

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Anne Ketlelyn Domingos Biehl**

**PRINCIPAIS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO E  
DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO À  
FLEXÃO SIMPLES NORMAL EM LAJES  
E VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre  
julho 2015

**ANNE KETLELYN DOMINGOS BIEHL**

**PRINCIPAIS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO E  
DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO À  
FLEXÃO SIMPLES NORMAL EM LAJES  
E VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: João Ricardo Masuero**

Porto Alegre

julho 2015

**ANNE KETLELYN DOMINGOS BIEHL**

**PRINCIPAIS TÉCNICAS DE EXECUÇÃO E  
DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO À  
FLEXÃO SIMPLES NORMAL EM LAJES  
E VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador João Ricardo Masuero da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2015

Prof. João Ricardo Masuero  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Profa. Carin Maria Schimitt  
Dra. Pelo PPGA/UFRGS  
Coordenadora

Prof. Jean Marie Désir  
Dr. Pelo COPPE/UFRGS  
Coordenador

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
Dr. Pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profa. Virgínia Rosito d'Avila Bessa(UFRGS)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha mãe, meus amados irmãos e meu amor, Thiago, que entenderam minha ausência, incentivando-me durante o período do meu Curso de Graduação.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. João Ricardo Masuero, orientador deste trabalho, pela dedicação, pela compreensão, pela paciência, pelo incentivo e pela disponibilidade durante toda realização do trabalho.

Agradeço aos colegas de trabalho que me auxiliaram em momentos que estive ausente em função dos compromissos do Curso de Graduação e pela confiança no meu trabalho que por diversas vezes estive prejudicado pelos horários reduzidos.

Agradeço à minha mãe Ione e aos meus irmãos que me apoiaram em todos os momentos, compreendendo as dificuldades e incentivando cada nova fase.

Agradeço, também, ao meu amor, Thiago, e sua família pela compreensão, dedicação, companheirismo e incentivo.

Agradeço aos meus amigos e colegas que colaboraram de alguma forma para que o cansaço e o desânimo fossem esquecidos, dando lugar a um clima de companheirismo e descontração.

Você não pode criar uma reputação com base apenas no que pretende fazer. É simples: sonhe, pesquise, saia pelo mundo e faça o que tem que fazer.

*Henry Ford*

## RESUMO

No Brasil, o emprego do concreto armado é comum nas estruturas civis. Entretanto, muitas vezes, é necessário que sejam feitas intervenções para que a vida útil de projeto da estrutura seja atingida através de novos recursos disponíveis no mercado, ou por métodos mais tradicionais. Além disso, em decorrência da longa vida útil projetada para as estruturas, é comum que ocorram mudanças no uso da edificação, acarretando, frequentemente, intervenções para que a estrutura apresente a segurança necessária para permanecer em funcionamento.

Este trabalho consiste numa análise dos reforços mais utilizados, contemplando tanto as técnicas de execução quanto de dimensionamento. Nele, é possível encontrar algumas das soluções para problemas que ocorreram desde a concepção (projeto), execução ou ao longo do uso da estrutura. Isso porque, muitos erros que ocorrem nessas fases comprometem o uso da edificação, mas, independente da fase em que foi gerado, normalmente é possível tomar uma medida corretiva para restaurar a configuração original da peça (recuperação), ou aumentar a capacidade resistente dela (reforço). As soluções executivas e de dimensionamento apresentadas para reforçar estruturas submetidas à flexão simples normal estão limitadas à aplicação de chapas de aço coladas, fibras de carbono, adição de perfis metálicos e aumento da seção transversal. No trabalho, além de apresentar o dimensionamento usualmente empregado por alguns autores, também será proposta uma metodologia para a verificação da estrutura a ser reforçada e do reforço propriamente dito a partir da curvatura da seção e da profundidade da linha neutra, sem a imposição de domínios. Assim, serão analisados os comportamentos dessas estruturas antes e depois de reforçadas, determinando soluções que atendam aos requisitos de ductilidade e segurança exigidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). As técnicas elencadas são aplicadas a um exemplo similar a um caso real, correspondendo à readequação de uma loja comercial a um novo uso, onde as cargas são muito maiores que as originalmente previstas.

Palavras-chave: Reforço em Estruturas de Concreto Armado Submetidas à Flexão Simples. Reforço com Fibras de Carbono. Reforço com Chapas de Aço Coladas. Reforço com Perfis de Aço. Reforço com Aumento de Seção. Técnicas de Execução de Reforço. Dimensionamento de Reforços.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática do delineamento da pesquisa .....	19
Figura 2 – Viga fletida com armadura de tração exposta .....	24
Figura 3 – Apicoamento do concreto.....	31
Figura 4 – Lixação do concreto.....	31
Figura 5 – Rolagem das bolhas de ar.....	33
Figura 6 – Imprimação da lâmina de fibra de carbono no local de aplicação.....	34
Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	38
Figura 8 – Diagrama tensão-deformação para fibras.....	39
Figura 9 – Diagrama tensão-deformação idealizado.....	40
Figura 10 – Distribuição das tensões no concreto simplificada.....	41
Figura 11 – Domínios de ELU de uma seção transversal.....	42
Figura 12 – Equilíbrio em flexão simples.....	43
Figura 13 – Seção transversal com armadura simples.....	45
Figura 14 – Esquema para estudo de seção transversal fletida.....	47
Figura 15 – Manutenção da seção transversal plana.....	50
Figura 16 – Estado de deformações existente no substrato quando da execução do reforço.....	51
Figura 17 – Tensões e deformações no Estado-Limite.....	52
Figura 18 – Forças componentes da Seção Resistente.....	53
Figura 19 – Planilha de cálculo da força na fibra de carbono.....	59
Figura 20 – Força de compressão no concreto particularizada para $f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$ .....	62
Figura 21 – Resultante das forças da seção reforçada com perfil de aço.....	66
Figura 22 – Componentes para o cálculo das forças resultantes na seção retangular com adição de concreto.....	69
Figura 23 – Comportamento até a ruptura (seção 1).....	73
Figura 24 – Comportamento até a ruptura (seção 2).....	74
Figura 25 – Comportamento até a ruptura (seção 3).....	76
Figura 26 – Comparativo do comportamento das seções de mesma dimensão.....	77
Figura 27 – Comparativo do comportamento das lajes de mesma dimensão.....	80
Figura 28 – Comportamento até a ruptura seção 1 com fibra.....	82
Figura 29 – Comportamento até a ruptura seção 2 com fibra.....	83
Figura 30 – Comportamento até a ruptura seção 3 com fibra.....	83
Figura 31 – Comportamento até a ruptura seção 1 com chapa de aço colada.....	86



Figura 32 – Comportamento até a ruptura seção 2 com chapa de aço colada.....	87
Figura 33 – Comportamento até a ruptura seção 3 com chapa de aço colada.....	89
Figura 34 – Comportamento até a ruptura seção 1 com perfil de aço.....	90
Figura 35 – Comportamento até a ruptura seção 2 com perfil de aço.....	92
Figura 36 – Comportamento até a ruptura seção 3 com perfil de aço.....	93
Figura 37 – Comportamento até a ruptura seção 1 com aumento de seção.....	95
Figura 38 – Comparativo do comportamento de vigas reforçadas vigas sem reforço.....	96
Figura 39 – Comparativo do comportamento de uma viga reforçada com fibra, chapa e com uso de armadura dupla.....	97
Figura 40 – Comportamento até a ruptura – lajes 1,2 e 3 com fibra de carbono.....	99
Figura 41 – Comportamento até a ruptura – lajes 1,2 e 3 com chapa de aço colada.....	102
Figura 42 – Comportamento até a ruptura da viga reforçada com perfil W610X101.....	107
Figura 43 – Comportamento até a ruptura da viga reforçada com fibra de carbono e chapa de aço.....	109

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades das fibras de carbono.....	27
Quadro 2 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa.....	72
Quadro 3 – Seção 2 com armadura simples – limite antes da armadura dupla.....	74
Quadro 4 – Seção 3 com armadura dupla.....	75
Quadro 5 – Laje 1.....	77
Quadro 6 – Laje 2.....	78
Quadro 7 – Laje 3.....	79
Quadro 8 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + fibra de carbono.....	81
Quadro 9 – Seção 2 com armadura limite +fibra de carbono.....	82
Quadro 10 – Seção 3 com armadura dupla + fibra de carbono.....	84
Quadro 11 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + chapa de aço colada.....	85
Quadro 12 – Seção 2 com armadura limite + chapa de aço colada.....	87
Quadro 13 – Seção 3 com armadura dupla + chapa de aço colada.....	88
Quadro 14 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + perfil de aço.....	90
Quadro 15 – Seção 2 com armadura limite + perfil de aço.....	91
Quadro 16 – Seção 3 com armadura dupla + perfil de aço.....	92
Quadro 17 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + aumento de seção.....	94
Quadro 18 – Laje 1 + fibra de carbono.....	98
Quadro 19 – Laje 2 + fibra de carbono.....	98
Quadro 20 – Laje 3 + fibra de carbono.....	99
Quadro 21 – Laje 1 + chapa de aço colada.....	100
Quadro 22 – Laje 2 + chapa de aço colada.....	101
Quadro 23 – Laje 3 + chapa de aço colada.....	101
Quadro 24 – Viga reforçada com fibra.....	106
Quadro 25 – Viga reforçada com chapa.....	106
Quadro 26 – Viga reforçada com perfil W610x101.....	107
Quadro 27 –Laje reforçada com fibra de carbono .....	108
Quadro 28 – Viga reforçada com chapa de aço.....	108

## **LISTA DE SIGLAS**

CEB – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

NBR – Norma Brasileira

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\sigma_s$  – tensão no aço (kN/cm<sup>2</sup>)
- $f_{yk}$ – tensão característica do escoamento no aço (kN/cm<sup>2</sup>)
- $f_{yd}$ – tensão de cálculo do aço (kN/cm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_s$  – deformação no aço
- $E_s$  – módulo de elasticidade no aço (kN/cm)
- $\sigma_c$  – tensão no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)
- $f_{ck}$ – tensão característica no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)
- $f_{cd}$ – tensão de cálculo no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_c$  – deformação no concreto
- $\epsilon_{cu}$  – deformação última no concreto
- $\epsilon_{c2} = 0,2\%$  para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$
- $\sigma_{cd}$ – tensão de compressão de projeto no concreto (kN/cm<sup>2</sup>)
- $y$ – distância da borda comprimida à linha neutra (cm)
- $h$ – altura da seção transversal (cm)
- $b$  – largura da seção transversal (cm)
- $d'$ – distância da borda comprimida ao centróide da armadura (cm)
- $R_{cc}$ – resultante das tensões de compressão no concreto (kN)
- $Z$ – braço de alavanca (cm)
- $R_s$ – resultante de tração das armaduras (kN)
- $M_u$ – momento de ruína da seção (kN/cm<sup>2</sup>)
- $d$ – altura útil (distância do centróide da armadura tracionada até a borda comprimida) (cm)
- $\Psi$  – coeficiente de redução da tensão de compressão no concreto
- $\epsilon_c^{max}$  - deformação máxima no concreto
- $\epsilon'_s$  – deformação na armadura comprimida
- $\epsilon_{fc}$  – deformação na fibra de carbono
- $A_{s'}$  – área de armadura comprimida (cm<sup>2</sup>)
- $A_{fc}$  – área da fibra de carbono (cm<sup>2</sup>)
- $x_i$  – distância do bordo comprimido inicial até a linha neutra (cm)
- $\epsilon_{ci}$  – deformação inicial da fibra mais comprimida
- $\epsilon'_{si}$  - deformação inicial do aço comprimido
- $\epsilon_{si}$  - deformação inicial do aço tracionado
- $\epsilon_{bi}$  - deformação inicial da fibra mais tracionada
- $F'_s$  – resultante da força de compressão na armadura comprimida (kN)

$F_s$  – resultante da força de tração na armadura tracionada (kN)  
 $F_{fc}$  – resultante da força de tração na fibra de carbono (kN)  
 $k_x$  – coeficiente que estabelece o limite entre o domínio 2 e 3  
 $\xi$  – representa a distância da fibra considerada à linha neutra (cm)  
 $\theta$  – a curvatura (o inverso do raio de curvatura)( $\text{cm}^{-1}$ )  
 $x'$  – posição do diagrama parábola a partir da linha neutra da seção retangular (cm)  
 $t_f$  – espessura da mesa (cm)  
 $\theta_{pp}$  – curvatura somente com as cargas de peso próprio ( $\text{cm}^{-1}$ )  
 $x_{pp}$  – distância à linha neutra somente com as cargas de peso próprio (cm)  
 $\epsilon_{ms}$  – deformação na mesa superior  
 $\sigma_{ms}$  – tensão na mesa superior ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )  
 $\epsilon_{as}$  – deformação no ponto superior da alma  
 $\sigma_{as}$  – tensão no ponto superior da alma ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )  
 $\epsilon_{ai}$  – deformação no ponto inferior da alma  
 $\sigma_{ai}$  – tensão no ponto inferior da alma ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )  
 $\epsilon_{mi}$  – deformação na mesa inferior  
 $\sigma_{mi}$  – tensão na mesa inferior ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )  
 $t_w$  – espessura da alma (cm)  
 $\sigma'$  – tensão na posição  $x'$  ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )  
 $h_{ac}$  – altura da adição de concreto (cm)  
 $b_{ac}$  – largura da adição lateral de concreto (cm)  
 $b$  – largura da seção retangular original (cm)  
 $\varphi_{\text{máx}}$  – diâmetro máximo da armadura adicionada (mm)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
<b>2 DIRETRIZES DE PESQUISA.....</b>	<b>17</b>
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	17
<b>2.2.1 Objetivo principal.....</b>	<b>17</b>
<b>2.2.2 Objetivo secundário.....</b>	<b>17</b>
2.3 PREMISSA.....	17
2.4 DELIMITAÇÕES.....	18
2.5 LIMITAÇÕES.....	18
2.6 DELINEAMENTO.....	18
<b>3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>20</b>
3.1 VIDA ÚTIL E DURABILIDADE.....	20
3.2 PATOLOGIAS.....	21
<b>3.2.1 Patologias geradas na etapa de concepção da estrutura (projeto).....</b>	<b>22</b>
<b>3.2.2 Patologias geradas na etapa de execução da estrutura.....</b>	<b>22</b>
<b>3.2.3 Patologias geradas na etapa de utilização da estrutura (manutenção).....</b>	<b>23</b>
3.3 REFORÇO E RECUPERAÇÃO .....	23
<b>4 REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FLEXÃO.....</b>	<b>26</b>
4.1 FIBRAS DE CARBONO.....	26
4.2 CHAPAS DE AÇO COLADAS.....	27
4.3 ADIÇÃO DE PERFIS METÁLICOS.....	28
4.4 PROTENSÃO EXTERNA .....	28
4.5 AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EXISTENTE.....	28
<b>5 TÉCNICAS DE EXECUÇÃO UTILIZADAS NOS REFORÇOS.....</b>	<b>30</b>
5.1 PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE.....	30
5.2 SISTEMA DE APLICAÇÃO.....	32
<b>5.2.1 Fibras de carbono.....</b>	<b>32</b>
<b>5.2.2 Chapas de aço coladas.....</b>	<b>34</b>
<b>5.2.3 Adição de perfis metálicos.....</b>	<b>35</b>
<b>5.2.4 Protensão externa.....</b>	<b>35</b>
<b>5.2.5 Aumento da seção transversal existente.....</b>	<b>35</b>
<b>6 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>37</b>

6.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DE ESTRUTURAS REFORÇADAS.....	38
6.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO.....	41
6.3 VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À FLEXÃO....	44
6.4 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇOS EM FIBRAS DE CARBONO E CHAPAS DE AÇO COLADAS.....	49
<b>7 METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO DE PEÇAS SUBMETIDAS À FLEXÃO E DIMENSIONAMENTO DE REFORÇOS PROPOSTA.....</b>	<b>61</b>
7.1 VERIFICAÇÃO PROPOSTA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS.....	72
7.2 VERIFICAÇÃO PROPOSTA DO COMPORTAMENTO DE LAJES.....	77
7.3 DIMENSIONAMENTO PROPOSTO DE REFORÇO PARA VIGAS.....	80
<b>7.3.1 Dimensionamento com reforço de fibra de carbono.....</b>	<b>81</b>
<b>7.3.2 Dimensionamento com reforço de chapas de aço coladas.....</b>	<b>85</b>
<b>7.3.3 Dimensionamento com reforço de perfil de aço.....</b>	<b>89</b>
<b>7.3.4 Dimensionamento com reforço com aumento de seção.....</b>	<b>94</b>
<b>7.3.5 Comparativo da aplicação de diferentes reforços em uma viga .....</b>	<b>95</b>
7.4 DIMENSIONAMENTO PROPOSTO DE REFORÇO PARA LAJES.....	97
<b>7.4.1 Dimensionamento com reforço de fibra de carbono.....</b>	<b>97</b>
<b>7.4.2 Dimensionamento com reforço de chapas de aço coladas.....</b>	<b>100</b>
<b>8 EXEMPLO DE APLICAÇÃO DE REFORÇO A UM CASO REAL.....</b>	<b>103</b>
<b>9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>110</b>
REFERÊNCIAS .....	





