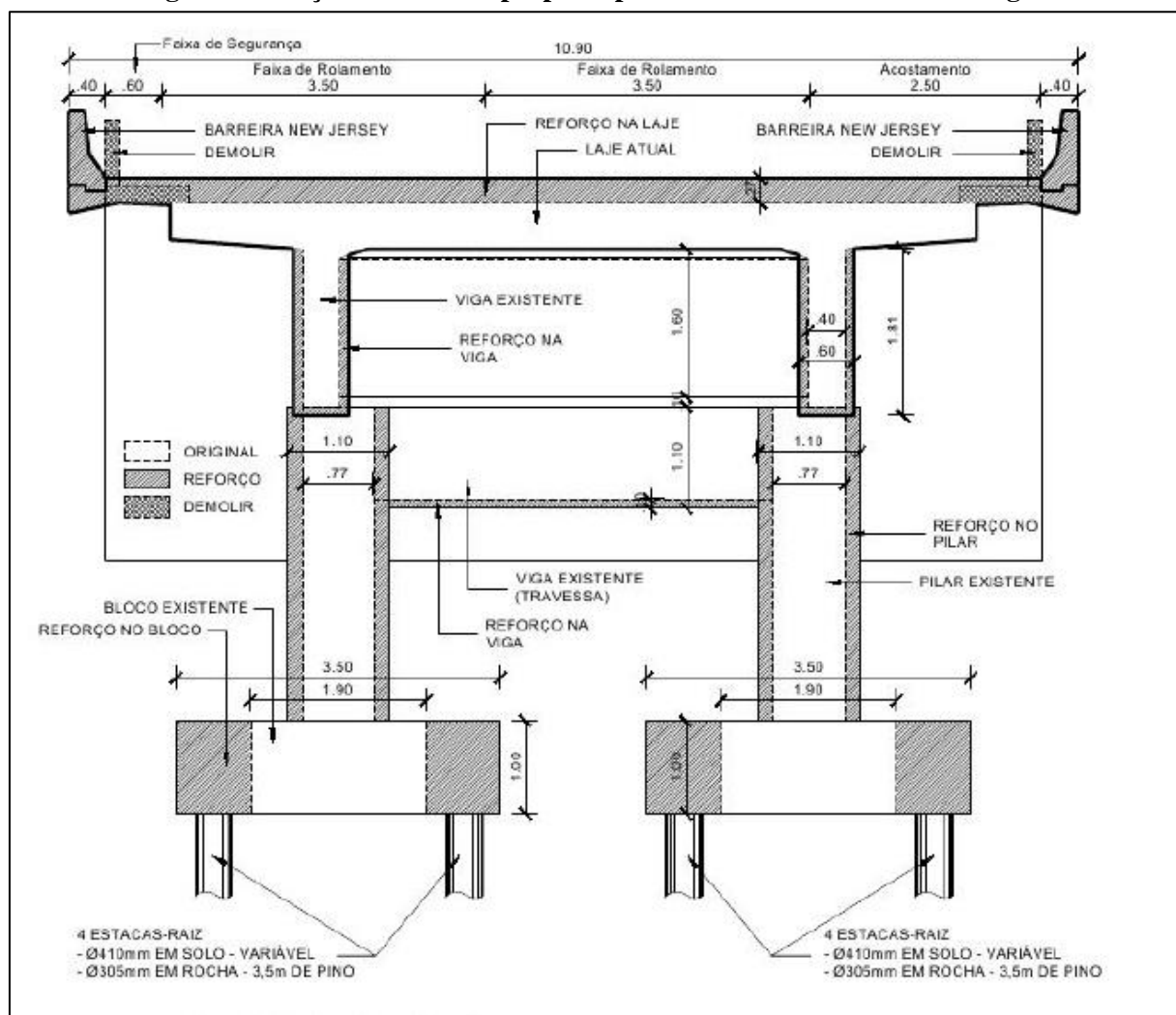
Segundo o edital de licitação 067/2019/DNIT: “As intervenções de reforço objetivam a adequação da capacidade de carga da OAE para o Trem Tipo padrão TB-450 definido conforme a Norma ABNT NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”.

De acordo com o anteprojeto apresentado na licitação, a solução proposta inclui o alargamento de 0,45m para ambos os lados. Está prevista a demolição de parte do tabuleiro existente, com emenda das armaduras da nova estrutura e da estrutura existente e concretagem da região de ligação. Com esse arranjo há deslocamento do eixo das duas faixas de rolamento em 0,95m, o que demanda correção da pista antes das cabeceiras.

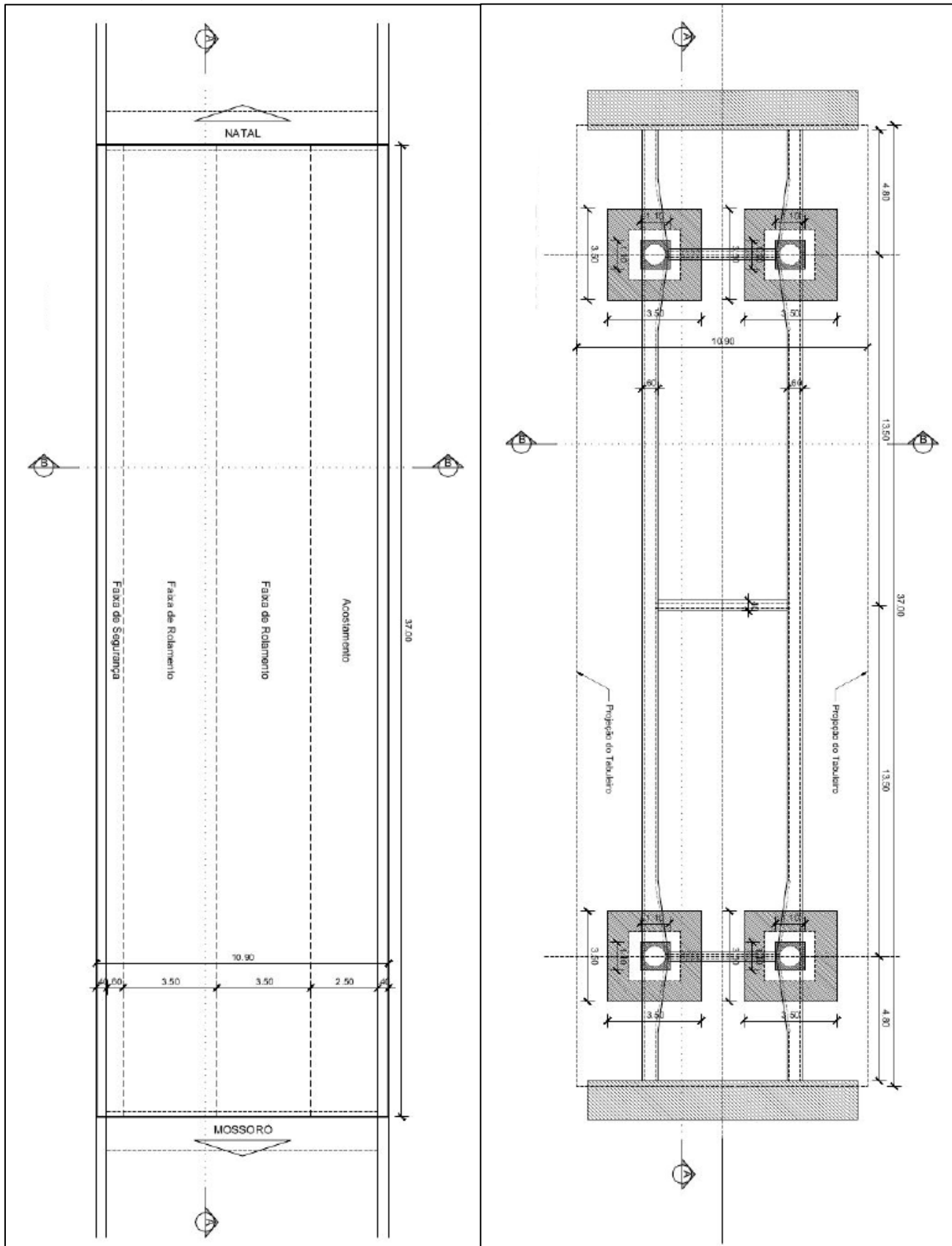
Dessa forma, a nova seção transversal será composta por uma seção transversal composta por duas faixas de rolamento de 3,50 m, duas barreiras New Jersey de 0,40m, uma faixa de segurança de 0,60m e um acostamento de 2,50m, totalizando 10,90m.

Isto posto, pretende-se neste estudo avaliar comparativamente a utilização de chapas de aço coladas e compósitos de fibras de carbono (CFRP), como alternativa para o reforço das longarinas à flexão. Considerando a incompatibilidade das propriedades dos materiais, e consequentemente do desenvolvimento do cálculo do reforço para as duas alternativas, tornando incoerente a comparação simplesmente entre áreas de reforço, será desenvolvida uma comparação entre a eficácia das metodologias, por meio do custo necessário para execução de cada tipo de reforço, sendo possível avaliar as variáveis técnico-econômicas de utilização dos reforços apresentados neste estudo.

**Figura 48 - Seção transversal proposta para a Ponte sobre o Rio São Miguel**



**Figura 49 - Pranchas do anteprojeto proposto para a nova superestrutura para a Ponte sobre o Rio São Miguel**



Fonte: Edital 067/2019/DNIT/RN

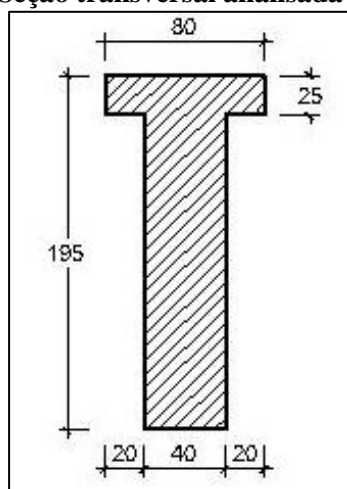
## 5.2 CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE INICIAL DA LONGARINA

Segundo Souza & Ripper (1998) para o dimensionamento dos elementos de reforço, além de não existirem normas específicas para o assunto, há muitos aspectos poucos claros. Porém, é de senso comum, que esse dimensionamento deve iniciar pela avaliação da resistência residual do elemento estudado já que, além de permitir quantificar o que ainda pode ser aproveitado da peça existente e, conseqüentemente, reduzir a quantidade de reforço utilizado, também determina se há ou não necessidade de escorar a estrutura. Essas informações são importantes, pois são fatores decisivos na análise da viabilidade econômica da execução dos trabalhos de recuperação e reforço.

Dessa forma, para avaliação do momento resistente inicial da longarina da ponte serão consideradas algumas ponderações importantes citadas a seguir:

- A longarina será dimensionada para o Estádio III somente com armadura passiva;
- A ação conjunta da laje e da viga será tomada considerando a largura colaborante da laje igual a 2 vezes a largura da viga, concebendo a seção da longarina como T (Figura 50);
- Não será considerada a armadura superior como parcela resistente do bloco de compressão da peça;
- Tendo em vista a falta de informações sobre a armadura longitudinal inferior da longarina da referida ponte no edital de licitação 067/2019 do DNIT, a partir das características geométricas da peça, foi considerado, por efeitos de simplificações, a mesma trabalhando entre os domínios de deformação 2 e 3, como a maioria das longarinas dimensionadas para este tipo de pontes. Dessa forma, foi adotado um  $A_s = 110,5 \text{ cm}^2$ , que reproduz tal configuração requerida para o domínio.

**Figura 50 - Seção transversal analisada da longarina**



Fonte: Autor (2021).



$$R_{ccI} = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \quad (70)$$

$$R_{ccI} = 0,68 \cdot x \cdot 40 \cdot \frac{3}{1,4}$$

$$R_{ccIIeIII} = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (71)$$

$$R_{ccIIeIII} = (80 - 40) \cdot 25 \cdot 0,85 \cdot \frac{3}{1,4}$$

Realizando o equilíbrio de forças conforme a equação (68), é possível encontrar a linha neutra:

$$x = \frac{R_{st} - [(b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85 \cdot f_{cd}]}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (72)$$

$$x = 51,18 \text{ cm}$$

Considerando que os limites entre os domínios 2, 3 e 4 para o aço CA-50 e concretos do Grupo I de resistência, são:

- $x_{2lim} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 185 = 47,92 \text{ cm}$
- $x_{3lim} = 0,628 \cdot d = 0,628 \cdot 185 = 116,18 \text{ cm}$

Dessa forma, constata-se a suposição inicial de que a peça está trabalhando no domínio 3. Sendo procedido assim o cálculo do momento resistente.

Do equilíbrio de momentos fletores na linha de ação da armadura  $A_{s1}$  na Figura 43, define-se o momento fletor resistente  $M_{1d}$  proporcionado pela armadura  $A_{s1}$  e pela mesa comprimida:

$$M_{1d} = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) \quad (73)$$

$$M_{1d} = (0,8 - 0,4) \cdot 0,25 \cdot 0,85 \cdot \frac{30}{1,4} \cdot (1,85 - 0,5 \cdot 0,25) = 3.141,96 \text{ kN.m}$$

Ao mesmo passo o momento fletor resistente  $M_{2d}$  proporcionado pela armadura  $A_{s2}$  e pela alma comprimida:

$$M_{2d} = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (74)$$

$$M_{2d} = 0,68 \cdot 0,4 \cdot 0,5118 \cdot \frac{30}{1,4} \cdot (d - 0,4 \cdot 0,5118) = 4.907,78 \text{ kN.m}$$

Dessa forma o momento fletor resistente da longarina em estudo pode ser determinado por:

$$M_{rd} = M_{1d} + M_{2d} \quad (75)$$

$$M_{rd} = 8.049,73 \text{ kN.m}$$

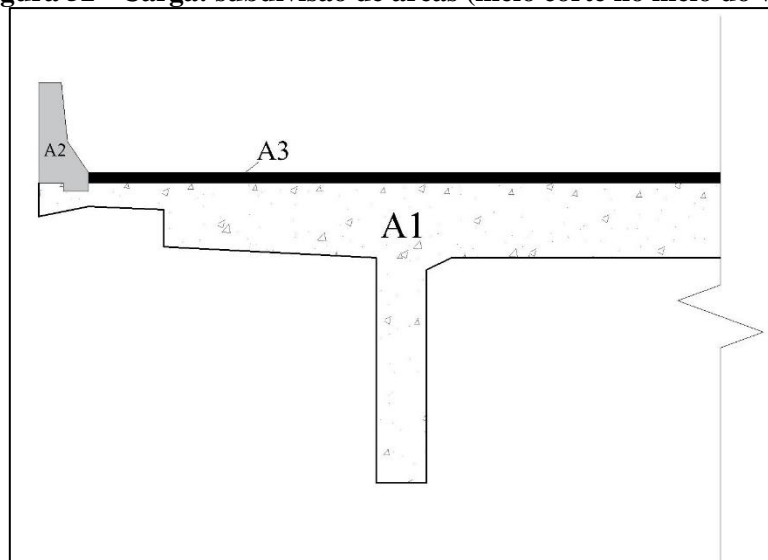
### 5.3 CÁLCULO DO MOMENTO SOLICITANTE NA LONGARINA

A ABNT/NBR-7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - estabelece a necessidade de levantamento dos carregamentos solicitantes na estrutura, bem como a necessidade de combinação dos mesmos para avaliar a probabilidade dessas ações atuarem simultaneamente na estrutura. Nesse contexto, basicamente os carregamentos são divididos em Permanentes, Excepcionais e Variáveis (Móveis).

#### 5.3.1 CARGA PERMANENTE

O carregamento permanente da ponte é relativo ao peso próprio. O mesmo pode ser obtido considerando o carregamento distribuído da metade da seção transversal do meio do vão. A Figura 52 demonstra as áreas subdivididas para o cálculo, tais áreas foram determinadas com o auxílio do *software AutoCAD*.

**Figura 52 - Carga: subdivisão de áreas (meio corte no meio do vão)**



Fonte: Autor (2021).