## 1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é amplamente empregado em estruturas civis, sendo comum a concepção e execução das mesmas através da utilização de vigas, lajes e pilares. Embora a vida útil dessas estruturas possa ser potencialmente muito grande, é comum a ocorrência de intervenções para que se possa alcançá-la. Com isso, recursos como os reforços em estruturas de concreto armado são empregados nas construções a fim de corrigir ou evitar os problemas estruturais.

As intervenções ocorrem devido a vários fatores como:

- a) erros de concepção: dimensionamentos que não estejam de acordo com o uso podem causar sobrecargas ou solicitações muito acima das previstas em projeto, o que resulta frequentemente no aparecimento de fissuração e deformações excessivas;
- b) erros de execução: dosagem incorreta do concreto, cura descuidada, ou cobrimentos efetivos insuficientes podem causar deterioração das peças estruturais a longo prazo e a consequente perda de resistência e de segurança;
- c) acidentes naturais: terremotos, vendavais, enchentes ou incêndios, provocando a perda de resistência e segurança dessas estruturas;
- d) manutenção preventiva deficiente: falta de acompanhamento durante o uso da estrutura pode trazer desgastes que levam a recuperações onerosas ou até mesmo reforços.

Em todos estes casos, as intervenções que visam recuperar a segurança inicial ou projetada para a estrutura são chamadas de recuperações estruturais. Para as situações onde o que se deseja é tornar a estrutura existente segura para um uso diferente do qual ela foi projetada, a intervenção é chamada de reforço estrutural. Recuperação estrutural e reforço estrutural utilizam as mesmas técnicas e procedimentos, sendo muitas vezes denominados pelo termo único de Reforço Estrutural.

Os reforços em estruturas de concreto armado apresentam diversas formas de aplicação, aumentando a capacidade resistente das peças. Contudo, não há nenhuma Norma Técnica brasileira específica sobre o assunto e a bibliografia apresenta divergência quanto a diversos aspectos. Assim, o início do estudo é dado pela análise da resistência residual dos elementos

de concreto armado danificados para que o projetista possa definir se esses podem ser utilizados junto ao reforço no intuito de reduzi-lo e torná-lo economicamente viável (SOUZA; RIPPER, 1998, p.171).

Com o desenvolvimento tecnológico da construção civil, os recursos disponíveis para as técnicas de reforço vêm sendo ampliados e melhorados constantemente, havendo diversas opções usualmente empregadas. No entanto, para o desenvolvimento do projeto, depois de feitas as análises preliminares, é necessário levar em consideração que o mesmo precisa atender aos requisitos básicos do Estado Limite Último (ELU) e do Estado Limite de Serviço (ELS).

O objetivo do trabalho é o estudo das principais técnicas de dimensionamento e execução de reforços em estruturas de concreto armado submetidas fundamentalmente à flexão – vigas e lajes. Também é proposta uma metodologia de dimensionamento que visa entender o real comportamento da estrutura no momento do reforço, contendo exemplos para essa análise. As técnicas são aplicadas a um exemplo similar a um caso real, correspondendo à readequação de uma loja comercial a um novo uso, onde as cargas são muito maiores que as originalmente previstas

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

Para o desenvolvimento deste trabalho foram adotadas as seguintes diretrizes.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: quais as diretrizes para o dimensionamento e execução das principais técnicas de reforço para estruturas de concreto armado submetidas fundamentalmente à flexão para que as mesmas tenham suas resistências e rigidezes aumentadas e possam suportar com segurança as cargas a elas aplicadas?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são apresentados nos próximos itens.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a apresentação das soluções de reforço à flexão simples normal, utilizando as principais técnicas de dimensionamento.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

O objetivo secundário do trabalho é a elaboração de diretrizes de dimensionamento e execução das principais técnicas de reforço em lajes e vigas.

### **2.3 PREMISSA**

O trabalho tem por premissa que estruturas de concreto armado, cuja resistência e segurança não atendem o uso ao qual se destinam, podem ser recuperadas e/ou reforçada através da

utilização de técnicas de reforço adequadas depois de passarem por uma análise da resistência existente.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de técnicas de reforço em estruturas de concreto armado submetidas fundamentalmente à flexão – vigas e lajes.

## 2.5 LIMITAÇÕES

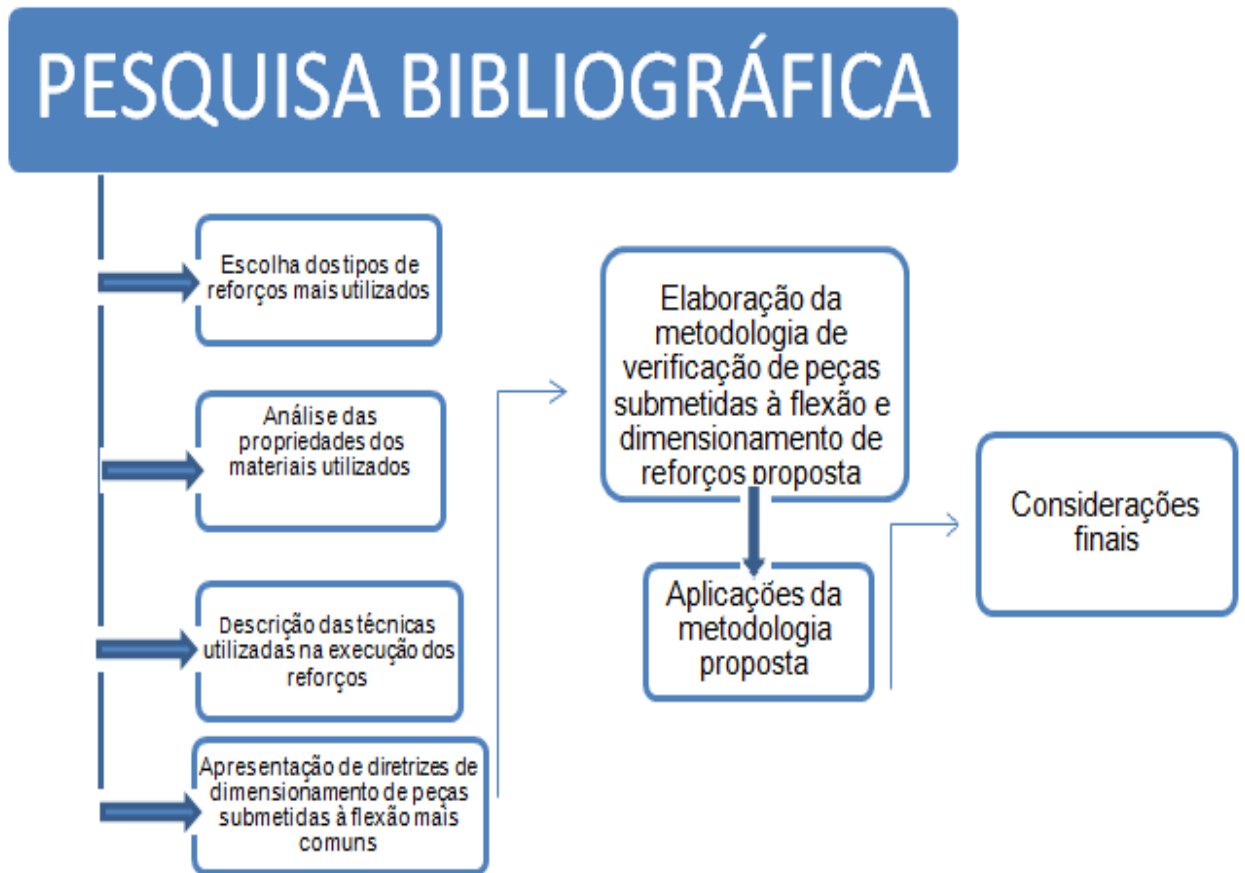
A limitação do trabalho é a obtenção das solicitações nas peças estruturais com análise estática das mesmas em regime elástico linear. No dimensionamento dos reforços para peças em flexão, a hipótese de seções planas de Bernoulli-Navier é considerada como válida, ou seja, há um acoplamento perfeito entre o material do reforço e o concreto armado da estrutura original;

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho utilizou as etapas apresentadas a seguir, na figura 1, para a sua execução, sendo elas descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) análise dos tipos de reforços mais utilizados;
- c) análise das propriedades dos materiais utilizados;
- d) descrição das técnicas utilizadas na execução dos reforços;
- e) elaboração de diretrizes de dimensionamento de peças submetidas à flexão mais comuns;
- f) elaboração de diretrizes da metodologia de verificação das peças submetidas à flexão e dimensionamento de reforços proposta;
- g) aplicações da metodologia proposta;
- h) considerações finais.

Figura 1 – Representação esquemática do delineamento da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A etapa inicial é dada pela pesquisa bibliográfica. Nela, obtém-se o embasamento teórico para o estudo sobre os principais tipos de reforços mais utilizados na construção civil.

A partir da escolha dos reforços, são analisadas as propriedades dos materiais utilizados, uma vez que a obtenção destes dados serve como base para a elaboração das próximas etapas. Continua-se o estudo pela descrição das técnicas utilizadas na execução de reforços e, na sequência, são elaboradas as diretrizes de dimensionamento mais comuns de peças submetidas à flexão. Depois, são propostas diretrizes de dimensionamento que serão aplicadas a diversos exemplos, visando tornar mais clara a utilização das mesmas e para exemplificar o comportamento das estruturas antes e depois da aplicação do reforço.

Por fim, chegando às considerações finais, é feita uma análise do trabalho desenvolvido e as condições de viabilidade de aplicação do método proposto de reforço estudado.

### 3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

As estruturas de concreto armado são amplamente utilizadas na construção civil e já existem diversos recursos disponíveis para uma boa elaboração tanto do projeto quanto da parte executiva. Para tanto, muitos são os cuidados que devem ser tomados para que esses elementos obedeçam às finalidades para as quais foram constituídos. Segundo a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4), o comportamento dos elementos estruturais depende da aderência entre o concreto e armadura, não podendo ser aplicados às armaduras alongamentos iniciais antes da materialização dessa aderência, o que significa que, além do cuidado no projeto e na execução, é relevante atentar-se ao início do uso da estrutura para que este uso não ocorra de forma prematura. Sendo assim, para que haja uma construção durável, é imprescindível que o conjunto de fatores seja estabelecido de forma a garantir que os materiais utilizados tenham um desempenho que atenda às necessidades dessa estrutura. Neste capítulo, serão descritos os conceitos de vida útil e durabilidade desses elementos, avaliando patologias que levam à recuperação ou a reforços nos mesmos, além de apresentar simplificada os conceitos desses últimos itens.

#### 3.1 VIDA ÚTIL E DURABILIDADE

Os conceitos de vida útil e durabilidade estão intimamente ligados, uma vez que, sabidas as características do material, podem ser estimados os efeitos devido ao uso e à exposição a intempéries que poderão ocorrer ao longo do tempo. A vida útil está relacionada com as características que foram mantidas ao longo do uso da estrutura sem que houvesse intervenções significativas para um desempenho satisfatório. Já a durabilidade está ligada a termos que a associam à aplicação das características do material concreto e sistemas estruturais e a resposta que eles darão aos efeitos de agressividade ambiental (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 19).

Souza e Ripper (1998, p. 19) ainda afirmam que:

[...] serão a quantidade de água no concreto e sua relação com a quantidade de ligante, o elemento básico que irá reger características como densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, além de sua

resistência mecânica, que, em resumo, são os indicadores de qualidade do material, passo primeiro para a classificação de uma estrutura durável ou não.

Para a estrutura de concreto armado ser concebida, é necessário que se faça uma análise individual e detalhada das condições a que ela estará exposta ao longo do uso. Isto é necessário para que se otimize tanto a durabilidade quanto a vida útil da estrutura, definindo parâmetros básicos do concreto que estejam aliados às questões dimensionais.

### 3.2 PATOLOGIAS

As patologias são anomalias encontradas no comportamento das estruturas. De acordo com Machado (2002, p. 7), há diversos fatores que podem dar origem a esses problemas, tais como:

- a) deficiência dos projetos relativamente à determinação das cargas atuantes, estabelecimento incorreto das dimensões necessárias e especificação inadequada de materiais e processos;
- b) ações térmicas internas (gradientes térmicos originados pelo calor de hidratação) e externas (variação sazonal de temperatura) atuando nas estruturas de concreto armado;
- c) agentes químicos e biológicos diversos;
- d) intemperismo, tais como variação de umidade, agentes atmosféricos diversos, agressões ambientais, etc.;
- e) utilização inadequada da construção (alteração da destinação, acréscimo das solicitações, etc.).

A partir dessa análise, nota-se que as patologias podem ser originadas nas fases de concepção (projeto), execução e utilização das estruturas, já que prejuízos oriundos de ações da natureza, por exemplo, e são minimizados, na maioria dos casos, quando contabilizados no momento da elaboração do projeto. Abaixo, é feita uma breve discussão sobre a colaboração de cada uma das fases no desenvolvimento de patologias, lembrando que elas podem ocorrer isolada ou simultaneamente.

### **3.2.1 Patologias geradas na etapa de concepção da estrutura (projeto)**

A fase de elaboração do projeto, se mal realizada, pode gerar prejuízos que comprometem a estrutura ao longo de todo o seu período de uso, uma vez que afetam diretamente todas as etapas seguintes. Assim, devem ser feitos estudos preliminares cuidadosos como primeiro passo para determinar aspectos importantes do projeto e minimizar custos para eventuais falhas.

Souza e Ripper (1998, p. 24) citam alguns erros dessa etapa que causam patologias como:

- a) elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, escolha infeliz do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.);
- b) falta de compatibilização entre estrutura e arquitetura, bem como os demais projetos civis;
- c) especificação inadequada dos materiais;
- d) detalhamento insuficiente ou errado;
- e) detalhes executivos inexequíveis;
- f) falta de padronização das representações (convenções);
- g) erros de dimensionamento.

### **3.2.2 Patologias geradas na etapa de execução da estrutura**

O início da etapa de execução, obviamente, só é possível depois da conclusão do projeto. Estando este finalizado com sucesso, tem-se a ideia de maior garantia da qualidade final da estrutura, porém, nem sempre isso representa a realidade. A falta de qualidade na mão de obra existente e dos materiais utilizados, remoção de escoramentos antes do tempo e uso incorreto de espaçadores são apenas alguns dos inconvenientes encontrados nessa fase, podendo ser considerados um dos principais causadores de patologias futuras.

Souza e Ripper (1998, p. 25) acrescentam a ideia que:

[...] uma vez iniciada a construção, podem ocorrer falhas das mais diversas naturezas, associadas a causas tão diversas como falta de condições locais de trabalho (cuidados e motivação), não capacitação profissional da mão de obra, inexistência de controle de qualidade de execução, má qualidade de materiais e componentes, irresponsabilidade técnica e até mesmo sabotagem.



Quando se trata de uma obra de edificação habitacional, alguns erros são grosseiros e saltam à vista. Casos como falta de prumo, de esquadro e de alinhamento de elementos estruturais e alvenarias, desnivelamento de pisos, falta de caimento correto em pisos molhados, ou execução de argamassas de assentamento de pisos cerâmicos demasiadamente espessas, e flechas excessivas em lajes, são exemplos de erros facilmente constatáveis. Outros erros, no entanto, são de difícil verificação e só poderão ser adequadamente observados após algum tempo de uso, como é o caso de deficiência nas instalações elétricas e hidráulicas, por exemplo.

### **3.2.3 Patologias geradas na etapa de utilização da estrutura (manutenção)**

Depois de finalizadas as etapas de projeto e execução, a estrutura deve ser destinada para um uso compatível com a concepção inicial. Contudo, diversas vezes, por falta de conhecimento sobre o projeto ou outros fatores, a estrutura é utilizada erroneamente, gerando esforços para os quais ela não foi dimensionada, e, conseqüentemente, causando problemas patológicos. Assim, é necessário que os usuários tenham acesso às possibilidades e limitações da obra a fim de tentar minimizar a deterioração da estrutura. Mas os erros não se limitam apenas a má utilização: a falta de manutenção também é uma causa bem relevante quando o assunto é patologia. Sendo assim, deve-se atentar bastante a todos os detalhes que se referem à estrutura como um todo, porque, se houver necessidade de alguma intervenção (recuperação, reforço), haverá um desconforto, ou até mesmo perdas, para o usuário.