As áreas indicadas na figura acima correspondem:

- $A_1 = 3,52 \text{ m}^2$
- $A_2 = 0,221 \text{ m}^2$
- $A_3 = 0,404 \text{ m}^2$

Segundo a ABNT/NBR-7187:2003 na avaliação de cargas devido ao peso próprio de elementos estruturais, deve-se assumir para o concreto armado ou protendido o peso específico mínimo de  $25 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{concreto}$ ) e para pavimentação deve-se adotar  $24 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{pavimento}$ ), uma carga adicional de  $2 \text{ kN/m}^2$  ( $p_{rec}$ ). Desse modo:

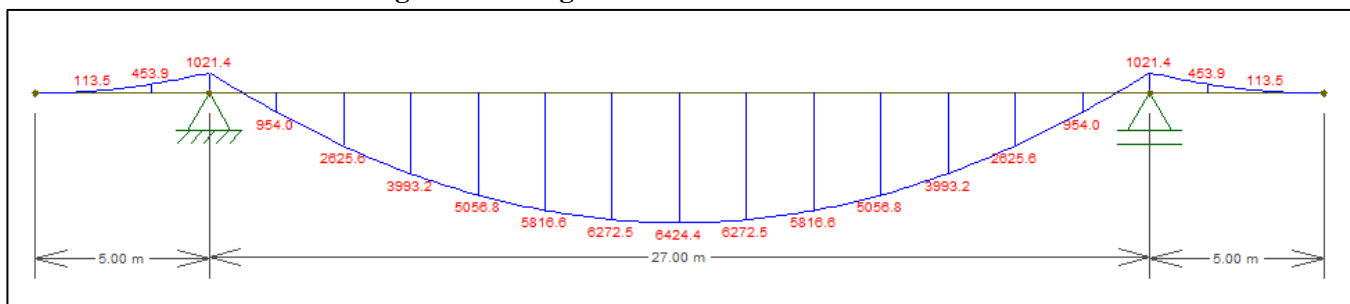
$$g_1 = (A_1 + A_2) \cdot \gamma_{concreto} + A_3 \cdot \gamma_{pavimento}$$

$$g_1 = (2,52 + 0,221) \cdot 25 + 0,404 \cdot 24$$

$$g_1 = 81,71 \text{ kN/m}$$

Conforme modelagem no programa Ftool (PUC-Rio), Figura 53, o momento solicitante, devido às cargas permanentes ( $M_g$ ), no meio do vão é:

**Figura 53 - Diagrama de momento fletor - Ftool**



Fonte: Autor (2021).

$$M_g = 6424,40 \text{ kN.m}$$

### 5.3.2 CARGAS MÓVEIS

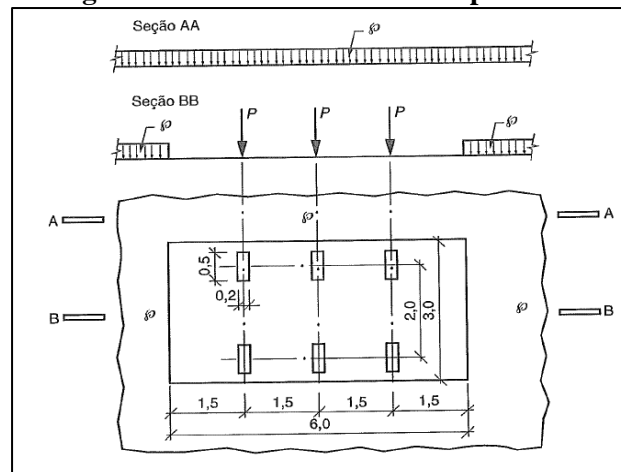
As cargas móveis são cargas devidas a veículos que percorrem a estrutura e, desse modo, variam a posição que ocupam na mesma, gerando diversas situações de esforços. Diante disto, torna-se necessário definir em qual posição o veículo deve se encontrar para que os esforços nas longarinas sejam máximos.

A ABNT/NBR-7188:2013 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre - define que o trem-tipo, que são veículos idealizados com a finalidade de representar as situações reais de carregamento, deve ser posicionado de tal forma que as rodas fiquem nas posições mais desfavoráveis na largura do tabuleiro, inclusive em acostamentos e faixas de segurança.

O trem-tipo a ser utilizado neste projeto é de classe 45 (TB-450), tendo, portanto, as seguintes características, segundo a referida norma: veículo-tipo de  $450 \text{ kN}$ , com seis rodas, P

= 75 kN, três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m<sup>2</sup>, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante  $p = 5 \text{ kN/m}^2$ .

**Figura 54 - Dimensões do trem-tipo TB-45**

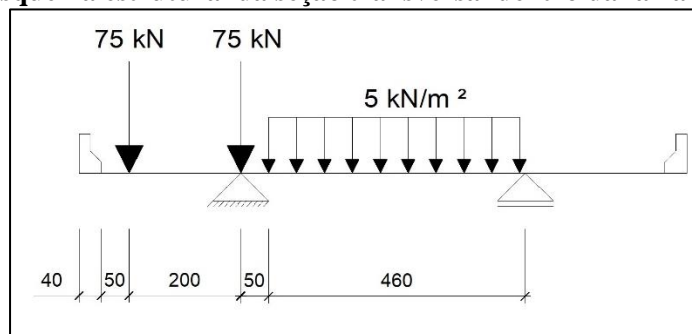


Fonte: ABNT/NBR-7188 (2013).

Através do traçado das linhas de influência é possível a determinação das envoltórias dos diagramas de esforços que atuarão nas longarinas. Para isso, deve-se posicionar o veículo-tipo na posição mais desfavorável e calcular os efeitos atuantes.

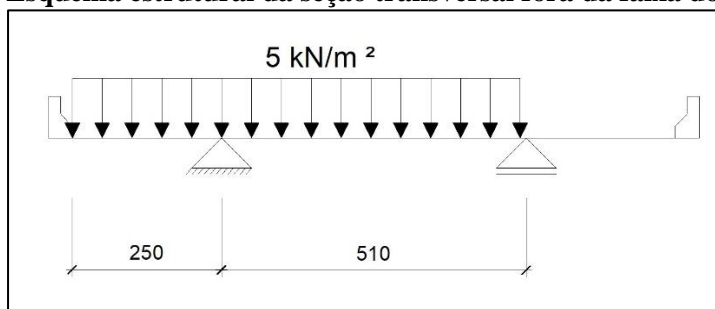
Como o veículo-tipo é limitado pelas dimensões definidas em norma, deve-se fazer o levantamento de cargas que atuarão nas longarinas em duas seções transversais, uma na região em que o veículo-tipo se encontra e outra fora desta região, conforme as Figuras 55 e 56.

**Figura 55 - Esquema estrutural da seção transversal dentro da faixa do veículo-tipo**



Fonte: Autor (2021).

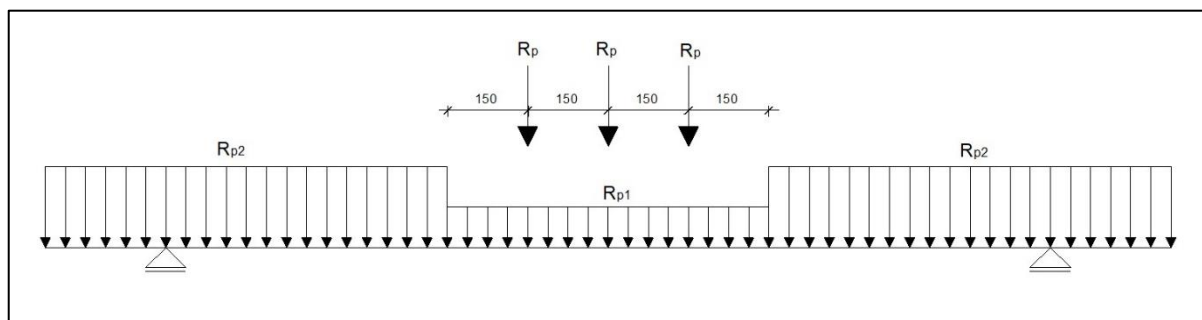
**Figura 56 - Esquema estrutural da seção transversal fora da faixa do veículo-tipo**



Fonte: Autor (2021).

Sendo assim, as reações de apoios serão obtidas separadamente para cada corte da seção transversal e para cargas distribuídas e concentradas, de modo a se obter o seguinte esquema estrutural sobre a longarina (Figura 57):

**Figura 57 - Esquema estrutural de cargas móveis sobre a longarina**



Fonte: Autor (2021).

Onde,

RP - Efeito dos eixos do veículo-tipo sobre a longarina;

Rp1 - Efeito da carga distribuída na região do veículo-tipo sobre a longarina;

Rp2 - Efeito da carga distribuída na região fora do veículo-tipo sobre a longarina.

Dessa forma, a montagem do trem-tipo sobre a longarina é desenvolvida da seguinte forma:

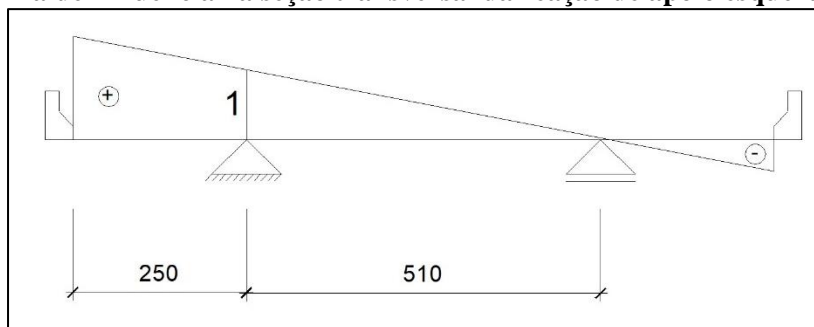
$$RP = 75 \cdot \eta_1 + 75 \cdot \eta_2 = 75 \cdot 1,392 + 75 \cdot 1,00 = 179,41 \text{ kN}$$

$$R_{p1} = \frac{5 \cdot 4,60 \cdot \eta_3}{2} = \frac{5 \cdot 4,60 \cdot 0,902}{2} = 10,37 \text{ kN/m}$$

$$R_{p2} = \frac{5 \cdot 7,60 \cdot \eta_4}{2} = \frac{5 \cdot 7,60 \cdot 1,490}{2} = 28,31 \text{ kN/m}$$

Sendo  $\eta_1, \eta_2, \eta_3$  e  $\eta_4$  a posição das cargas em relação a linha de influência da seção transversal da longarina (Figura 58).