## **3.3 RECUPERAÇÃO E REFORÇO**

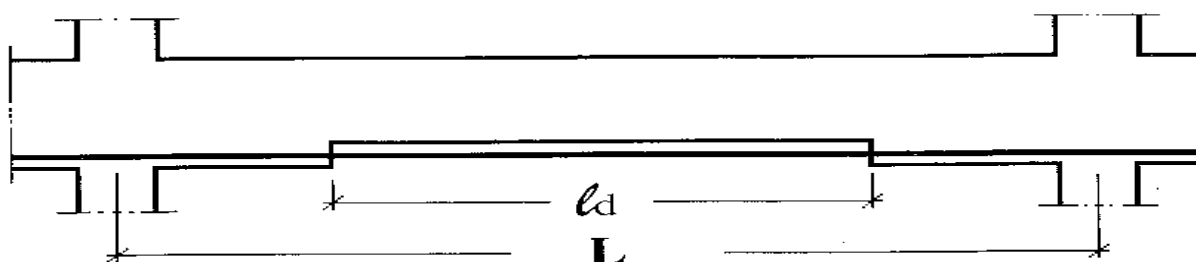
As intervenções são necessárias às estruturas que apresentam alguma patologia. Silva (2006, p. 15) chama atenção para o fato de que “[...] as estruturas executadas em concreto armado não são eternas, pois, com o passar do tempo, elas se deterioram [...]”. Sendo assim, elas podem acabar sofrendo algum tipo de recuperação (reabilitação), ou necessitar de um reforço. Conceitualmente, a recuperação tem por objetivo restabelecer resistência mecânica e rigidez esperadas inicialmente, podendo ter sido atingidas em algum momento ao longo da vida da estrutura ou não. Já o reforço tem o intuito de aumentar a capacidade de suporte dessa construção.

De acordo com Machado (2002, p. 7), tanto no caso da estrutura estar sendo reabilitada como para o caso dela estar sendo reforçada, é necessário que estejam definidas as condições básicas do desempenho futuro da mesma, como:

- a) definição precisa da destinação e das condições de utilização da construção. Esses condicionantes alertarão para que não ocorra uma solicitação indevida das mesmas;
- b) definição da segurança estrutural, com o estabelecimento dos seus carregamentos-limite. Essas recomendações impedirão que sejam excedidas as tensões e as deformações admitidas para a construção recuperada.

Pode haver casos em que a estrutura deva ser recuperada na sua superfície antes da aplicação do reforço e deve-se analisar as perdas das propriedades que já ocorreram. Esse início da análise de uma peça já fletida danificada é dado por um modelo básico que apresenta suas armaduras de tração livres do envolvimento do concreto representada na figura 2 (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 172).

Figura 2 – Viga fletida com armadura de tração exposta



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 172)

Este modelo é usado para representar vigas fletidas, porque, muitas vezes, o concreto não está mais ligado às armaduras em função da deterioração, necessitando de uma remoção profunda. Segundo Souza e Ripper (1998, p. 172), a maioria das lajes e vigas é projetada de maneira que:

[...] o escoamento das barras da armadura de tração ocorra antes do esmagamento do concreto da região comprimida (peças subarmadas). Quando há perda de aderência entre estes dois materiais, e particularmente quando isto ocorre em um trecho da viga que compreenda o ponto de máximo momento solicitante, em todo este trecho tenderão a ocorrer deformações próximas das que existem quando o aço esco. Se o comprimento do trecho sem aderência for pequeno, o elemento estrutural continua a se comportar como se não estivesse danificado, ou seja, como peça subarmada; mas, se este comprimento for significativo, a ruptura pode ocorrer com as armaduras ainda dentro do regime elástico, para um momento resistente menor, e o elemento estará a se comportar como uma peça superarmada.

Assim, é necessário que seja traçado esse quadro do modelo a ser utilizado nos cálculos e admitir que o concreto tenha um comportamento elástico linear, além de válida a hipótese de seções planas de Bernoulli-Navier, ou seja, há um acoplamento perfeito dos materiais constituintes do concreto armado.

## **4 REFORÇO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FLEXÃO**

Como já apresentado no capítulo anterior, muitos fatores são causadores da necessidade de reforço em estruturas de concreto armado em geral. Para o caso de vigas e lajes, estruturas fundamentalmente submetidas à flexão, diversas soluções têm sido aplicadas. De acordo com Tisot (2010, p. 11):

Caberá ao engenheiro responsável pelo projeto de reforço da estrutura determinar o sistema que se traduz na melhor alternativa. Para isto, deve-se avaliar cuidadosamente a estrutura, prevendo sua capacidade resistente residual e identificando a extensão de qualquer deficiência existente.

A seguir, são apresentadas algumas soluções adotadas para o reforço em estruturas de concreto armado submetidas à flexão.

### **4.1 FIBRAS DE CARBONO**

Segundo Machado (2002, p. 2), impulsionadas pelo governo japonês entre as décadas de 80 e 90, as fibras de carbono começaram a ser amplamente utilizadas para reforçar estruturas de concreto armado que sofriam constantes abalos sísmicos, a fim de recuperar ou prevenir danos das mesmas.

As fibras de carbono têm sido objeto de estudo de muitos pesquisadores e muitas delas podem superar características dos aços de mais elevado avanço tecnológico. A forma mais utilizada são as laminadas por apresentarem pequenas espessuras e também pela leveza, tornando-se uma alternativa em diversos locais com limitações de espaço, já que quase não modificam as dimensões já existentes na peça a ser reforçada.

Para ilustrar as qualidades das fibras de carbono, se comparadas ao aço, é apresentado um quadro com algumas das propriedades mais importantes delas. Para a construção do quadro 1, foram escolhidos dois tipos de fibras disponíveis no mercado.

Quadro 1- Propriedades das fibras de carbono

TIPO DE FIBRA	MÓDULO DE ELASTICIDADE (Mpa)	RESISTÊNCIA ÚLTIMA DE TRAÇÃO (MPa)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)
CF160	288000	3790	1,7
CF130	227000	3800	1,7

(fonte: elaborado pelo autor)

Tendo por base as características encontradas nos aços comercialmente mais comuns, CA50 e CA60, que possuem resistência última de tração (tensão de escoamento) de 500MPa e 600MPa, respectivamente, as fibras possuem qualidades bem atrativas, tendo em vista que a resistência é aproximadamente oito vezes maior que o aço. Isso justifica muito o uso dessas fibras em reforços, já que as estruturas podem ter um ganho grande na capacidade resistente praticamente sem alterações na sua configuração. Entretanto, a limitação do uso ainda está relacionada ao elevado custo, uma vez que o produto, atualmente, é importado e fica sempre sujeito às flutuações econômicas.

## 4.2 CHAPAS DE AÇO COLADAS

A utilização das chapas de aço coladas na estrutura traz resultados bastante satisfatórios, se bem executados os procedimentos de aplicação, no que tange ao ganho de resistência. Isto se deve ao fato que, com a colagem das chapas com a resina epóxi, cria-se um elemento estrutural concreto-cola-aço, minimizando os efeitos dos momentos fletores e forças cortantes. Porém, segundo Souza e Ripper (1998, p. 181), deve-se levar em consideração algumas restrições impostas por regulamentos, sendo a mais utilizada a de C.E.B.<sup>1</sup>, que delimitam a espessura da camada de cola, a espessura da chapa, incremento a obter nos esforços resistentes, entre outros.

As propriedades mais importantes das chapas de aço são muito próximas às encontradas no aço utilizado para armaduras, já que possuem a mesma deformação apenas diferindo na tensão de escoamento que é menor nas chapas. Porém, se comparado com a fibra de carbono, o sistema apresenta um inconveniente importante – a corrosão das chapas. Essa deterioração é devido à intensa exposição do material ao tempo. Para evitar que isso aconteça, é necessário fazer um tratamento anticorrosivo, aumentando os custos finais para a execução desse

<sup>1</sup> COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON

método. Além disso, o tecido de fibra de carbono pura ou pré-impregnado pela resina adapta-se mais facilmente a superfícies com falta de planicidade e com rugosidade superficial, a chapa de aço, por ser rígida, não se adapta facilmente, exigindo uma melhor preparação da superfície.

### 4.3 ADIÇÃO DE PERFIS METÁLICOS

A adição de perfis metálicos é usada como alternativa para reforços, apresentando uma norma regulamentadora, a NBR 8800<sup>2</sup>, como auxílio para o dimensionamento dos elementos a serem utilizados. Souza e Ripper (1998, p. 208) afirmam que “[...] adição de perfis metálicos deve ter sido, em termos históricos, o primogênito dos sistemas de reforço.”. Entretanto, apesar da técnica ser simples em termos de concepção, há um rigor maior em relação à execução e a considerações de cálculo. Isto porque sérios enganos podem ser gerados quando feita a análise da redistribuição de esforços dos elementos reforçados para os demais que lhe são adjacentes danificando elementos que originalmente eram sãos.

### 4.4 PROTENSÃO EXTERNA

Mais utilizada na forma de tirantes, a protensão externa é a forma mais simples de introduzir uma força exterior de forma a compensar tensões interiores que tiveram seus valores acrescidos, ou de incrementar a capacidade portante de um elemento da estrutura. O diferencial desse sistema é que a estrutura não precisa ser descarregada para a aplicação da protensão. Souza e Ripper (1998, p. 213) afirmam que:

[...] ela pode atuar sobre elementos deformados e submetidos a cargas de serviço sem que haja a necessidade de remoção destas, como também não será preciso eliminar, ‘a priori’, as deformações existentes. Na realidade, o que se pretende com a utilização da protensão é introduzir no elemento estrutural tensões que sejam as limites dos materiais que o constituem.

### 4.5 AUMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL EXISTENTE

No final da década de 60, houve o despertar do interesse de empresas de engenharia em função do bom resultado técnico e econômico utilizando o aumento da seção transversal em

---

<sup>2</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

construções relevantes. A partir desse momento, acabou sendo uma das técnicas mais utilizadas por ser eficiente, ter rápida execução e por apresentar menor custo, tendo em vista que utiliza materiais de fácil acesso. Contudo, é necessário seguir viés econômico-social para que seja atendida a proposta para qual o reforço foi elaborado. Isso porque a solução construtiva ‘aumento da seção transversal existente’ demanda um período de tempo muito maior entre a execução e a liberação da estrutura para uso, ocasionando a interdição parcial, ou total, de locais utilizados intensamente pela população. Além disso, também há casos onde não é viável aumentar a seção em função da limitação de espaço como, por exemplo, não sendo possível reduzir o pé direito, redução do espaço em vagas de estacionamento, entre outros (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 215).

## 5 TÉCNICAS DE EXECUÇÃO UTILIZADAS NOS REFORÇOS

Primeiramente, é necessário fazer uma análise das condições da estrutura antes de iniciar a aplicação do reforço. Segundo Souza e Ripper (1998, p. 213), devem ser levantadas e avaliadas as seguintes informações:

- a) definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se ao reforço – e a extensão dessa intervenção – e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- b) determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou da peça estrutural [...], e, conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;
- c) indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;
- d) avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- e) escolha da técnica executiva a utilizar;
- f) 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 realizada [...].

Estando essas características de acordo com o previsto em projeto, são iniciados os procedimentos de execução dos reforços representados de acordo com a ordem dos itens a seguir.

### 5.1 PREPARAÇÃO DA SUPERFÍCIE

A etapa da preparação da superfície visa o melhor aproveitamento do reforço a ser aplicado, tendo em vista que irregularidades no local de aplicação podem comprometer o desempenho do mesmo. Para melhor aproveitamento, é necessário que as superfícies estejam preparadas de acordo com o tipo de reforço aplicado. Polimento, lavagem, tratamento de fissuras, limpezas especiais, apicoamento, saturação, corte (remoção profunda de concreto degradado), preenchimento com argamassa ou graute são os procedimentos executados em geral, e podem



variar de caso a caso, como no exemplo das fibras onde não podem ser executados apicoamentos no local de aplicação da mesma.

Tratados todos os casos de fissuras, limpezas especiais e outras variações dependendo do caso, o processo, antes da aplicação do reforço, é iniciado pela retirada da camada superficial do concreto, a chamada “nata”, por apicoamento ou lixagem<sup>3</sup>, conforme figuras 3 e 4.

Figura 3 – Apicoamento do concreto



(fonte: foto do autor)

Figura 4 – Lixação do concreto



(fonte: foto do autor)

---

<sup>3</sup> Informações obtidas na aula do dia 25 de outubro de 2014 do professor João Luiz Campagnolo no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais.

Segundo Silva (2006, p. 21), as etapas para execução dos serviços seguem a ordem abaixo:

- a) polimento;
- b) lavagem e limpeza da superfície;
- c) remoção de resíduos com uso de soluções ácidas ou alcalinas;
- d) remoção de resíduos com uso de jato de água, areia, vapor ou ar comprimido;
- e) escovação manual;
- f) apicoamento;
- g) saturação;
- h) corte do concreto.

## 5.2 SISTEMA DE APLICAÇÃO

O sistema de aplicação depende do tipo de reforço que está sendo aplicado, porém, o preparo da superfície é necessário em todos os casos, podendo apresentar algumas particularidades. Assim, será feita uma breve discussão sobre cada um deles nos itens abaixo.

### 5.2.1 Fibras de carbono

As etapas de construção de todo o sistema são descritas, segundo Machado (2002, p. 37), por:

- 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 de compósito. 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 compósito 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 (*putty filler*) para calafetar eventuais imperfeições superficiais e criar um plano desempenado para aplicação do sistema compósito;
- d) aplicação da primeira camada de resina saturante com alto teor de sólidos (*saturant resin*) 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 (CF-130) que vai reforçar o sistema compósito;

- 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.

As etapas descritas pelo autor referido mostram claramente o processo de execução de reforço, utilizando fibras de carbono, ratificando e demonstrando a importância da preparação da superfície explicada no item anterior. Por exemplo, a não retirada da nata compromete a eficiência do reforço, uma vez que deve-se fixar as fibras na estrutura que não está sujeita a deslocamentos.

As dificuldades encontradas na execução real, não as realizadas em laboratório, são das mais diversas como, por exemplo:

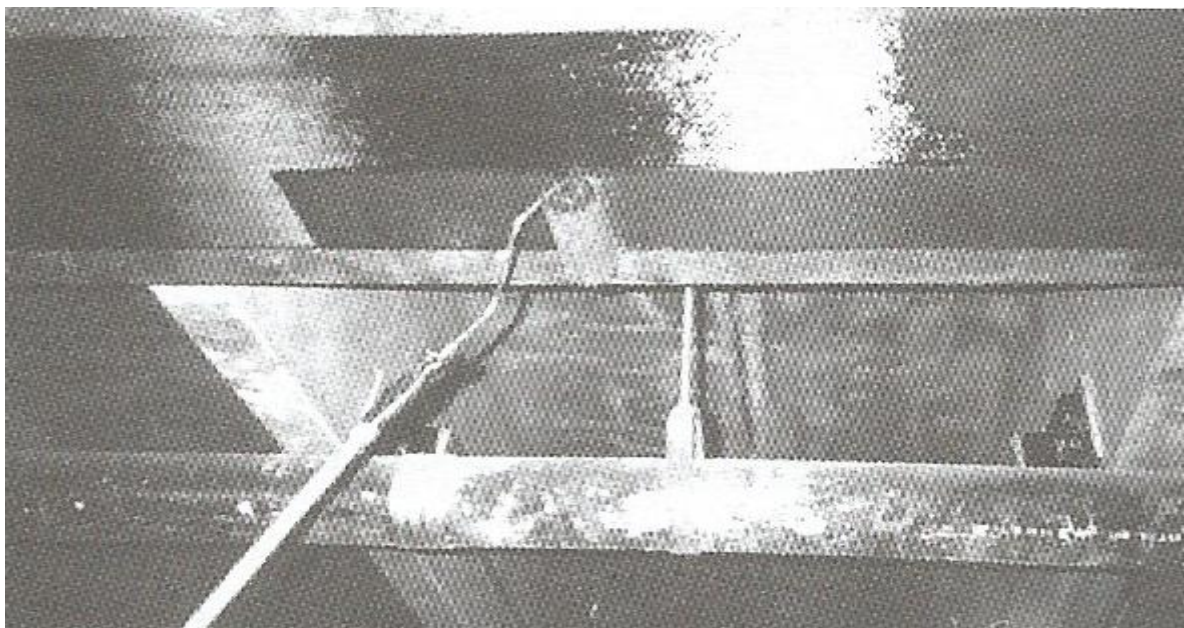
- a) retirada das bolhas de ar adquiridas no momento da aplicação;
- b) executar cem por cento da saturação da estrutura e das fibras, tendo em vista que a aplicação ocorre na superfície inferior, de baixo para cima, conforme figuras 5 e 6.

Figura 5 – Rolagem das bolhas de ar



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 68)

Figura 6 – Imprimação da lâmina de fibra de carbono no local de aplicação



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 69)

### 5.2.2 Chapas de aço coladas

O sistema de aplicação das chapas de aço coladas apresenta algumas diferenças, se comparado às fibras de carbono. Alguns autores sugerem que a regularização de sua superfície inclua o apicoamento, porque, além da retirada da “nata” do concreto, é necessário aumentar a área superficial, havendo mais aderência entre a chapa e o concreto a partir da resina. De acordo com Santos (2008, p. 20), a sequência correta da construção do sistema é dada abaixo:

- a) lixar a superfície de concreto de forma a eliminar as partículas soltas;
- b) limpar a superfície de concreto para eliminar poeira e óleos com solvente;
- c) aplicar o ‘*primer*’ para selar a superfície de concreto;
- d) aplicar a argamassa de regularização sobre a superfície de concreto para eliminação de buracos, evitando assim que o reforço se descole por vazios deixados durante a colagem;
- e) lixar a regularização de modo a promover a aderência entre a superfície regularizada e os demais materiais;
- f) aplicar a resina epóxi com controle de sua espessura;
- g) colar a chapa de aço.

É comum a chapa de aço também utilizar parafusos fixados nela, através de chumbadores, junto à resina, ou substituí-la completamente. Isso porque esses parafusos evitam o deslocamento, transferindo boa parte dos esforços para outra extremidade da peça, ou caso haja alguma falha na aplicação da resina.

### **5.2.3 Adição de perfis metálicos**

A adição de perfis metálicos é bastante eficiente para o ganho de capacidade resistente e é uma alternativa rápida. Ao contrário dos outros processos descritos anteriormente, o perfil metálico não será necessariamente ligado o elemento de concreto através de resinas, mas essa ligação poderá ser feita apenas por parafusos com chumbadores de maneira que se torne um elemento misto. Se utilizada a resina, deve-se ter o mesmo cuidado com a preparação da superfície que foi demonstrado na aplicação de chapas de aço coladas.

### **5.2.4 Protensão externa**

Os cuidados na execução da protensão exterior estão principalmente na garantia da ancoragem dela na estrutura. A complexidade do processo executivo depende de qual elemento será reforçado, lajes ou vigas, e como estará conectada a protensão na estrutura através de elementos de ligação, ou, nos casos de cabos, se estarão embutidos diretamente na estrutura.

Nos casos de aplicação de protensão exterior (não aderente) com elementos conectores, que será um dos objetos de estudo desse trabalho, o processo executivo é simples: são abertos orifícios no concreto para colocação de parafusos de ligação do suporte e, na sequência, já é possível a colocação do elemento de protensão.

### **5.2.5 Aumento da seção transversal existente**

O aumento da seção transversal existente apresenta-se como a escolha mais barata entre os métodos estudados por utilizar materiais que são facilmente encontrados no mercado existente. Para Souza e Ripper (1998, p. 219), as soluções adotadas para execução dessa técnica são:

- a) apicoamento, limpeza a seco, aplicação de resina epóxi e concretagem;
- b) apicoamento, furação da peça para encaixe de novo estribos em forma de U invertido, limpeza e concretagem;
- c) combinação das duas soluções anteriores.

É necessário fazer uma análise de qual escolha será melhor de acordo com a disponibilidade de mão de obra e materiais. Normalmente, a segunda opção é mais frequente por não ter dependência da resina, que, além de ter um custo alto, nem sempre é encontrada na especificação adequada.

Em compensação, o acréscimo de seção normalmente exige um micro-concreto ou concreto com utilização de agregados graúdos de dimensões reduzidas, de grande trabalhabilidade. Isso porque ele precisa preencher todos os vazios da superfície e a fôrma, que, em geral, tem pouco espaço entre a superfície existente do concreto apicoado e a nova superfície. não é incomum o uso de micro-sílica ou outros produtos que garantam elevada adesão e resistência.



## 6. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Para dimensionar os reforços em estruturas de concreto armado, não há nenhuma norma técnica brasileira existente e há muitos aspectos que ainda são obscuros para os projetistas. Quando utilizados reforços com perfis metálicos, elementos de protensão exterior e aumento de seção, o estudo baseia-se nas normas existentes para o dimensionamento dessas estruturas.

Segundo Araújo (2003, p. 135), dimensionar estruturas de concreto armado faz parte das tarefas diárias dos projetistas, mas salienta que também não é incomum se deparar com a necessidade de resolver problemas de verificação da capacidade resistente da peça, já que definem, por exemplo, se há ou não a necessidade de reforço, se a estrutura colapsou por erros no dimensionamento, etc., e pondera que:

O problema da verificação da capacidade resistente na flexão normal simples pode ser colocado da seguinte forma: ‘dada uma seção transversal de concreto armado com todas as dimensões e as armaduras conhecidas, procura-se o momento fletor que leva a seção à ruína.’

Entretanto, a determinação do momento que leva a seção à ruína pode não ser explícita, como fazer a comparação da área de aço projetada com a executada, ainda que seja uma seção retangular. Isso porque os critérios utilizados para o dimensionamento podem ser diferentes dos que são utilizados no momento da verificação.

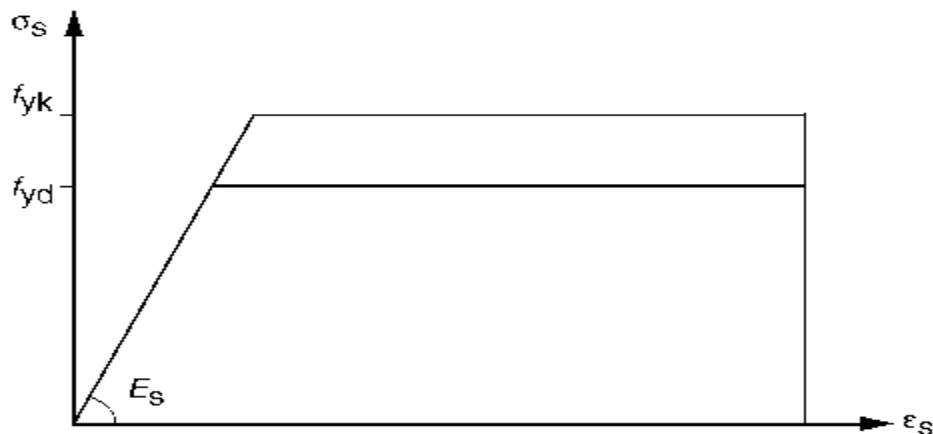
Conhecidos os materiais utilizados e as dimensões da seção transversal existente, faz-se a verificação da capacidade resistente do elemento em estado íntegro. Nos casos onde há deterioração da estrutura, é necessária que seja feita uma avaliação da tensão residual dos elementos de concreto armado que apresentam algum dano, analisando as solicitações que a estrutura ainda suporta. Com isso, pode-se minimizar os custos com o reforço a medida que a estrutura existente ainda possa ser aproveitada.

Neste capítulo, serão apresentadas as verificações necessárias que deverão ser feitas na estrutura antes e depois do início do dimensionamento dos reforços propriamente ditos, bem como serão abordados os métodos mais tradicionais de dimensionamento que são utilizados pelos autores sobre as chapas de aço coladas e fibras de carbono.

## 6.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DE ESTRUTURAS REFORÇADAS

Antes de iniciar a análise da estrutura, torna-se necessário estabelecer, a partir do diagrama tensão-deformação, o comportamento mecânico do aço, da fibra e do concreto, representados nas figuras 7, 8 e 9 respectivamente.

Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29)

Sendo:

$\sigma_s$  – tensão no aço;

$f_{yk}$  – tensão característica do escoamento no aço;

$f_{yd}$  – tensão de cálculo do escoamento no aço;

$\epsilon_s$  – deformação no aço;

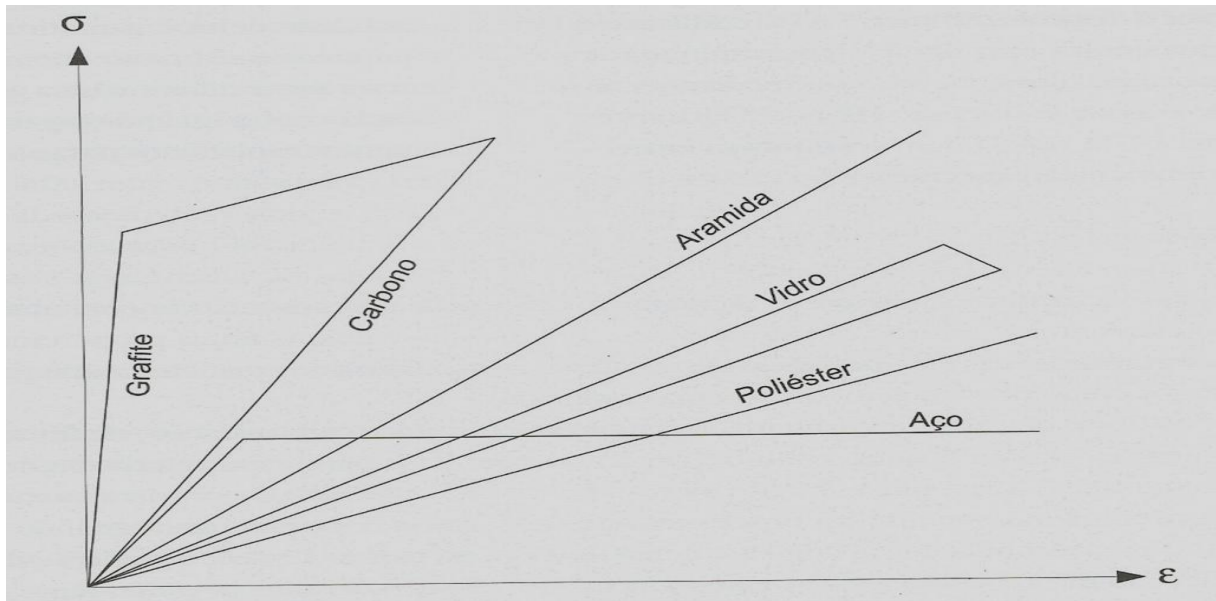
$E_s$  – módulo de elasticidade no aço.

Do diagrama, pode-se entender que o comportamento do aço é elástico-linear até atingir a tensão característica do escoamento. Depois desse limite, as deformações encontradas no aço serão plásticas, ou seja, o aço é considerado para fins de cálculo como um material elasto-plástico perfeito.

As fibras são caracterizadas, na maioria das vezes, como um material elástico linear, possuindo ruptura frágil, como evidenciado na figura 8.



Figura 8 – Diagrama tensão-deformação para fibras

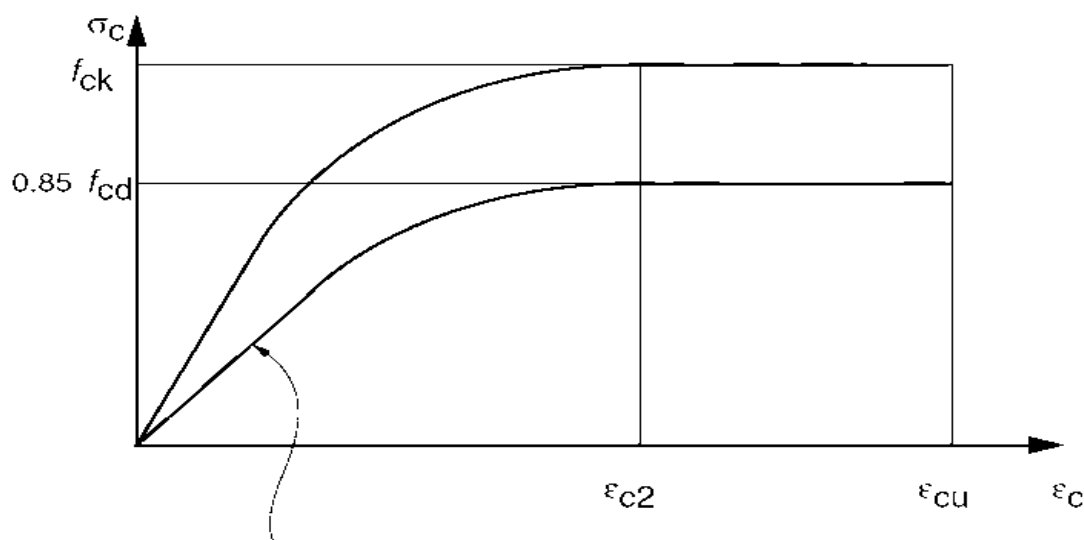


(fonte: MACHADO, 2002, p.30)

A fibra de interesse para o trabalho é a fibra de carbono, mas nota-se no gráfico que o comportamento entre elas é similar, salvo a fibra de grafite que tem algo que lembra um pequeno patamar de escoamento ainda que muito distante do aço. Também fica claro que as tensões atingidas nas fibras são muito elevadas, o que leva a crer que, em situações de reforço, não haverá situação de rupturas nelas quando aplicadas em estruturas de concreto armado, uma vez que o concreto já haverá rompido por compressão muito antes da fibra atingir tensões tão altas.

A relação tensão-deformação do concreto pode ser considerada conforme mostrado na Figura 9.

Figura 9 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$   
 Para  $f_{ck} > 50$  MPa:  
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26)

Sendo:

$\sigma_c$  – tensão no concreto;

$f_{ck}$  – tensão característica no concreto;

$f_{cd}$  – tensão de cálculo no concreto;

$\epsilon_c$  – deformação no concreto;

$\epsilon_{cu}$  – deformação última no concreto;

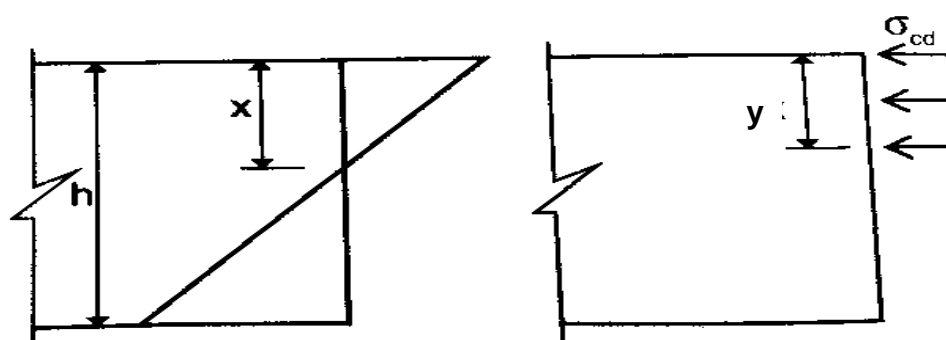
$\epsilon_{c2} = 0,2\%$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa.

No diagrama acima, é possível notar que a tensão no concreto tem uma variação parabólica até atingir quase seu valor máximo quando na deformação  $\epsilon_{c2}$ , tornando-se praticamente constante até alcançar a máxima deformação  $\epsilon_{cu}$  no concreto. Outro fator relevante é o coeficiente 0,85 empregado no cálculo do  $f_c$ , que não se aplica para as tensões no aço. Isso se deve ao efeito Rush, da perda de resistência devido a cargas de longa duração, somado ao ganho de resistência do concreto convencional (utilizando cimento Portland comum) após os 28 dias, equilibrando as perdas em 15 % do valor da resistência característica.

## 6.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE UMA SEÇÃO DE CONCRETO ARMADO

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121) permite fazer uma simplificação do diagrama tensão-deformação idealizado do concreto (figura 9) por um diagrama retangular (figura 10), conforme ilustrado em Araújo (2003, p.82), mas salientando que a mesma alterou a distância da linha neutra de  $0,8x$  para  $y = \lambda x$ .

Figura 10 – Distribuição das tensões no concreto simplificada



(fonte: adaptada de ARAÚJO, 2003, p. 82)

Sendo:

$\sigma_{cd}$ – tensão de compressão de projeto no concreto;

$y$ – distância da borda comprimida à linha neutra;

$h$ –altura da seção transversal.

Esta substituição pode ser feita de modo que a altura da zona comprimida valha  $y = \lambda x$ , onde o valor do parâmetro  $\lambda$  pode ser tomado igual a:

a)  $\lambda=0,8$ , para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ , mostrado na figura 10;

b)  $\lambda=0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ , para  $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ .

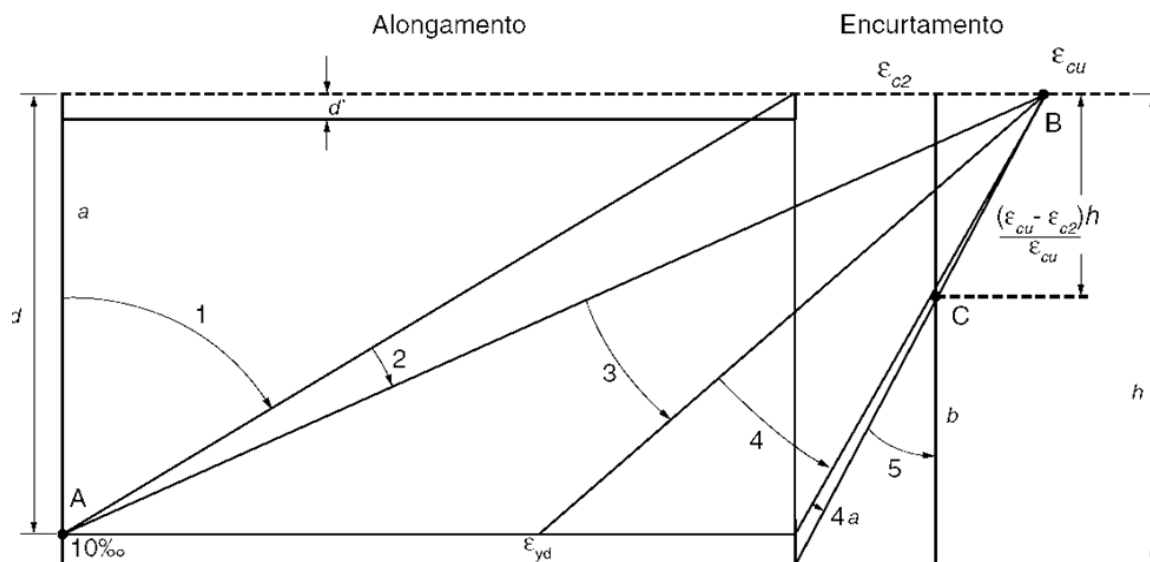
Lembrando que a tensão no concreto vale  $f_c = \alpha_c \cdot f_{cd}$ , se a largura da seção não diminui a partir da linha neutra para a borda comprimida, e  $f_c = 0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$  em caso de seções circulares, triangulares, entre outras, e assumindo o valor de  $\alpha_c$  como:

a)  $\alpha_c = 0,85$ , para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  ;

b)  $\alpha_c = 0,85 [1 - (f_{ck} - 50)/200]$ , para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ .

Tendo por base essas informações, pode-se compreender melhor o funcionamento das estruturas a partir dos domínios dos ELU de uma seção transversal (figura 11).

Figura 11 – Domínios de ELU de uma seção transversal



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122)

Sendo:

b – largura da seção transversal;

d' – distância da borda comprimida ao centróide da armadura.

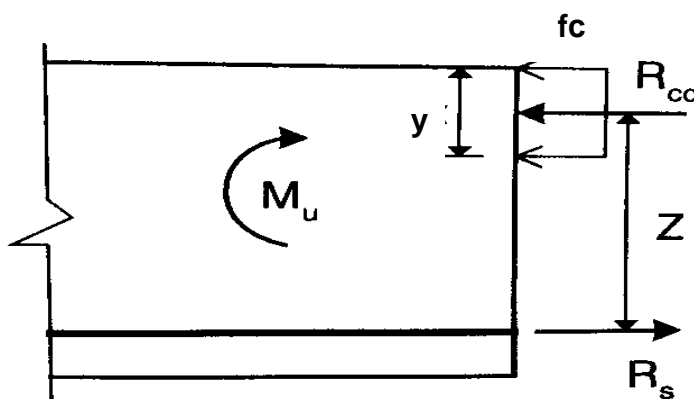
De acordo com a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29), é permitido usar o diagrama tensão-deformação para fins de cálculo tanto para ELS quanto para ELU. Assim, tendo essa última afirmação como premissa, Araújo (2003, p. 79) define os domínios da figura 11 como sendo:

- a) reta a: tração uniforme;
- b) domínio 1: tração não uniforme (flexo-tração) sem tensões de compressão;
- c) domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ( $\epsilon_c < 3,5\%$ ) e com máximo alongamento permitido para as armaduras ( $\epsilon_s = 10\%$ );
- d) domínio 3: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ( $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ );
- e) domínio 4: flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e o aço tracionado sem escoamento ( $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ );
- f) domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;

- g) domínio 5: compressão não uniforme (flexo-compressão), sem tensões de tração;  
 h) reta b: compressão uniforme.

Os domínios de dimensionamento na flexão simples, objetos de estudo desse trabalho, que representam a condição de equilíbrio na seção transversal, onde a seção fique em uma parte tracionada e em outra comprimida, indicados na figura 12, são os 2, 3 e 4.

Figura 12 – Equilíbrio em flexão simples



(fonte: adaptada de ARAÚJO, 2003, p. 140)

Sendo:

$R_{cc}$ – resultante das tensões de compressão no concreto;

$Z$ – braço de alavanca;

$R_s$ – resultante de tração das armaduras;

$M_u$ – momento de ruína da seção.

A partir do tipo de ruptura, as peças são definidas por Araújo (2003, p. 81) como sendo:

- peças subarmadas: são aquelas que, por possuírem uma taxa de armadura muito pequena, rompem no domínio 2. Neste caso, a ruptura ocorre por deformação excessiva da armadura (ruptura convencional) sem haver o esmagamento do concreto. O tipo de ruptura é dúctil, também denominada de ruptura com aviso prévio, em virtude da intensa fissuração que precede a estrutura;
- peças normalmente armadas: neste caso, a ruptura ocorre no domínio 3, com esmagamento do concreto e com escoamento da armadura. O tipo de ruptura é semelhante ao das peças subarmadas;
- peças superarmadas: são as peças cuja ruptura ocorre no domínio 4. Em virtude do excesso de armação, o aço não chega a escoar e a ruptura ocorre por esmagamento do concreto. A ruptura é frágil, brusca ou sem aviso prévio. Essas peças devem ser evitadas, pois, além de não darem aviso prévio da ruptura, o aço não é integralmente aproveitado. No projeto de vigas, consegue-se evitar esse

tipo de situação com o emprego de armadura dupla (uma armadura tracionada e outra comprimida).

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91) salienta a importância da capacidade de rotação dos elementos, que é dependente da posição da linha neutra, e orienta que “[...] quanto menor for  $x/d$ , tanto maior será essa capacidade.” Assim, ela estabelece que:

- a)  $x/d \leq 0,45$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ;
- b)  $x/d \leq 0,35$ , para concretos com  $50\text{MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa}$ .

Onde:

$d$  – altura útil (distância do centróide da armadura até a borda comprimida);

A única ressalva é que os limites citados acima podem ser alterados em casos especiais onde há detalhes especiais na armadura.

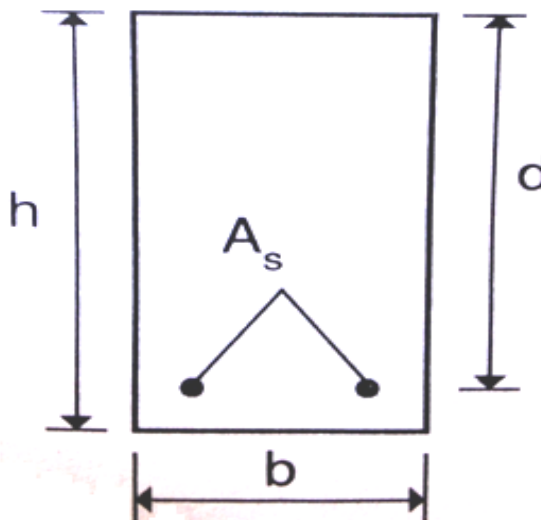
É importante lembrar que, se for utilizado o regime plástico para determinação das solicitações, os limites para  $x$  dúctil são ainda menores, conforme especificado abaixo pela norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96):

- a)  $x/d \leq 0,25$ , se  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ;
- b)  $x/d \leq 0,15$ , se  $f_{ck} > 50\text{MPa}$ .

### 6.3 VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES RETANGULARES SUBMETIDAS À FLEXÃO

Para uma seção retangular submetida à flexão normal simples, suas dimensões estão definidas de acordo com a figura 13 abaixo:

Figura 13 – Seção transversal com armadura simples



(fonte: ARAÚJO, 2003, p. 137)

Sendo:

$A_s$  – área da seção da armadura tracionada.

O primeiro passo para o início da verificação é a definição da profundidade da linha neutra ( $x_{lim}$ ). Para os domínios correspondentes à flexão simples (2, 3 e 4), obtém-se a expressão:

$$x_{lim} = \left( \frac{3,5\%_0}{3,5\%_0 + \epsilon_y d} \right) \cdot d \quad (1)$$

Com base no valor de  $x_{lim}$  encontrado na equação (1), pode-se afirmar a qual domínio pertencerá a seção estudada. Assim, se a seção for pertencente ao domínio 2 ou 3, a deformação na armadura será  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$  e, conseqüentemente, a tensão na armadura será  $\sigma_s = f_y$ . Já se o resultado indicar presença no domínio 4, deve-se utilizar as equações (2) e (3) para o cálculo da deformação e tensão na armadura, respectivamente.

$$\epsilon_s = 3,5\%_0 \cdot ((d - x)/x) \quad (2)$$

$$\sigma_s = 3,5\%_0 \cdot E_s \cdot ((d - x)/x) \quad (3)$$

Calculada a tensão da armadura e conhecida a resistência do concreto, é possível fazer o cálculo de equilíbrio da seção que é apresentado na figura 14 abaixo, levando em consideração concretos com  $f_{ck} < 50 \text{MPa}$ .

A resultante das forças na direção x e do momento deve ser igual a zero para garantir o equilíbrio da seção.

Araújo (2003, p.139-142) orienta que o procedimento a ser adotado na verificação seja segundo o seguinte roteiro:

1) admite-se que a ruptura ocorre no domínio 2 ou no domínio 3, isto é, adota-se  $\sigma_s = f_y$ . A equação (4) fornece a disposição da linha neutra na forma:

$$x = 1,25 \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \frac{f_y}{\sigma_c} \quad (4)$$

2) se resultar  $x \leq x_{lim}$ , significa que a hipótese anterior estava correta e utiliza-se o valor de x encontrado, calculando-se o momento de ruína através da equação (5):

$$Mu = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,4x) \cdot \sigma_c \quad (5)$$

3) se resultar em  $x > x_{lim}$ , significa que a ruptura ocorre no domínio 4 (a seção é superarmada e o valor de x é dado na equação (4) está errado e deve-se utilizar a equação (6):

$$x = (-3,5 \cdot A_s \cdot E_s + \sqrt{3,5 \cdot A_s \cdot E_s \cdot (3,5 \cdot A_s \cdot E_s + 3200 \cdot b \cdot d \sigma_c)}) / (1600 \cdot b \cdot \sigma_c) \quad (6)$$

4) com esse valor de x, calcula-se o momento de ruína através da equação (5).

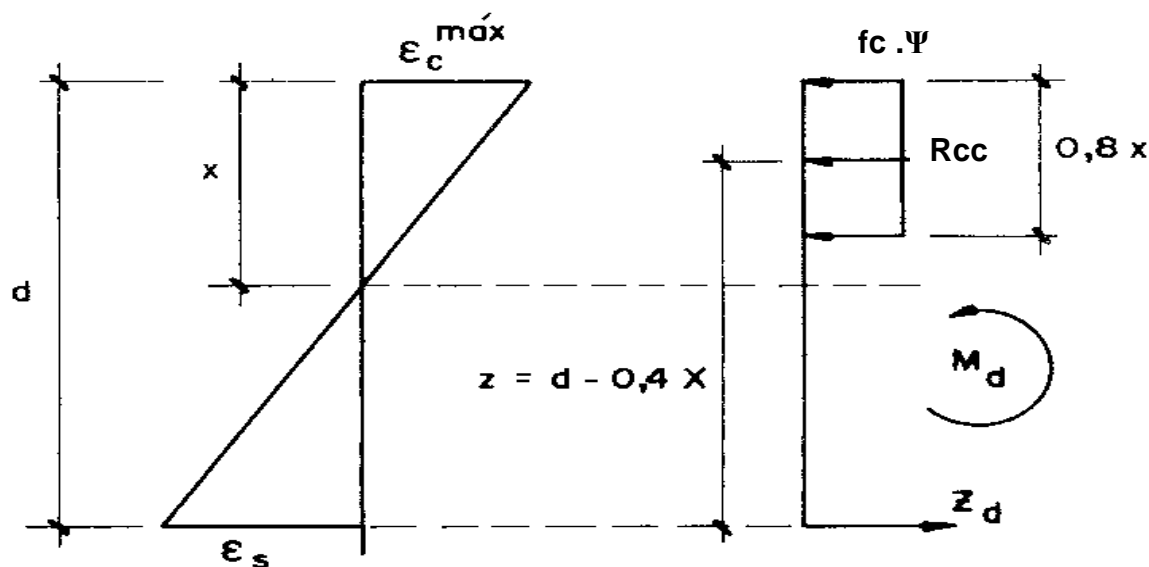
Muito semelhante ao método apresentado por Araújo (2003), Süssekind (1987) propõe que as estruturas sejam dimensionadas de forma que um domínio seja estabelecido para iniciar a análise, ainda que as mesmas a serem consideradas no estudo já estejam executadas e podem não estar funcionando de acordo com o dimensionamento. Assim, muitos autores partem da



mesma premissa do dimensionamento – imposição dos domínios para determinar o comportamento da seção. O que acaba os diferenciando é a abordagem da nomenclatura e a apresentação de algumas simplificações.

O dimensionamento para seções retangulares fletidas é dado a partir da figura 14 abaixo:

Figura 14 – Esquema para estudo de seção retangular fletida



(fonte: adaptada de SÜSSEKIND, 1987, p.106)

Sendo:

$\Psi$  – coeficiente de redução da tensão de compressão no concreto;

$\epsilon_c^{max}$  – deformação máxima no concreto.

Para o esquema para o estudo de seção retangular fletida apresentado na figura 14, Sússekind (1987, p.107-108) propõe um roteiro de cálculo da seguinte maneira:

- a) tem-se por premissa que  $\Psi$  vale:
  - a.1)  $\Psi=1$  quando  $\epsilon_c, máx=0,0035$ ;
  - a.2)  $\Psi=1,25(1-(0,002/3 \epsilon_c, máx))$  quando  $0,002 \leq \epsilon_c, máx < 0,0035$ ;
  - a.3)  $\Psi=(2,5/3) \cdot (\sqrt{\epsilon_c, máx/0,002})$  quando  $\epsilon_c, máx < 0,002$ .
- b) cálculo da posição da linha neutra com a equação (1);

c) cálculo da força resultante das tensões de compressão do concreto com a equação (7):

$$R_{cc} = 0,85 \cdot \Psi \cdot f_{cd} \cdot 0,80 \cdot b_w \cdot x \quad (7)$$

d) cálculo do momento na seção com a equação (8):

$$M_d = R_{cc} \cdot z \quad (8)$$

Onde:

$$z = d - 0,4x;$$

$$d = k_{ii} \cdot \sqrt{M_d / b_w};$$

$$k_{ii} = \sqrt{\frac{1}{0,68 \cdot \Psi \cdot k_x \cdot k_z \cdot f_{cd}}};$$

$$k_x = (\epsilon_c \max.) / (\epsilon_c \max + \epsilon_s);$$

$$k_z = 1 - 0,4k_x.$$

d) por fim, o cálculo da armadura na seção a partir da resultante nula somatório das forças em uma direção, similar a equação (5), está representado na equação (9):

$$A_s = M_d / \alpha \cdot d \quad (9)$$

Onde:

$$\alpha = k \cdot \sigma_{sd} \cdot k_z$$

$k=1$  para aços de categoria A, ou  $k$  dado pela tabela II-1 (SÜSSEKIND, 1987, p.102);

$\sigma_{sd} = E_s \cdot \epsilon_s$ , se  $\epsilon_s < f_{yd} / E_s$ , ou  $\sigma_{sd} = f_{yd}$ , se  $\epsilon_s \geq f_{yd} / E_s$ .

Para facilitar os cálculos, Süssekind (1987, p. 108) elaborou uma tabela onde “[...] são montadas em função dos valores de ocorrência possível para  $\epsilon_c \max$  e  $\epsilon_s$ , dos quais obtemos, diretamente,  $k_x$ , e  $k_z$ , que nos conduzem a diversos valores de  $k_{ii}$  (função da resistência característica  $f_{ck}$  do concreto adotado).

É importante observar que nessa tabela é calculada para estados limites últimos. Todas as situações com  $\Psi < 1$  tem a armadura com uma deformação de 0,1%, correspondendo ao domínio 2, e todas as situações com  $\Psi = 1$  tem a fibra mais comprimida do concreto em 0,35% e a armadura com deformação  $> \epsilon_{yd}$ . Deste modo, tal tabela deve ser utilizada para dimensionamento ou verificação no ELU, e não para calcular as deformações quando a seção transversal está submetida a momentos solicitantes menores que o momento último.