**Figura 58 - Linha de influência na seção transversal da reação de apoio esquerda na longarina**



Fonte: Autor (2021).

Após os cálculos dessas forças, deve-se aplicar os coeficientes de impacto  $\varphi$ , para que haja consideração do efeito dinâmico das cargas móveis.

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (76)$$

Onde,

*CIV* - Coeficiente de impacto vertical;

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (77)$$

Liv – Comprimento do vão livre

*CNF* - Coeficiente de número de faixas;

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \quad (78)$$

*n* – Número de faixas;

*CIA* - Coeficiente de impacto adicional.

Sendo assim,

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{27 + 50} \right) = 1,274$$

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (2 - 2) = 1 > 0,9$$

$$CIA = 1 \text{ (Tabuleiro contínuo)}$$

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA = 1,274 \cdot 1 \cdot 1 = 1,274$$

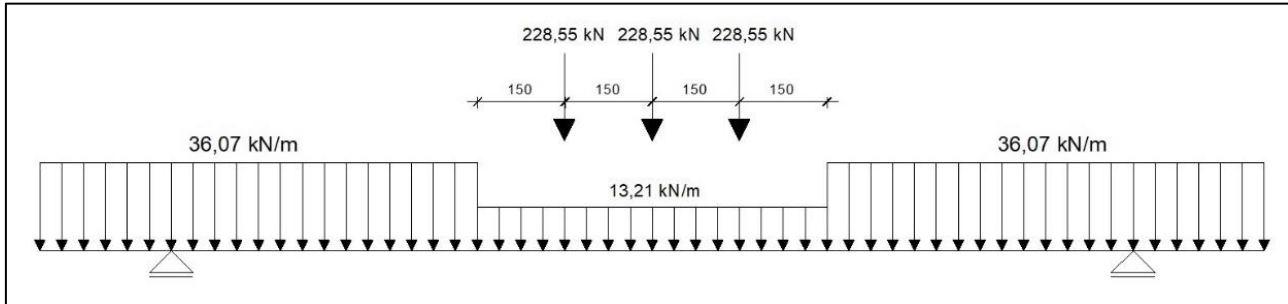
Portanto, o trem-tipo TB-450, para a longarina analisada é dado por:

$$RP' = \varphi \cdot RP = 1,274 \cdot 179,41 = 228,55 \text{ kN}$$

$$R'_{p1} = \varphi \cdot R_{p1} = 1,274 \cdot 10,37 = 13,21 \text{ kN}$$

$$R'_{p2} = \varphi \cdot R_{p2} = 1,274 \cdot 28,31 = 36,07 \text{ kN}$$

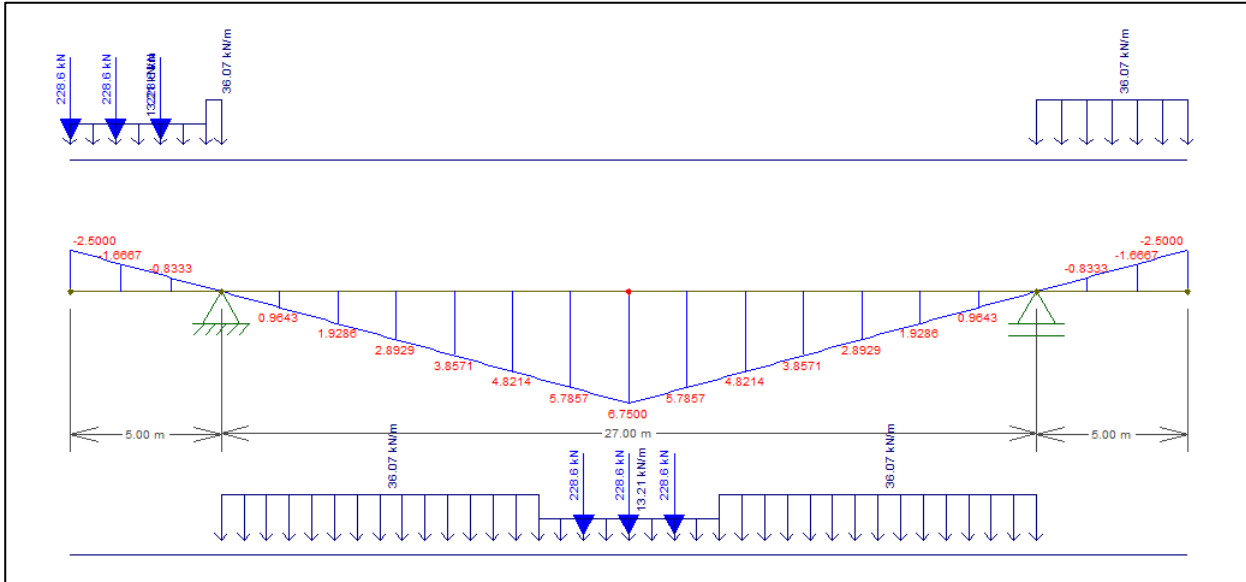
**Figura 59 - Esquema estrutural longitudinal da longarina**



Fonte: Autor (2021).

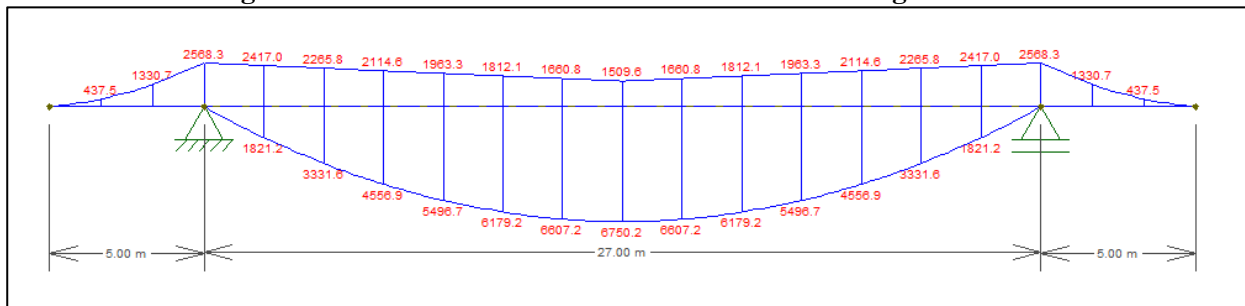
Com auxílio do programa Ftool (PUC-Rio), para cálculo da linha de influência longitudinal da longarina, conforme Figura (60), obtêm-se a envoltória de momento fletor devido a carga móvel, apresentada na Figura (61).

**Figura 60 - Linha de influência para o momento fletor - meio do vão**



Fonte: Autor (2021).

**Figura 61 - Envoltória de momento fletor devido à carga móvel**



Fonte: Autor (2021).

Dessa forma, o momento máximo solicitante devido às cargas móveis, para o meio do vão, é:

$$M_q = 6750,00 \text{ kN.m}$$

#### 5.4 DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO

A partir dos cálculos apresentados para os momentos resistentes e solicitantes, é possível montar o seguinte resumo dos momentos fletores atuantes na longarina antes, durante e após a execução do reforço.

**Tabela 15 - Momentos atuantes na longarina**

$M_R$ – Momento resistente inicial da longarina, antes do reforço.	<b>8.049,73 kN.m</b>
$M_0$ – Momento devido às cargas permanentes, estado de descarregamento.	<b>6.424,40 kN.m</b>
$M_s$ – Momento devido às cargas móveis, estado de recarregamento.	<b>6.750,00 kN.m</b>
$M_{R,REF}$ – Momento resistente final, após o reforço.	<b>13.174,40 kN.m</b>
$M_{ab,ref}$ – Momento resistido pelo reforço.	<b>5.124,57 kN.m</b>

Fonte: Autor (2021).

Com base nessas informações é possível determinar as tensões nos materiais em relação aos diferentes estados de carregamento da longarina, a fim de desenvolver o dimensionamento através dos métodos analisados.