## 6.4 DIMENSIONAMENTO DE REFORÇOS EM FIBRAS DE CARBONO E CHAPAS DE AÇO COLADAS

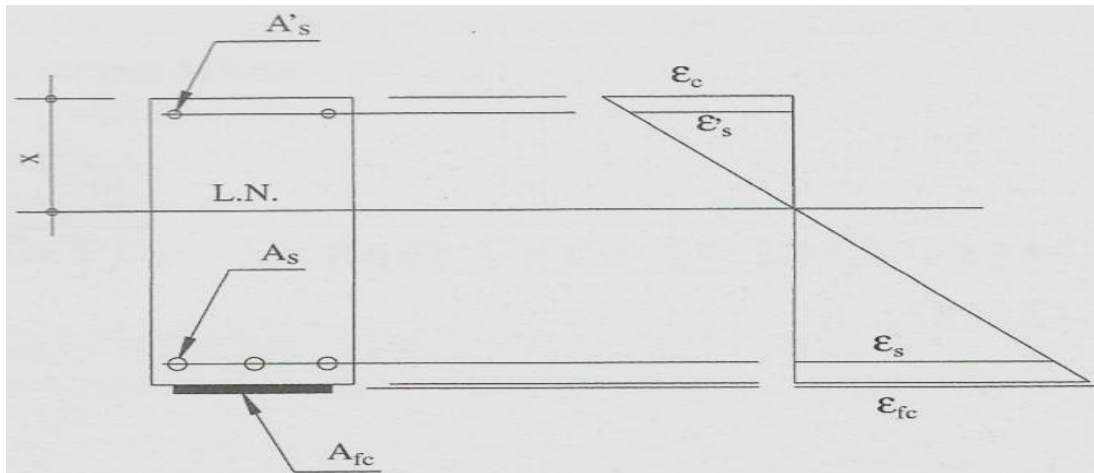
Machado (2002) apresenta em seu livro métodos de reforço em concreto armado com fibras de carbono. Porém, antes de iniciar o reforço, como qualquer modificação a ser feita nas estruturas, é imprescindível que sejam feitas algumas avaliações preliminares aos cálculos. Para tanto, Machado (2002, p. 81) afirma que devem ser levadas em conta as seguintes considerações referentes ao dimensionamento com fibras de carbono:

- a) os estudos e os cálculos deverão ser efetuados com base nas dimensões existentes das seções e da quantidade e da distribuição das armaduras de aço da mesma, assim como das propriedades e características mecânicas dos materiais constituintes do elemento de concreto a ser reforçado;
- b) prevalecem os critérios de Bernoulli, ou seja, as seções planas permanecem planas após a ocorrência dos carregamentos e as deformações são linearmente proporcionais à distância da linha neutra (ver figura 15);
- c) despreza-se a resistência à tração do concreto;
- d) a deformação do concreto não pode ultrapassar 0,0035 cm/cm quando dimensionado segundo os critérios da ABNT, e 0,0030 cm/cm segundo as recomendações da ACI<sup>4</sup>;
- e) a deformação será considerada linear até a ruptura no sistema;
- f) a aderência entre o elemento de reforço e o substrato de concreto armado é considerada perfeita.

---

<sup>4</sup> ACI Committee 440 – Chapter 9 – Flexural Strengthening

Figura 15 – Manutenção da Seção Plana (Teorema de Bernoulli)



(fonte: MACHADO, 2002, p.82)

Sendo:

$\varepsilon's$  – deformação na armadura comprimida;

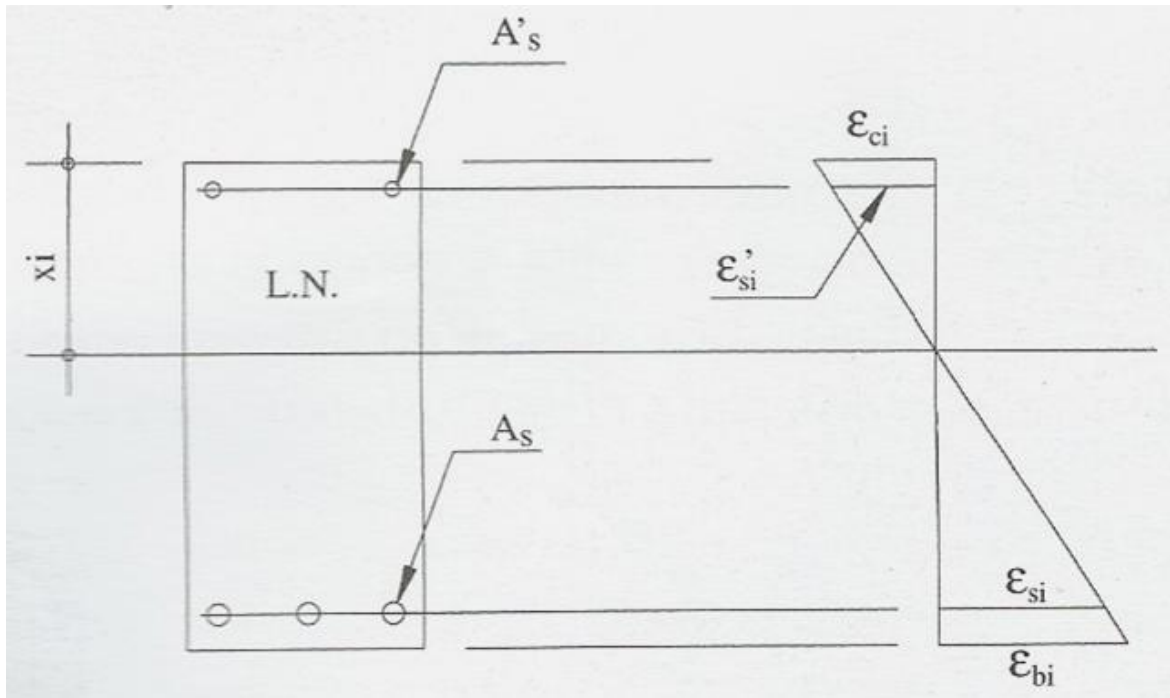
$\varepsilon_{fc}$  – deformação na fibra de carbono;

$A_s'$  – área de armadura comprimida;

$A_{fc}$  – área da fibra de carbono.

Machado (2002, p. 81-82) explica também que, quando o reforço é aplicado, ele não está submetido a qualquer nível inicial de tensões. Entretanto, apesar de não receber solicitações externas, o substrato ao qual o reforço será aderido já está submetido a tensões decorrentes da atuação de seu peso próprio. Sendo assim, o nível de deformações no reforço será diferente daquele que ocorre na fibra externa do substrato sobre o qual o reforço é colado e, conseqüentemente, o nível de tensões também será diferente. É necessário então conhecer o nível de deformação da superfície do substrato no momento da aplicação do reforço para avaliar o nível de tensões a que o reforço será submetido quando a estrutura reforçada for solicitada por cargas maiores que as aplicadas no momento da execução do reforço. Subtraindo-se da deformação pré-existente na estrutura por ocasião do reforço estrutural a deformação final encontrada na fibra de carbono, tem-se o nível de tensão efetivo que a fibra estará trabalhando conforme representado na figura 16.

Figura 16 – Estado de deformações existente no substrato quando da execução do reforço



(fonte: MACHADO, 2002, p.82)

Sendo:

$x_i$  – distância do bordo comprimido inicial até a linha neutra;

$\epsilon_{ci}$  – deformação inicial da fibra mais comprimida;

$\epsilon'_{si}$  - deformação inicial do aço comprimido;

$\epsilon_{si}$  - deformação inicial do aço traçado;

$\epsilon_{bi}$  - deformação inicial da fibra mais traçada.

Assim, a deformação inicial a ser considerada é  $\epsilon_{bi}$  e não mais a do sistema composto fibra de carbono (CFC).

Machado (2002, p.83) também faz uma discussão sobre o ganho que as estruturas de concreto armado têm com esse sistema, salientando que:

“[...] não oferecem contribuição sensível para o enrijecimento de peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão. Entretanto, mesmo assim, alguma melhoria pode ser esperada e adquirida. Os cálculos efetuados das deformações, levando-se em consideração as propriedades geométricas das seções transversais envolvidas e as diversas condições de carregamento, fornecem uma razoável estimativa da contribuição do sistema CFC utilizado no computo da deformação final esperada.

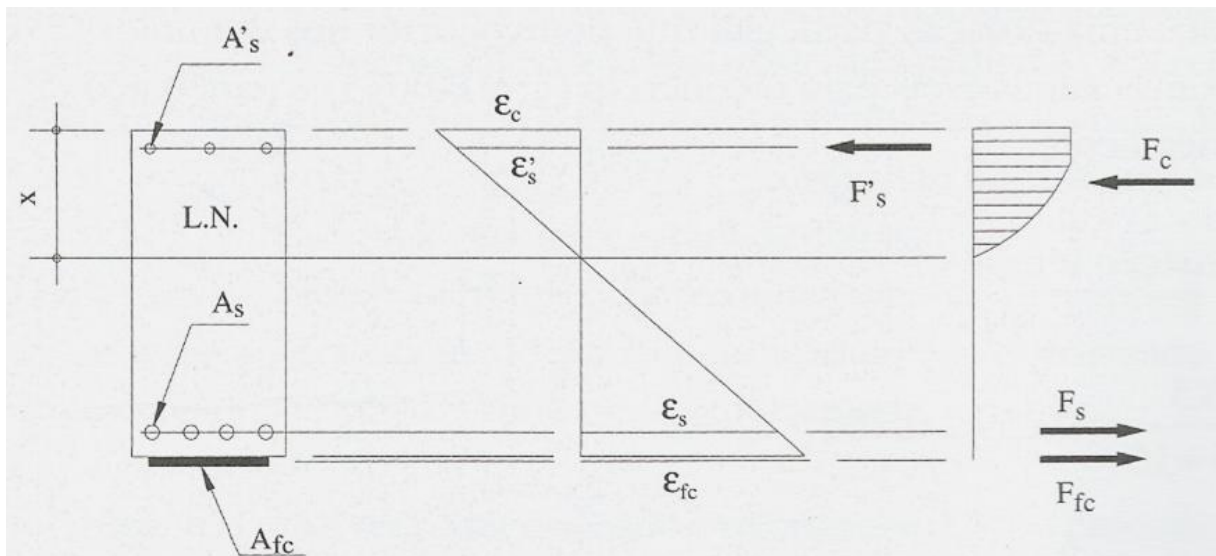
A utilização de sistemas CFC é mais eficiente quando utilizado no reforço à flexão de peças de concreto armado predominantemente submetidas à tração. Quando o esforço predominante na seção a ser reforçada for de compressão, o sistema não será

tão eficiente. Assim, uma verificação inicial do estado de tensões que podem ocorrer na seção de concreto a ser reforçada, utilizando-se para tal as propriedades geométricas da seção e a combinação possível dos esforços solicitantes da mesma, deve ser efetuada. Se as tensões determinadas nessa verificação ultrapassarem os valores-limites recomendados, é de se esperar uma contribuição menos eficiente e/ou limitada do sistema CFC.”

Para a ACI Committe 440<sup>5</sup>, os reforços à flexão através de sistemas de compósitos devem ser dimensionados no ELU (Estado Limite Último) para que se estabeleça a capacidade resistente à flexão de um elemento de modo que ele atenda às solicitações impostas. Assim, essa capacidade é calculada a partir da combinação das condições de equilíbrio das deformações, compatibilidade das tensões e o comportamento reológico dos materiais constituintes quando na situação de ruptura.

Na figura 17, são apresentadas as distribuições de tensões.

Figura 17 – Tensões e Deformações no Estado-Limite



(fonte: MACHADO, 2002, p.83)

Sendo:

$F_c$  – resultante da força de compressão no concreto;

$F'_s$  – resultante da força de compressão na armadura comprimida;

$F_s$  – resultante da força de tração na armadura tracionada;

$F_{fc}$  – resultante da força de tração na fibra de carbono.

<sup>5</sup> 9.2. *Ultimate Strength.*

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121) permite uma simplificação por um diagrama constante com tensões de compressão, conforme demonstrado no item 6.1 desse capítulo. Machado (2002, p. 84) faz essa mesma substituição na figura 18, onde a tensão no concreto vale  $\Psi \cdot f_c$ , junto às seguintes considerações na equação (10):

$$f_c = \Psi \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \Psi \cdot f_{ck} / 1,4; \quad (10)$$

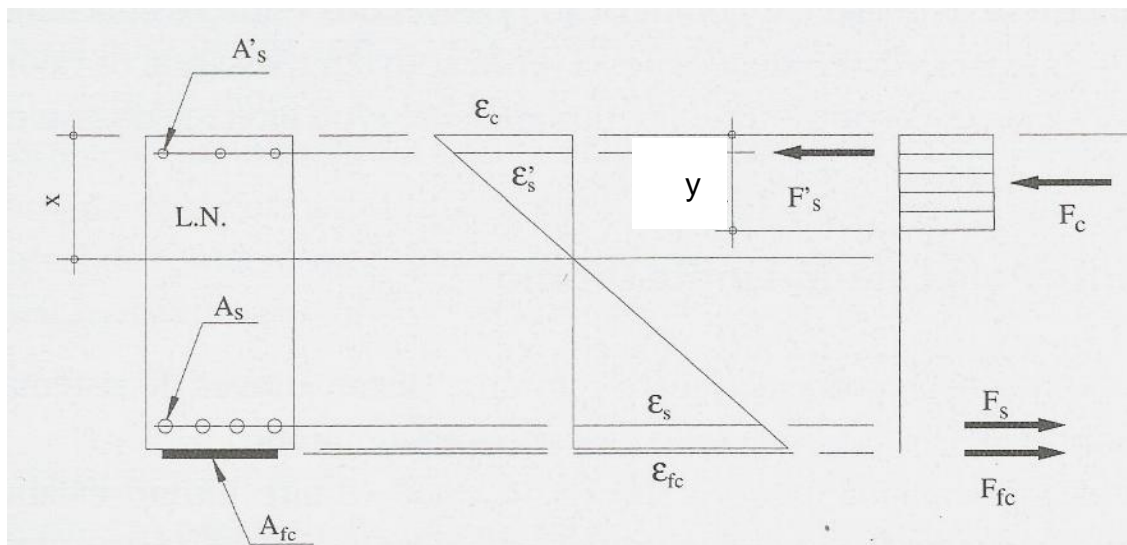
Onde:

$\Psi = 1$  quando  $\epsilon_{c,m\acute{a}x} = 0,035$ ;

$\Psi = 1,25(1 - (0,002/3 \epsilon_{c,m\acute{a}x}))$  quando  $0,002 \leq \epsilon_{c,m\acute{a}x} < 0,0035$ ;

$\Psi = (2,5/3) \cdot (\sqrt{\epsilon_{c,m\acute{a}x}/0,002})$  quando  $\epsilon_{c,m\acute{a}x} < 0,002$ .

Figura 18 – Forças Componentes da Seção Resistente



(fonte: adaptada de MACHADO, 2002, p.84)

Para as considerações referentes ao modo de ruptura à flexão, considera-se uma situação onde os domínios 2 e 3 são os atuantes, fazendo com que a posição da linha neutra seja demonstrada nas equações (11) e (12):

$$x = kx \cdot d \quad (11)$$

$$kx = \varepsilon c / (\varepsilon c + \varepsilon s) = 3.5 / (3.5 + 10) = 0,260 \quad (12)$$

Sendo:

$kx$  - coeficiente que estabelece o limite entre o domínio 2 e 3 .

Para a sequência de cálculo para o caso de mudança de uso da estrutura, antes de iniciar o dimensionamento do reforço propriamente dito, Machado (2002, p. 85) indica as seguintes verificações que devem ser feitas:

- a) determinação do momento fletor majorado (do reforço) máximo que atuará na viga,  $M_{maj.,Max}$ ;
- b) determinar o momento resistente à flexão da viga a partir das características geométricas da seção e das características mecânicas dos materiais constituintes da mesma,  $M_{resist.}$ ;
- c) comparar  $M_{maj.,Max}$  com  $M_{resist.}$ . Se  $M_{resist.} > M_{maj.,Max}$ , a viga não necessitará de reforço à flexão. Se  $M_{resist.} < M_{maj.,Max}$ , a viga necessitará de reforço.

A partir do momento que for conhecido o regime para o cálculo de dimensionamento do reforço, deve-se fazer o procedimento a seguir segundo Machado (2002, p. 85-86):

- a) arbitra-se a profundidade da linha neutra ( $x$ ) em conformidade com o modo de ruptura;
- b) calculam-se as deformações dos diversos materiais, admitindo-se a linearidade da variação delas;
- c) conhecidas as deformações, calculam-se as tensões atuantes nos diversos materiais;
- d) a partir do conhecimento das forças se faz as verificações do equilíbrio delas. Se o momento resistente encontrado no sistema reforçado for maior que o momento solicitante máximo  $M_{maj.,máx}$ , o processo está completo.

Este processo é iterativo, uma vez que é imprescindível que se obedeça à condição de segurança, até que o momento resistente seja maior ou igual o momento solicitante. Portanto, para que haja um dimensionamento econômico, existe uma distância da face superior da viga até a linha neutra ( $x$ ) em que os valores de  $M_{resist}$  (momento resistente) e  $M_{maj.,Max}$  (momento majorado máximo) são igualados. Vale salientar que o dimensionamento



apresentado é válido também para chapas de aço coladas, uma vez que são alteradas apenas as propriedades dos materiais utilizados, mantendo-se basicamente o mesmo funcionamento quando aplicadas à estrutura.

Já Santos (2008) traz em seu trabalho uma compilação dos métodos propostos pelos autores mencionados nesse capítulo. Mantendo as mesmas premissas de cálculo de dimensionamento de estruturas de concreto armado, Santos (2008, p.41-50) aplica as técnicas a um estudo de caso descrito abaixo:

Um Shopping Center deseja aumentar a capacidade de refrigeração de ar e a alternativa encontrada para instalação dos novos equipamentos é fazer sua locação em um mezanino, em concreto armado, existente. Sabendo que a viga mais carregada tem 7,0 m de vão, com seção 20 x 60 cm, armadura de tração existente  $A_s = 8,36 \text{ cm}^2$  (3  $\varnothing$  20mm). A sobrecarga das novas máquinas passará para a viga, mais carregada, uma carga uniformemente distribuída de 20,82kN/m.

OBS: O mezanino funciona como depósito e foi projetado para uma sobrecarga de 4,5 kN/m<sup>2</sup>. Para execução do reforço será retirada toda a sobrecarga existente no mezanino, isso tem como consequência uma redução na área de reforço necessária. A armadura submetida à compressão não será utilizada no procedimento de cálculo.

Dados da Seção:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ; Aço CA-50;  $h=60 \text{ cm}$ ;  $d = 57,50 \text{ cm}$ ;  $d'=2,50 \text{ cm}$ ;  $b_w=20 \text{ cm}$ ;  $A_s=8,36 \text{ cm}^2$ .

Materiais Usados Para Reforçar a Viga: chapa de aço 250MPa e fibra de carbono MBrace CF130.

Os cálculos são feitos da seguinte forma:

a) determinação do momento resistente da seção:

a.1) na primeira tentativa a viga será considerada normalmente armada, logo, possui os parâmetros:  $k_x=0,26$ ,  $\epsilon_c=3,5\%$ ,  $\epsilon_s=10\%$  e  $\psi = 1,00^6$ ;

a.2) profundidade da linha neutra (x), pela equação (11), substituindo os dados acima:

---

<sup>6</sup> Dados de  $\psi$  retirados a partir de uma tabela de Süsskind (1987, p. 108).

$$x = kx \cdot d$$

$$x = 15\text{cm}$$

a.3) cálculo do momento fletor resistente de cálculo da seção ( $M_{rd}$ ), pela equação (13), substituindo os dados acima:

$$M_{rd} = \Psi \cdot 0,8x \cdot b_w \cdot 0,85 \cdot (f_{ck}/1,4) \cdot (d - 0,4x) \quad (13)$$

$$M_{rd} = 187,90\text{kN.m}$$

b) cálculo da área de aço a partir da equação (14):

$$A_s = M_{rd} / [(f_{yk}/1,15) \cdot (d - 0,4x)] \quad (14)$$

$$A_s = 8,36\text{cm}^2$$

b.1) a viga é normalmente armada, pois a área de aço encontrada no cálculo desenvolvido acima é igual a existente na seção transversal da viga.

c) cálculo do momento fletor solicitante de cálculo da seção:

c.1) Cargas Permanentes (g):

Peso próprio da Viga =  $0,20\text{ m} \times 0,6\text{ m} \times 1,0\text{ m} \times 25\text{ kN/m}^3 = 3,0\text{ KN/m}$

Peso da laje =  $1,0\text{ m} \times 1,0\text{ m} \times 0,2\text{ m} \times 25,0\text{ KN/m}^3 = 5,0\text{ KN/m}$

Revestimento piso cerâmica =  $1,0\text{ KN/m}$

Reboco =  $0,5\text{ KN/m}$

Total (g) =  $9,50\text{ KN/m}$

Cargas Acidentais (q):

Casa de máquinas =  $4,5\text{ KN/m}^2 \times 2,5\text{ m} = 11,25\text{ KN/m}$

Total (q) =  $11,25\text{ KN/m}$

Cargas Totais (g + q):

Total (g + q) = 9,50 KN/m + 11,25 KN/m = 20,75 KN/m

Total (g + q) = 20,75 KN/m

c.2) Momento Fletor Solicitante de Cálculo ( $M_{sd}$ ):

$$M_{sd} = [(g + q) \cdot l^2 \cdot \tau] / 8$$

$$M_{sd} = 177,93 \text{ kN.m}$$

d) momento solicitante de cálculo após a nova situação, para  $q=20,82 \text{ kN/m}$ :

$$M_{sd} = [(g + q) \cdot l^2 \cdot \tau] / 8$$

$$M_{sd} = 260 \text{ kN.m}$$

Comparando o momento resistente de cálculo da seção com o momento solicitante de cálculo após a implantação do maquinário, torna-se clara a necessidade do reforço uma vez que  $M_{sd} > M_{rd}$ .

e) cálculo da deformação pré-existente na face inferior da peça:

e.1) determinação do momento devido ao peso próprio:

$$M_{gd} = (g \cdot l^2 \cdot \tau) / 8$$

$$M_{gd} = 81,46 \text{ kN.m}$$

e.2) Verificação da Deformação Máxima do Concreto:

$$k_{ii} = d / (\sqrt{M_{gd} / bw})$$

$$k_{ii} = 9,40$$

Inserindo o valor de  $k_{ii}$  na tabela da figura 18, encontra-se  $\Psi=0,724$  e  $\varepsilon_c \text{ máx}=1,57\%$ .

e.3) cálculo da linha neutra a partir da equação (13) com momento devido ao peso próprio:

$$Mgd = \Psi \cdot 0,8x \cdot bw \cdot 0,85 \cdot (fck/1,4) \cdot (d - 0,4x)$$

$$x = 8,57cm$$

e.4) redução da região comprimida ( $x'$ ):

$$x' = 0,8 \cdot x$$

$$x' = 6,85cm$$

e.5) determinação da força e tensão na armadura tracionada:

$$Fsd = Mgd/Z$$

$$Fsd = 148,76kN$$

$$\sigma_{sd}(f_{sd}) = Fsd/A_s$$

$$\sigma_{sd}(f_{sd}) = 17,795kN/cm^2$$

e.6) determinação da deformação pré-existente na face inferior da peça:

$$\varepsilon_{bi} = \sigma_{sd}(f_{sd})/E$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,847\text{‰}$$

f) cálculo da área de fibra de carbono/chapa de aço necessária:

f.1) determinação da posição da linha neutra a partir da fixação de um dos limites de deformação dos materiais (aço ou concreto) de modo que o momento resistente seja maior ou igual ao momento solicitante conforme figura 19:

Figura 19 - Planilha de cálculo da força na fibra de carbono

Tent.	x (cm)	$\varepsilon_c(\text{‰})$	$\varepsilon_s(\text{‰})$	$F_{c,rd}$ (kN)	$F_{s,rd}$ (kN)	$F_{fc}$ (kN)	$M_{rd}$ (kNxm)
01	15,000	3,5	9,92	364,29	363,48	3.406,72	187,63
02	20,000	3,5	6,56	485,71	363,48	921,01	243,48
03	21,000	3,5	6,08	510,00	363,48	451,29	254,07
04	21,500	3,5	5,86	522,14	363,48	219,87	259,29
05	21,626	3,5	5,80	523,79	363,48	<b>188,89</b>	<b>260,00</b>

(fonte: SANTOS, 2008, p.48)

f.2) cálculo da deformação na fibra de carbono:

$$\varepsilon_{fc} = \varepsilon_b - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{fc} = 5,363\text{‰}$$

f.3) determinação da tensão na fibra de carbono:

$$\sigma_{fc}(ffc) = \varepsilon_{fc} \cdot E_{fc}$$

$$\sigma_{fc}(ffc) = 121,740 \text{ kN/cm}^2$$

f.4) cálculo da área necessária de reforço.

$$A_{fc} = F_{fc} / \sigma_{fc}(ffc)$$

$$A_{fc} = 1,55\text{cm}^2$$

Usando o mesmo procedimento de cálculo se aplicado o reforço com a chapa de aço de 250Mpa e estando de acordo com as propriedades da mesma, a área necessária será de 7,374cm<sup>2</sup>.

## 7. MÉTODOLOGIA PROPOSTA DE VERIFICAÇÃO DE PEÇAS SUBMETIDAS À FLEXÃO E DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO

Diferentemente do que foi proposto por Araújo (2003), essa verificação visa a análise mais precisa do comportamento da estrutura existente. Para o cálculo do momento último da estrutura, não são fixados domínios e seu comportamento quando na ruptura é o que determina em que regime se encontra.

Para realização dos cálculos, contou-se com o auxílio de uma planilha Microsoft Office Excel, versão 2003, onde foram feitas as seguintes considerações:

- a) as dimensões da peça são conhecidas;
- b) área de aço conhecida;
- c) o aço apresenta tensão de escoamento definida pelo usuário, não sendo um valor fixo, e o concreto tem resistência característica  $f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$ ;
- d) cobrimento utilizado segundo NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.20);
- e) o cálculo das deformações no aço e no concreto é função da curvatura e da posição da linha neutra, não sendo mais impostos domínios;
- f) admite-se que deformação de início de escoamento do aço é de  $f_{yd}/E_s$ , não podendo ultrapassar o limite de 10%;
- g) admite-se que deformação máxima antes da ruptura no concreto é de 3,5%;
- h) utiliza-se o diagrama tensão-deformação idealizado do concreto do tipo parábola-retângulo, sem a simplificação de aproximá-lo por um diagrama retangular para o cálculo da tensão no concreto;
- i) a seção está submetida à flexão simples normal;
- j) a seção é retangular.

Da mesma maneira que os autores citados fizeram no capítulo anterior, antes do início do cálculo do reforço, é necessário que sejam conhecidos alguns dados do comportamento da estrutura na configuração na qual o reforço será aplicado (em geral quando a mesma está submetida a apenas com seu peso próprio ou apenas cargas permanentes). Para a obtenção desses valores, faz-se o seguinte procedimento:

a) a partir de um dado valor de  $\theta$  (curvatura) e  $x$  (posição da linha neutra) e calcula-se a deformação ( $\varepsilon$ ) pela equação (15):

$$\varepsilon = \theta \cdot \xi \quad (15)$$

Onde:

$\xi$  – representa a distância da fibra considerada à linha neutra;

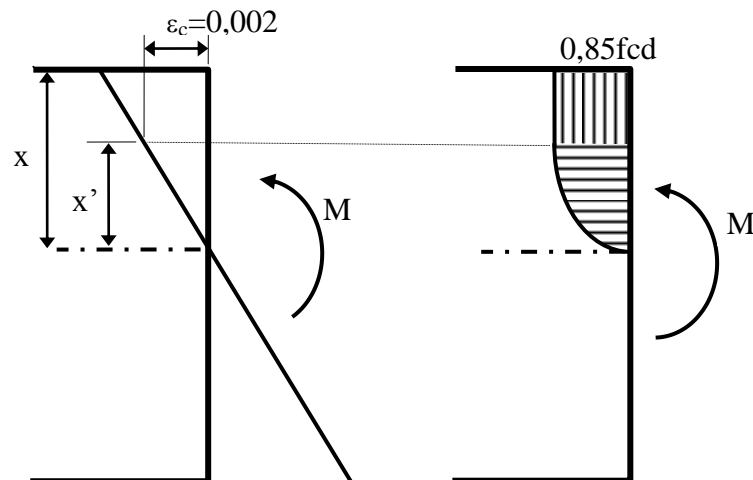
$\theta$  – é a curvatura (o inverso do raio de curvatura).

b) calcula-se a força de compressão no concreto, particularizando para  $f_{ck} < 50 \text{MPa}$ , com a equação (16), demonstrado na figura 20:

$$F_{c,rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \left[ \int_0^{x'} (1 - ((1 - \theta \cdot \xi) / 0,002)^2) \cdot d\xi + \int_{x'}^x d\xi \right] \quad (16)$$

$$x' = 0,002 / \theta \leq x$$

Figura 20 – Força de compressão no concreto particularizada para  $f_{ck} < 50 \text{MPa}$



(fonte: elaborado pelo autor)

Onde:

$x'$  – é a posição final do trecho parabólico no diagrama parábola-retângulo na seção retangular.



c) calcula-se a força de tração no aço tracionado com a equação (17) e no comprimido, em caso de armadura dupla, com a equação (18):

$$F_{s,rd+} = \sigma_s \cdot A_s \quad (17)$$

$$\sigma_s = E_y \cdot \theta \cdot (d - x) \leq f_{yd}$$

$$F_{s,rd-} = (\sigma_{s'} - \sigma_c) A_{s'} \quad (18)$$

$$\sigma_{s'} = E_y \cdot \theta \cdot (x - d') \leq f_{yd}$$

Onde:

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / 2)^2], \text{ se } \varepsilon_c < 2;$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_c > 2.$$

A condição de equilíbrio é alcançada quando a equação  $(F_{c,rd}) + (F_{s,rd+}) + (F_{s,rd-}) = 0$  é satisfeita. Para um dado valor de  $\theta$  o valor de  $x$  é obtido pela ferramenta "solver" do Excel.

d) calcula-se o momento resistente a partir da equação (19):

$$M_{rd} = \sum M = M_s + (M_{s-}) + M_c \quad (19)$$

$$M_s = (F_{s,rd+}) \cdot (d - x)$$

$$M_{s-} = (F_{s,rd-}) \cdot (x - d')$$

$$M_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \left[ \int_0^{x'} (1 - (1 - \theta \xi / 0,002)^2) \xi d\xi + (x - x')^2 / 2 \right]$$

e) por fim, deve-se conhecer qual a deformação da fibra mais tracionada ( $\varepsilon_+$ ) a partir da equação (20):

$$\varepsilon_+ = \theta (h - x) \quad (20)$$

Depois de calculadas as deformações devidas às cargas presentes no instante do reforço (em geral, apenas o peso próprio), parte-se para o cálculo do reforço em fibras de carbono e chapas nas mesmas diretrizes que foram apresentadas pelos autores no capítulo anterior, mas utilizando-se o diagrama parábola-retângulo para o concreto, ao invés da simplificação do diagrama retangular. Porém, se forem utilizados perfis de aço no reforço das vigas, deve-se seguir a sequência a seguir:

a) com as informações obtidas no cálculo com a viga apenas suportando o peso próprio, pode-se fazer o cálculo das tensões e deformações em cada elemento do perfil:

a.1) calcula-se a deformação e a tensão da mesa superior pelas equações (21) e (22), respectivamente:

$$\varepsilon_{ms} = \theta \cdot \left( h + \frac{t_f}{2} - x \right) - \theta_{pp} \cdot \left( h + \frac{t_f}{2} - x_{pp} \right) \quad (21)$$

$$\sigma_{ms} = \varepsilon_{ms} \cdot E_{y\text{perfil}} \leq E_{y\text{dperfil}} \quad (22)$$

Onde :

$t_f$  – espessura da mesa;

$\theta_{pp}$  – curvatura somente com as cargas de peso próprio;

$x_{pp}$  – profundidade da linha neutra somente com as cargas de peso próprio;

$\varepsilon_{ms}$  – deformação na mesa superior;

$\sigma_{ms}$  – tensão na mesa superior.

a.2) calcula-se a deformação e a tensão no ponto superior da alma pelas equações (23) e (24), respectivamente:

$$\varepsilon_{as} = \theta \cdot (h + tf - x) - \theta_{pp} \cdot (h + tf - x_{pp}) \quad (23)$$

$$\sigma_{as} = \varepsilon_{as} \cdot E_{yperfil} \leq E_{yperfil} \quad (24)$$

Onde :

$\varepsilon_{as}$  – deformação no ponto superior da alma;

$\sigma_{as}$  – tensão no ponto superior da alma.

a.3) calcula-se a deformação e a tensão no ponto inferior da alma pelas equações (25) e (26), respectivamente:

$$\varepsilon_{ai} = \theta \cdot (h + dp - tf - x) - \theta_{pp} \cdot (h + dp - tf - x_{pp}) \quad (25)$$

$$\sigma_{ai} = \varepsilon_{ai} \cdot E_{ydperfil} \leq E_{ydperfil} \quad (26)$$

Onde:

$\varepsilon_{ai}$  – deformação no ponto inferior da alma;

$\sigma_{ai}$  – tensão no ponto inferior da alma .

a.4) calcula-se a distância da face inferior da mesa superior até o ponto onde haverá plastificação ( $x'$ ) e a tensão neste ponto pelas equações (27) e (28), respectivamente:

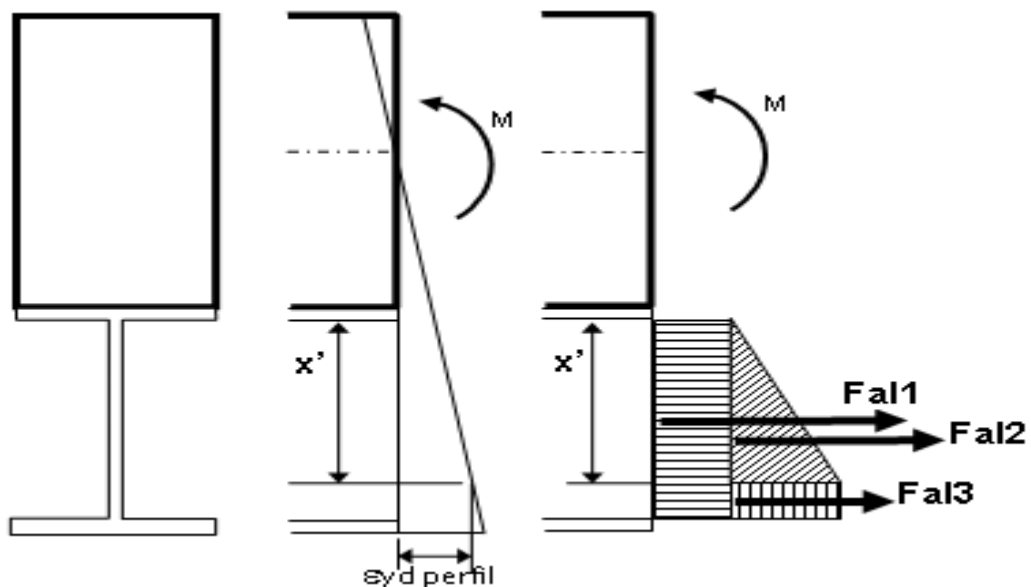
$$x' = 0, \text{ se } \varepsilon_{as} > \varepsilon_{ydperfil} \quad (27)$$

$$x' = \frac{\epsilon_{ydperfil} - \epsilon_{as}}{(\theta - \theta_{pp})}, \text{ se } \epsilon_{ai} > \epsilon_{ydperfil}$$

$$x' = d - 2tf, \text{ se } \epsilon_{ai} < \epsilon_{ydperfil}$$

$$\sigma s' = E_{yperfil} \cdot [\theta \cdot (h - x + tf + x') + \theta_{pp} \cdot (h - x_{pp} + tf + x')] \leq f_{ydperfil} \quad (28)$$