Considerando que na análise da flexão a tensão nas bordas da seção é determinada por:

$$\sigma_i = \frac{M}{I_z} \times y_i \quad (79)$$

Onde:

$\sigma_i$  – Tensão na borda analisada da seção;

$M$  – Momento fletor atuante;

$I_z$  – Momento de inércia da seção transversal;

$y_i$  – Distância da LN à borda analisada.

Tomando como base a distância já calculada da LN à borda superior,  $x = 51,18$  cm, e o momento de inércia obtido a partir do Ftool,  $I_z = 3,1142 \times 10^7$  cm<sup>4</sup>. Os valores das tensões nos materiais componentes da longarina, para a situação de descarregamento (durante a execução do reforço), e de recarregamento (após a execução do reforço), calculados a partir da equação (79), são:

**Tabela 16 - Tensões no aço e no concreto para as condições de momentos atuantes**

$\sigma_{c1}$ – Tensão no concreto - descarregamento	<b>1,056 kN/cm<sup>2</sup></b>
$\sigma_{a1}$ – Tensão na armadura longitudinal - descarregamento	<b>22,085 kN/cm<sup>2</sup></b>
$\sigma_{c2}$ – Tensão no concreto - recarregamento	<b>1,109 kN/cm<sup>2</sup></b>
$\sigma_{a2}$ – Tensão na armadura longitudinal – recarregamento	<b>23,204 kN/cm<sup>2</sup></b>

Fonte: Autor (2021).

Outrossim, tendo em vista que as formulações analíticas apresentadas nos itens 2.7 e 2.8, para os dois sistemas, consideram uma seção retangular nos critérios de dimensionamento. Foi necessário adaptar tais formulações para utilização dos métodos de cálculos apresentados no dimensionamento da longarina objeto desse estudo de caso, uma vez que sua seção foi caracterizada como T, como desenvolvido no item 5.2.

#### 5.4.1 REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO COLADAS

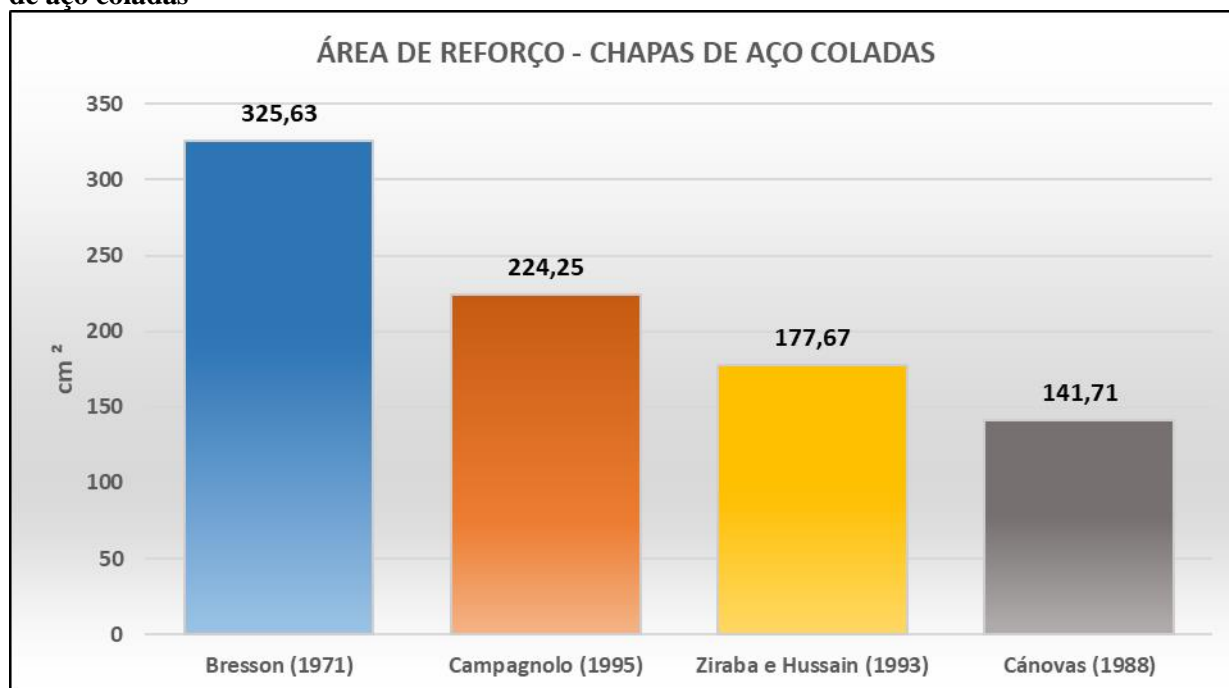
A partir dos valores apresentados para momentos solicitantes e resistentes, bem como para o estado de tensões da seção transversal é possível calcular a área, bem como a espessura do reforço da longarina analisada por meio dos métodos apresentados. Para tanto, foram utilizadas como ferramentas, as mesmas planilhas de cálculo apresentadas no Capítulo 4. A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos, para uma chapa de aço com  $f_y = 250\text{MPa}$  e  $E_s = 210\text{GPa}$ :

**Tabela 17 - Resumo de resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando chapas de aço coladas**

MÉTODO	ÁREA	ESPESSURA
Bresson (1971)	325,63 cm <sup>2</sup>	80 mm
Cánovas (1988)	141,71 cm <sup>2</sup>	35 mm
Ziraba & Hussein (1993)	177,67 cm <sup>2</sup>	45 mm
Campagnolo (1995)	224,25 cm <sup>2</sup>	55 mm

Fonte: Autor (2021).

**Figura 62 - Gráfico dos resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando chapas de aço coladas**



Fonte: Autor (2021).

### 5.4.2 REFORÇO COM CFRP

Para o reforço com CFRP foram aplicadas as metodologias de cálculo para reforço utilizando CFRP segundo o ACI 440.2R (2017) e o *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*. Para tanto, foi utilizado um compósito fabricado pela *Sika*<sup>®</sup> (empresa de renome internacional no ramo), o *Sika*<sup>®</sup> *CarboDur*<sup>®</sup>*S*, em formato de lâminas de polímeros reforçados com fibras de carbono, as Tabelas 18 e 19, apresentam as principais características do compósito e os resultados obtidos respectivamente.

**Tabela 18 - Características do compósito CFRP utilizado para o dimensionamento**

Resistência à tração - $f_u$	<b>3200 MPa</b>
Espessura - $t_f$	<b>1,4mm</b>
Módulo de Elasticidade - $E_f$	<b>165 GPa</b>
Deformação última - $\varepsilon_{fu}$	<b>1,7%</b>
Densidade	<b>1,60g/cm<sup>3</sup></b>
Consumo da resina epóxi	<b>1,92 kg/m*</b>

\*Considerando uma largura de lâmina de 35cm

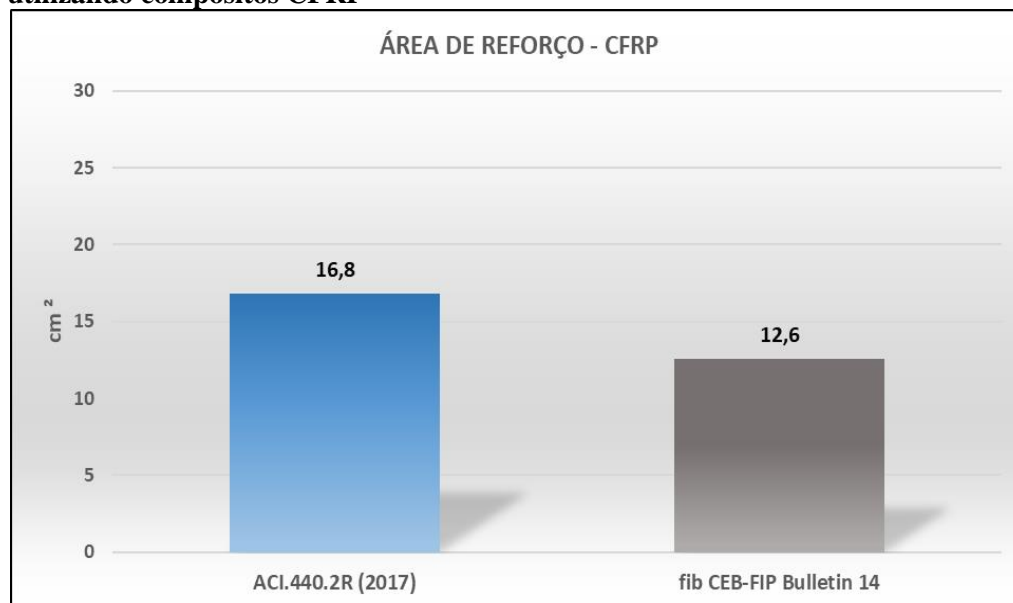
Fonte: Autor (2021).

**Tabela 19 - Resumo de resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando compósitos CFRP**

<b>MÉTODO</b>	<b>ÁREA</b>	<b>ESPESSURA</b>
ACI.440.2R (2017)	<b>16,8 cm<sup>2</sup></b>	0,42 mm
<i>Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)</i>	<b>12,6 cm<sup>2</sup></b>	0,42 mm

Fonte: Autor (2021).

**Figura 63 - Gráfico dos resultados obtidos para o dimensionamento do reforço utilizando compósitos CFRP**

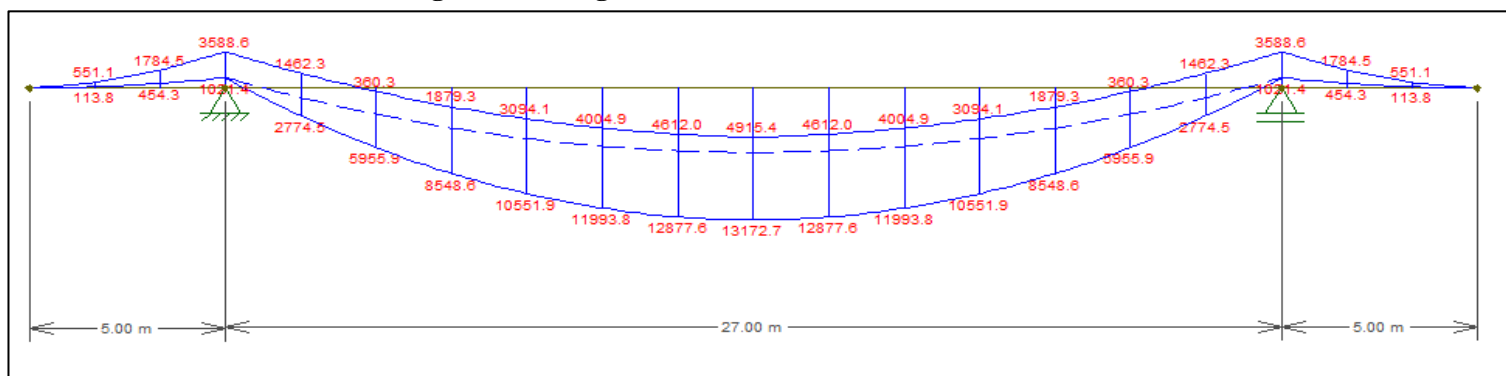


Fonte: Autor (2021).

#### 5.4.3 COMPRIMENTO DO REFORÇO

O comprimento do reforço foi determinado com base na análise da envoltória do diagrama de momento fletor solicitante da longarina para a combinação de carga permanente e cargas móveis, conforme a Figura 64.

**Figura 64 - Diagrama de momento fletor solicitante**



Fonte: Autor (2021).

Considerando o momento resistente determinado  $M_{rd} = 8.049,73 \text{ kN.m}$ , através do diagrama apresentado, o comprimento das chapas de aço e das lâminas de CFRP deverá ser de no mínimo 18 (Dezoito) metros.

## 5.5 CUSTOS PARA EXECUÇÃO DO REFORÇO

O cálculo dos custos necessários para execução do reforço, segundo os dois métodos, foi desenvolvido com base no entendimento de que para os dois métodos o escopo do projeto para a realização do reforço da estrutura seria o mesmo, diferenciando apenas os materiais inerentes à cada metodologia. Dessa forma, o levantamento de custos buscou a análise comparativa preliminar simplificada.

Optou-se por utilizar para o cálculo dos custos o sistema SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) da Caixa Econômica Federal, e a Tabela de Preços da Construção da Sika<sup>®</sup>, os dois com data base em julho/2021.

### 5.5.1 CUSTOS DO REFORÇO COM CHAPAS DE AÇO

Para o cálculo do custo segundo esse método de reforço foram considerados como materiais intrínsecos a chapa de aço, o adesivo à base de resina epoxídica com 2 (dois) mm de espessura, bem como pares de chumbadores metálicos à cada 3 (três) metros, segundo prescrições bibliográficas, como Campagnolo (1993).

As Tabelas 20 e 21 apresentam os custos unitários dos materiais, segundo as bases de dados de referência, e o custo para a execução do reforço de acordo com o consumo dos mesmos para cada método de cálculo, respectivamente.

**Tabela 20 - Custos unitários dos materiais para reforço com chapas de aço**

DESCRIÇÃO	REF.	UNID	PREÇO
Chapa de Aço Grossa AST A36	SINAPI	kg	R\$ 16,24
Chumbador de Aço - Diâmetro 1/2"	SINAPI	Unid.	R\$ 15,14
Adesivo	SINAPI	kg	R\$ 64,00

Fonte: Autor (2021).

**Tabela 21 - Custos para execução do reforço na longarina utilizando chapas de aço coladas**

MÉTODO	ÁREA CAL. (M <sup>2</sup> )	COMP. (M)	VOL. (M <sup>3</sup> )	CONS. CHAPA (KG)*	CONS. CHUMB. (UNID.)	CONS. ADESIVO (KG)	CUSTO TOTAL
<b>Bresson (1971)</b>	0,0326	18	0,5868	4612,25	14	35,64	<b>R\$ 77.395,83</b>
<b>Cánovas (1988)</b>	0,0142	18	0,2556	2009,02	14	35,64	<b>R\$ 35.119,34</b>
<b>Ziraba &amp; Hussein (1993)</b>	0,0178	18	0,3204	2518,34	14	35,64	<b>R\$ 43.390,83</b>
<b>Campagnolo (1995)</b>	0,0224	18	0,4032	3169,15	14	35,64	<b>R\$ 53.959,95</b>

\*Considerando a densidade do aço igual a 7.800 kg/m<sup>3</sup>

Fonte: Autor (2021).

**Figura 65 - Gráfico dos custos para execução do reforço na longarina utilizando chapas de aço coladas por método cálculo**

Fonte: Autor (2021).

### 5.5.2 CUSTOS DO REFORÇO COM CFRP

Do mesmo modo, para a análise dos custos para o método em questão, foram levantados os consumos dos materiais necessários para a execução do mesmo, segundo o catálogo técnico do *Sika® CarboDur®S*, onde o fabricante recomenda o emprego deste acompanhado exclusivamente da resina epóxi adesiva *SikaDur30®*. Ademais foi considerado

ainda o uso do *SikaTrack®Primer*, como ponte de aderência e camada protetora para o compósito.

Analogamente as Tabelas 22 e 23 apresentam os custos unitários dos materiais, e o custo para a execução do reforço, respectivamente.

**Tabela 22 - Custos unitários dos materiais para reforço com CFRP**

DESCRIÇÃO	REF.	UNID.	PREÇO
Lâmina CarboDur®Sika® - Largura 100m, Espessura 1,4mm	SIKA	m	R\$ 192,66
Sikadur30® - Adesivo Epoxi	SIKA	kg	R\$ 113,28
SikaTrack®Primer	SIKA	kg	R\$ 64,00

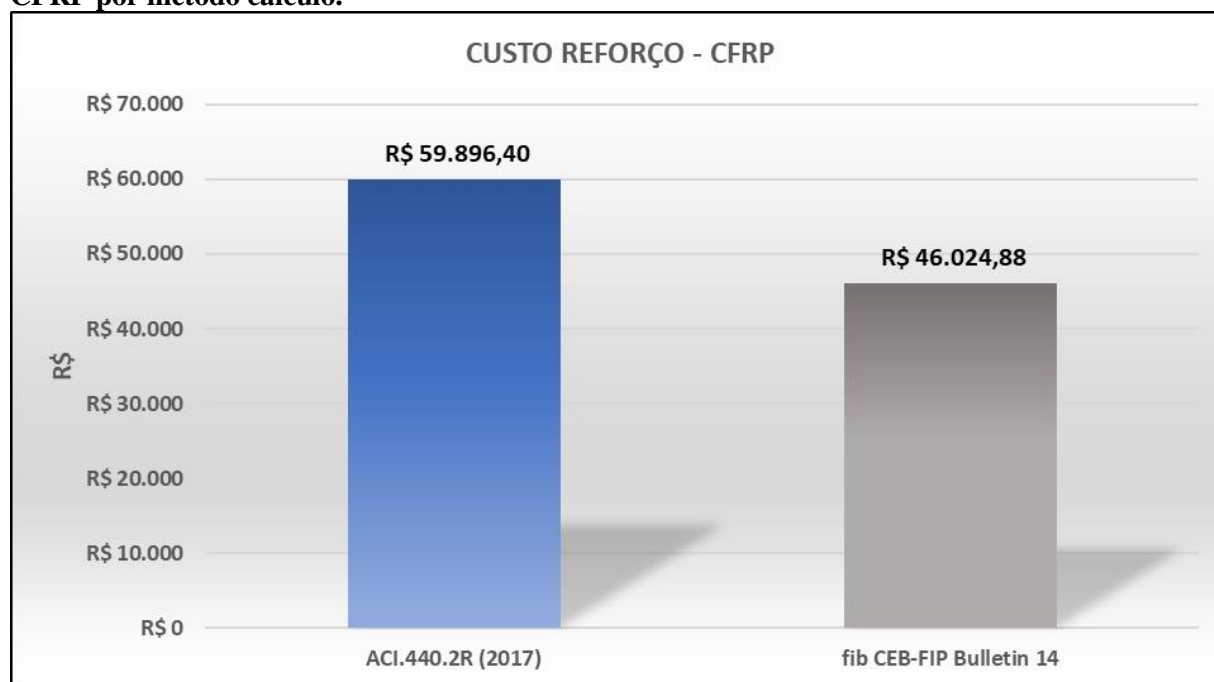
Fonte: Autor (2021).

**Tabela 23 - Custos para execução do reforço na longarina utilizando compósitos CFRP**

MÉTODO	ÁREA CAL. (CM <sup>2</sup> )	ESPESSURA (MM)	COMP. (M)	CONS. LÂMINA (M)	CONS. ADESIVO (KG)	CONS. PRIMER (KG)	CUSTO TOTAL
ACI.440.2R (2017)	16,8	0,48	18	288,00	34,56	7,74	<b>R\$ 59.896,40</b>
<i>Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)</i>	12,6	0,36	18	216,00	34,56	7,74	<b>R\$ 46.024,88</b>

Fonte: Autor (2021).

**Figura 66 - Gráfico dos custos para execução do reforço na longarina utilizando compósito CFRP por método cálculo.**

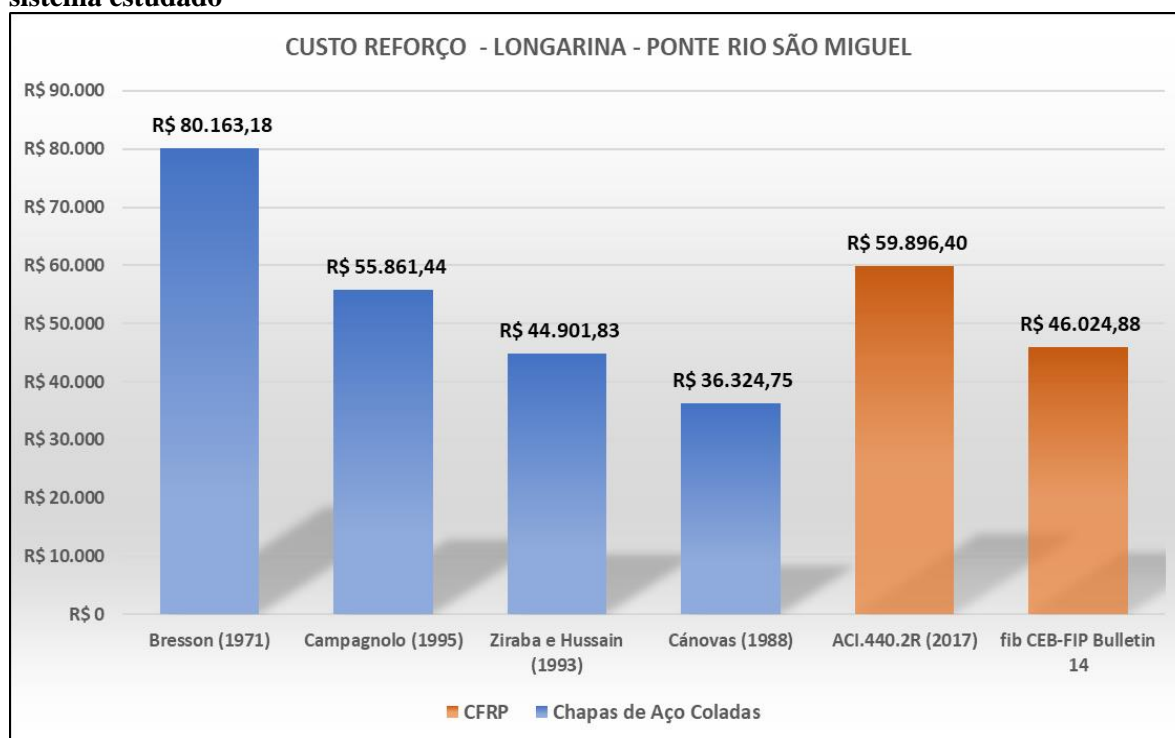


Fonte: Autor (2021).

## 5.6 ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS

A partir dos resultados obtidos, é possível comparar os métodos de reforço para vigas solicitadas à flexão em estudo, chapas de aço coladas e compósitos CFRP, levando em consideração o aspecto econômico das alternativas em relação ao estudo de caso para o reforço de uma das longarinas da Ponte sobre o Rio São Miguel.

**Figura 67 - Gráfico comparativo dos custos para execução do reforço na longarina por cada sistema estudado**



Fonte: Autor (2021).

A partir do gráfico apresentado na Figura 67, infere-se que a projeção de custos para o reforço de uma das longarinas da Ponte São Miguel apresenta uma variabilidade de 120% dependendo do método a ser adotado, considerando apenas o reforço com Chapas de Aço Coladas, sendo essa diferença obtida entre os Métodos de Bresson (1971) e Cánovas (1988), que apresentaram a maior discrepância. A variabilidade entre os custos refletidos pelas metodologias de dimensionamento de reforço com CFRP, ACI.440.2R (2017) e *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001), foi de 30%.

Comprando as duas metodologias, pondera-se que a diferença de custo entre os métodos que apresentaram os resultados mais econômicos, Cánovas (1988) e *Fib CEB-FIP Bulletin 14* (2001), foi de aproximadamente 27% a mais para o segundo.

Outrossim, comparando o método de Bresson (1971) que é vastamente adotado por projetistas para o reforço de estruturas, com os modelos de cálculo apontados pelas referidas normas internacionais, observa-se que o mesmo se apresenta 34% mais oneroso que o modelo do ACI 440.2R (2017) e 74% que o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*.

Em relação aos outros métodos de reforço com Chapas de Aço Coladas, Campagnolo (1995) resultou um custo 21% maior que o modelo de reforço com CFRP proposto pelo *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* e 7% menor que o modelo da ACI.440.2R (2017). Por sua vez, o método proposto por Ziraba & Hussein (1993) se apresentou 25% menos oneroso que o modelo do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* e 2% mais barato que o do ACI 440.2R (2017).

## CAPÍTULO 6

### 6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi desenvolvido um estudo comparativo sobre os métodos de reforço à flexão de vigas em concreto armado utilizando chapas de aço coladas e compósitos CFRP (Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono), realizando-se uma revisão bibliográfica que abordou desde os principais conceitos até suas características principais e sua aplicabilidade em estruturas de concreto. Ao mesmo passo, também foram explanados os conceitos dos principais métodos para dimensionamento do reforço em chapas de aço, bem como as principais especificidades das prescrições normativas que versam sobre reforços com CFRP.

Os resultados comparativos permitiram uma avaliação qualitativa importante das principais diferenças entre os métodos de dimensionamento para as duas técnicas de reforço apresentadas. Observou-se, por exemplo, para os casos de reforço com chapas de aço coladas que as hipóteses, premissas e processos iterativos de obtenção de resultados se assemelham. Contudo, os métodos de cálculo têm particularidades tais como consideração de coeficientes de segurança, tensões e deformações limites, deslocamento do centroide da peça, etc. Essas diferenças corroboram com as diferenças nos resultados de área de aço de reforço obtidas por cada método. A consequência disso refletiu nas diferenças consideráveis nas áreas de aço calculadas, tomando como exemplo o método de Bresson (1971) que desconsidera o deslocamento da Linha Neutra após a execução do reforço. Por outro lado, os métodos de Cánovas (1988), Ziraba & Hussein (1993) e Campagnolo (1995), apesar de apresentarem resultados com diferenças da ordem de 25%, se aproximaram entre si, em certas situações, até convergiram para um mesmo resultado.

Na análise do dimensionamento do sistema que utiliza compósito CFRP, por falta de disposições normativas brasileiras, foram tomadas como base as prescrições internacionais do ACI 440.2R (2017) e do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)*, em que verificou-se que o ponto fundamental que determina a diferença entre os resultados é o limite para as deformações dos materiais, principalmente do reforço. Enquanto a recomendação do *Fib CEB-FIP Bulletin 14 (2001)* deixa o limite de deformação do CFRP para reforço à flexão ser adotado pelo projetista baseado em anexos nacionais ou pesquisas, o ACI 440.2R (2017) estabelece a deformação máxima efetiva e limita ainda o valor especificado pelo fabricante.

No capítulo 6 foi viabilizado um estudo de caso para o reforço da longarina de uma ponte real, a fim de fazer uma análise comparativa de custos entre os dois sistemas de reforço (chapa de aço colada e CFRP), onde se verificou que, para o caso analisado, o sistema utilizando CFRP se apresentou quase 27% mais oneroso, comparando os resultados mais econômicos. Todavia, comparando os diversos métodos apresentados para o reforço com Chapas de Aço Coladas, verificou-se uma grande variabilidade na diferença de custo entre os dois sistemas, contando-se que o CFRP apresentou custos menores que os métodos apresentados por Bresson (1971) e Campagnolo (1995).

Isto posto, cabe ressaltar que não se pode generalizar o resultado, uma vez que várias considerações subjetivas foram tomadas até o alcance do resultado, como cotação dos materiais de fibra segundo um único fornecedor, enquanto que os valores das chapas e seus acessórios foram tomados de uma base de custos aferida por uma autarquia governamental.

Dessa forma, de uma maneira geral pode-se determinar que economicamente os dois sistemas apresentam condições que os colocam em um mesmo patamar de utilização segundo aspectos técnico-econômicos, cabendo ao projetista a escolha do sistema a ser utilizado e da metodologia de cálculo adotada de acordo com suas concepções, bem como da conjuntura da estrutura e das especificidades do local de execução do reforço.

Por fim pode-se constatar que o reforço de vigas por colagem de chapas já é uma forma consagrada de aumentar-se a sua capacidade resistente, visto a quantidade de estudos realizados encontrados durante a pesquisa bibliográfica e a reconhecida difusão de sua técnica na área de Terapia das Estruturas. Por outro lado, a utilização dos compósitos de fibra de carbono (CFRP) na reabilitação de estruturas de concreto armado representa um importante reflexo do desenvolvimento tecnológico no segmento da engenharia estrutural. Cabe ao projetista analisar as alternativas de utilização de cada técnica para aplicação nos projetos de reforço de estruturas.

Outrossim, é importante salientar a necessidade de normatizações nacionais que padronizem os métodos de dimensionamento para os sistemas avaliados nesta pesquisa, considerando além da alta demanda de projetos de recuperação e/ou reforço de estruturas no país, a imprescindibilidade de padronização desses projetos por questões de segurança, responsabilidade, bem como economia.

## 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Diante do que foi estudado e visando uma maior abrangência dos conhecimentos sobre recuperação e/ou reforço, são feitas as seguintes sugestões de trabalhos:

- Estudos experimentais que comparem os resultados obtidos analiticamente pelos métodos abordados;
- Estudos sobre o comportamento dos sistemas apresentados frente as diversas condições ambientais de utilização das estruturas (agentes agressivos, fogo, etc.);
- Modelagens computacionais pelo método de elementos finitos que testem os resultados sugeridos pelos métodos.
- Análise refinada dos custos de aplicação dos sistemas de reforços comumente utilizados.

## REFERÊNCIAS

ACI - American Concrete Institute Committe 318 - *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*, 2019.

ACI - American Concrete Institute Committe 440 - *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, 2014.

\_\_\_\_\_. NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações, 1980.

\_\_\_\_\_. NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e Protendido – Procedimento. 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas. 2013.

\_\_\_\_\_. NBR 7480: Aço Destinado à Armadura de Estruturas de Concreto Armado – Especificação. 2007.

ADORNO, F. V.; DIAS, F. O.; SILVEIRA, J. C. O. Recuperação e reforço de vigas de concreto armado. Trabalho de Final de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, GO. 2015. 70 p.

ARAÚJO, A. S. Reforço ao cisalhamento de vigas “T” de concreto armado com fibra de carbono com dois tipos de ancoragem - Dissertação de Mestrado, Publicação E. DM. 006A/2002. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. 2002. 201 p.3

AZEVEDO, M. T. Patologia das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto – Ciência e Tecnologia. v.2; São Paulo, 2011.

BEBER, A. J. Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono - Tese de Doutorado em Engenharia. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Porto Alegre, 2003.

BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. R.L. Patologia de estruturas. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

BRANCO, F. G. Reabilitação e reforço de estruturas. Notas de aula. Instituto Superior Técnico Lisboa. 2011.

BRESSON, J.. *Nouvelles Recherches et Applications Concernant l'Utilisacion des Collages dans les Structure: Béton Plaque*. Annales de l'ITBTP, França, nº 278, Fev. 1971.

CAMPAGNOLO, J.L, CAMPOS FILHO, A. & SILVA FILHO, L.C.P. (1993). Estudo do comportamento estrutural e do problema de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas. In: XXVI Jornadas Sudamericanas De Ingenieria Estructural. Montevideo, Uruguay, novembro 15-19, 1993.

CAMPAGNOLO, J. L., CAMPOS Filho, A. e SILVA Filho, L. C. P. da. Técnicas de Ancoragem em Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Chapas de Aço Coladas. In: 34ª Reunião Anual Do Ibracon, 1995, São Paulo. Anais... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.

CÁNOVAS, M.F.(1988). Patologia e Terapia do Concreto Armado. São Paulo, Pini.

CARVALHO, R. F. Compósitos de fibras de sisal para uso em reforço de estruturas de madeira. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. Cálculo de detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2014. 4. ed. São Carlos, EdUFSCar: 2016.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON - CEB (1983a). *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*. Bulletin d'Information n2 162.

FERRARI, Vladimir José; HANAI, João Bento de. 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.

FERNANDES, G.; SANTOS, H.; TOMÉ, L.; ALMEIDA, R. Reforços estruturais com perfis e chapas de aço. Trabalho de Final de Curso de Licenciatura de engenharia civil– Instituto Superior Técnico. Porto Salvo, Oeiras. 2002. 53 p.

FIB, International Federation for Structural Concrete - *Bulletin 14 - Externally Bonded FRP reinforcement for RC structures*, 2001.

FORTES, Adriano Silva. Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono. Florianópolis, 2000. 224p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

HELENE, Paulo; PEREIRA, Fernanda. *Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto*. São Paulo: SIKA, 2007.

JUVANDES, L. F. P. Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1999. 302 p. Tese de Doutorado em Engenharia.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: teoria e prática. São Paulo: Editora Pini, 2015.

MACHADO, A. R. Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono. 2010. Não paginado.

MENEGHETTI, Leila Cristina. Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida. 2007. 275p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2007.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais. 2ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 751 p.

NEVILLE, A. Propriedades do concreto. 5. ed. São Paulo: Pini, 2016.

REIS, A. P. A. (1998). Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

AZEVEDO, M. T. Patologia das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto – Ciência e Tecnologia. v.2; São Paulo, 2011.

ROQUE, J.A., MORENO JUNIOR, A.L., Considerações sobre a vida útil do concreto, 2005, Primeiro Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado.

SANTOS, P. M. D. Comparação de reforço com chapas de aço e fibras de carbono em vigas de concreto armado submetidas à flexão simples. Trabalho de Final de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Feira de Santana. Feira de Santana, BA. 2008. 61 p.

SHEHATA, I. A. M., Reparo e reforço de estruturas de concreto armado e protendido. Notas de Aula, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.

SILVA FILHO, José Neres da. Técnicas de reparo e reforço de estruturas de concreto. Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2019. 71 slides.

SILVEIRA, S.S. (1997). Dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas com resina epoxi. Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado). UFF, Universidade Federal Fluminense.

SOTO, R. C. Reforço e recuperação de vigas de concreto armado. Trabalho de Final de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Goiás. Goiânia, GO. 2013. 75p.

SOUZA, R.H.F. Análise do Comportamento de Vigas de Betão Armado com Chapas de Aço Coladas com Resina Epóxi. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

SOUZA, V. C. de e RIPPER, T. (1998). Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI Ltda.

TIMERMAN, J. Reabilitação e Reforço de Estruturas de Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed.). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 1175-1209.

VALENZUELA SAAVEDRA, M. A., 2010, *Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático*, Barcelona, UPC.

ZIRABA, Y. N. et al.. *Guidelines Toward the Design of Reinforced Concrete Beams with External Plates*. ACI Structural Journal, EUA, Vol. 91, nº 6, Nov. 1994.