Figura 21 – Resultante das forças da seção reforçada com perfil de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

a.5) calcula-se a tensão e a deformação da mesa inferior pelas equações (29) e (30):

$$\epsilon_{mi} = \theta \cdot (h + d_{perfil} - tf/2 - x) - \theta_{pp} \cdot (h + d_{perfil} - tf/2 - x_{pp}) \quad (29)$$

$$\sigma_{mi} = \epsilon_{mi} \cdot E_{perfil} \leq E_{ydperfil} \quad (30)$$

Onde :

$\epsilon_{mi}$  – deformação na mesa inferior;

$\sigma_{mi}$  –tensão na mesa inferior.

b) cálculo das forças em cada elemento do perfil:

b.1) calcula-se as forças das mesas superior e inferior ( $F_{cdmesa}$ ) de acordo com as tensões em cada uma pela equação (31):

$$F_{cdmesa} = \sigma m. Am \quad (31)$$

b.2) para o cálculo da força resultante na alma, é necessário dividi-la em partes, uma correspondendo à tensão constante  $\sigma_{as}$  ( $F_{al1}$ ), outra correspondendo à variação linear de tensão entre o ponto superior da alma e  $x'$  ( $F_{al2}$ ) e outra correspondendo a tensão constante após  $x'$  ( $F_{al3}$ ) pelas equações (32), (33) e (34) respectivamente:

$$F_{al1} = tw. (d - 2tf). \sigma_{as} \quad (32)$$

$$F_{al2} = tw. (x'/2). (\sigma_{s'} - \sigma_{as}) \quad (33)$$

$$F_{al3} = tw. (d - 2tf - x'). (\sigma_{s'} - \sigma_{as}) \quad (34)$$

Onde :

$tw$  – espessura da alma;

$\sigma_{s'}$  –tensão na posição do  $x'$ .

c) cálculo das forças no concreto e no aço são as mesmas das equações (16), (17) e (18).

d) cálculo do momento é dado pela equação (35):

$$Mrd = \sum M = Ms + (Ms-) + Mc + \sum Mp \quad (35)$$

Para as soluções onde adota-se o aumento de seção, as considerações de cálculo são as seguintes:

a) calcula-se a profundidade da linha neutra na adição do concreto ( $x''$ ) para  $\varepsilon=0$ , posição do diagrama parábola a partir da linha neutra dentro da seção original ( $x'$ ), profundidade da linha neutra na adição de concreto medida a partir dela ( $x'''$ ), deformação, posição do diagrama parábola a partir da linha neutra além da seção original ( $x''''$ ), a deformação da fibra mais tracionada da adição de concreto ( $\varepsilon+ac$ ), a curvatura da adição de concreto ( $\theta ac$ ) e a força resultante do concreto adicionado em compressão pelas equações (36), (37), (38), (39), (40) (41) e (42), respectivamente:

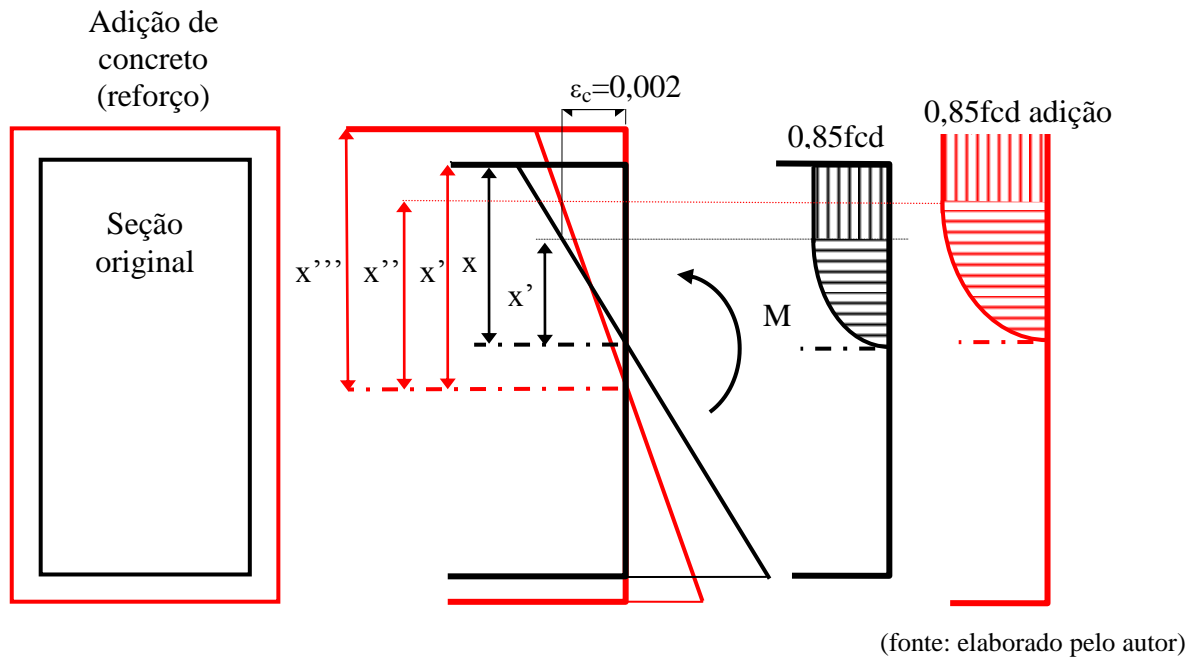
$$x'' = \frac{\theta \cdot x + \theta pp \cdot xpp}{\theta + \theta pp} \quad (36)$$

$$x' = \frac{2\%_00}{\theta} \leq x'' \quad (37)$$

$$x''' = x'' + hac \quad (38)$$

$$x'''' = \frac{2\%_00}{\theta} \leq x''' \quad (39)$$

Figura 22 – Componentes para o cálculo das forças resultantes na seção reforçada com adição de concreto



$$\varepsilon + ac = \theta \cdot x - \theta_{pp} \cdot x_{pp} \quad (40)$$

$$\theta ac = \frac{\varepsilon c}{x'''} \quad (41)$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr,rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \{ & [(2bac + b) \cdot \int_0^{x'''} (1 - ((1 - \theta \cdot \xi) / 0,002)^2) \cdot d\xi \\
 & + \int_{x''''}^{x'''} d\xi] - [b \cdot \int_0^{x'} (1 - ((1 - \theta \cdot \xi) / 0,002)^2) \cdot d\xi \\
 & + \int_{x'}^{x''} d\xi] \} \quad (42)
 \end{aligned}$$

Onde :

hac – altura da adição de concreto;

bac –largura lateral da adição de concreto;

b–largura da seção retangular original.

b) calcula-se a deformação ( $\varepsilon_{s+ad}$ ), a tensão da armadura( $\sigma_{s+ad}$ ) e a força resultante da armadura de tração adicionada ( $F_{s+,ad}$ ) pelas equações (43), (44) e (45), respectivamente:

$$\varepsilon_{s+ad} = \theta. \left( h + \left( \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{2} \right) - x'' \right) \quad (43)$$

Onde:

$\varphi_{m\acute{a}x}$  – diâmetro máximo da armadura adicionada.

$$\sigma_{s+ad} = E_y. \varepsilon_{s+ad} \leq f_{yd} \quad (44)$$

$$F_{s+,ad} = \sigma_{s+ad}. A \quad (45)$$

c) calcula-se a deformação ( $\varepsilon_{s-ad}$ ), a tensão da armadura ( $\sigma_{s-ad}$ ) e a força resultante da armadura de compressão adicionada ( $F_{s-,ad}$ ) pelas equações (46), (47) e (48), respectivamente:

$$\varepsilon_{s-ad} = \theta. \left( x'' + \left( \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{2} \right) \right) \quad (46)$$



$$\sigma_{s1} - ad = E_y \cdot f_{yd}$$

$$\sigma_{s2} - ad = f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_c > 2 \quad (47)$$

$$\sigma_{s2} - ad = 0,85 \cdot 1,79 \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2}\right)^2\right), \text{ se } \varepsilon_c < 2$$

$$F_{s-,ad} = (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) \cdot A \quad \dots\dots (48)$$

d) cálculo do momento é dado pela equação (49):

$$M_{rd} = \sum M = M_s - M_c - (M_{s-}) + (M_{s+ad}) - (M_{s-ad}) - M_{cr,ad} \quad (49)$$

Onde:

$$M_{cr,ad} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left\{ [(2bac + b) \cdot \int_0^{x''''} (1 - ((1 - \theta \cdot \xi) / 0,002)^2) \cdot d\xi + \int_{x''''}^{x'''} d\xi] - [b \cdot \int_0^{x'} (1 - ((1 - \theta \cdot \xi) / 0,002)^2) \cdot d\xi + \int_{x'}^{x''} d\xi] \right\} - F_{cr,rd} \cdot (x'' - x)$$

Com base nessas considerações, uma série de simulações foi iniciada para entender o comportamento de vigas e lajes, distintamente, antes da aplicação dos reforços com fibras de carbono, chapas de aço coladas e perfil de aço, e depois deles.

## 7.1 VERIFICAÇÃO PROPOSTA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS

Conforme já mencionado antes, é necessário entender como a estrutura está se comportando devido às solicitações impostas a ela antes de dimensionar o reforço. Assim, para uma mesma seção de viga, supõe-se que ela apresente diferentes taxas de armadura para fazer as análises.

Para a seção retangular de 20x60 cm, com armadura simples e baixa taxa de armadura, os resultados encontrados estão descritos no quadro 2.

Quadro 2 - Seção 1 com armadura simples de baixa taxa

SEÇÃO 1 - armadura simples (baixa tx)						
b	20	cm	d'	4,1	cm	
h	60	cm				
As	8,36	cm <sup>2</sup>				
Mrd (kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
30,4	10	20,570	0,368	0,353	0,206	0,394
60,0	20	20,868	0,373	0,701	0,417	0,783
88,9	30	21,191	0,379	1,041	0,636	1,164
116,8	40	21,542	0,385	1,374	0,862	1,538
143,7	50	21,927	0,392	1,699	1,096	1,904
169,3	60	22,354	0,400	2,013	1,341	2,259
175,2	70	21,343	0,382	2,419	1,494	2,706
176,4	80	20,250	0,362	2,852	1,620	3,180
177,3	90	19,365	0,346	3,288	1,743	3,657
178,1	100	18,638	0,333	3,726	1,864	4,136
178,6	110	18,934	0,339	4,165	1,984	4,616
179,1	120	17,529	0,314	4,605	2,103	5,097
179,4	130	17,102	0,306	5,044	2,223	5,577
179,7	140	16,735	0,299	5,483	2,343	6,057
179,9	150	16,418	0,294	5,922	2,463	6,537
180,3	175	15,783	0,282	7,020	2,762	7,738
180,6	200	15,307	0,274	8,119	3,061	8,939
180,8	225	14,936	0,267	9,217	3,361	10,139
180,8	235	14,810	0,265	9,656	3,480	10,620
180,8	237	14,786	0,265	9,744	3,504	10,716

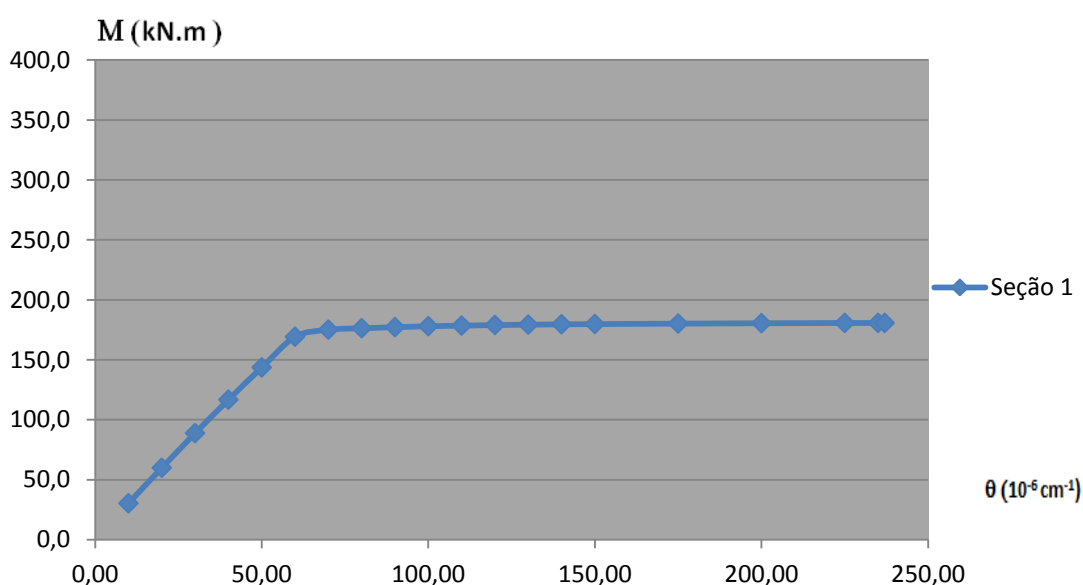
(fonte: elaborado pelo autor<sup>7</sup>.)

O momento de ruína da estrutura acontece no valor de 180,8 kN.m por ruptura no concreto com o aço quase no limite do escoamento máximo (10%), ficando dentro dos limites de

<sup>7</sup> Valores obtidos a partir da utilização da planilha Microsoft Excel versão 2003

ductilidade exigidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.91). A oscilação apresentada pela linha neutra é provavelmente decorrente do fato de que não estão sendo considerados comportamentos fixos no Estádio I, II ou III. O gráfico da figura 23 demonstra mais claramente de que modo a estrutura se comporta até o momento de ruptura.

Figura 23 – Comportamento até a ruptura (seção 1)



(fonte: elaborado pelo autor)

Com o gráfico é possível perceber que ocorre um comportamento aproximadamente elástico linear até a curvatura de aproximadamente  $65 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$  com uma grande variação de momento. A partir dali, não há um ganho significativo do momento até atingir  $237 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ , demonstrando que a estrutura atinge o limite da sua capacidade portante, não suportando aplicação de cargas maiores até a ruptura, e apresentando grandes deformações com pequenas variações de carga.

Para a seção 2 com armadura simples de taxa limite para não utilização de armadura dupla, os resultados encontrados estão descritos no quadro 3.

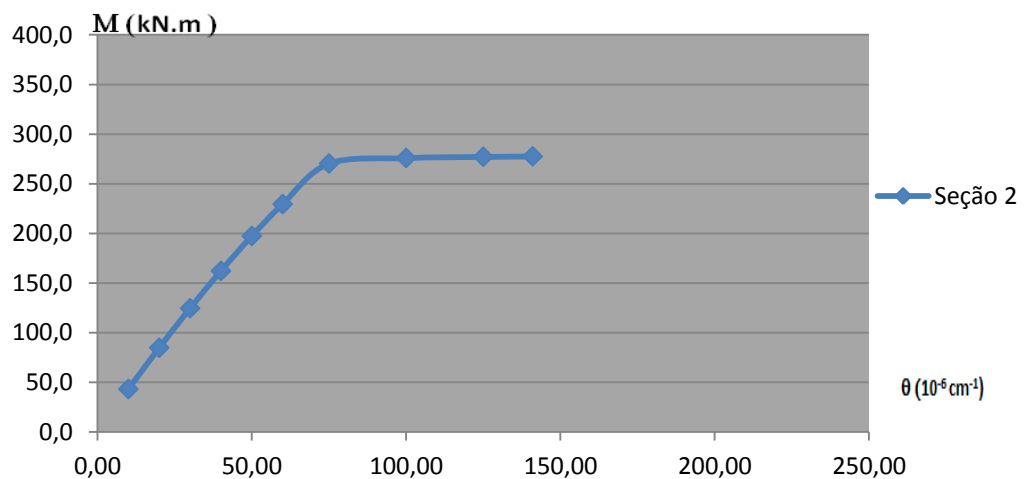
Quadro 3- Seção 2 com armadura simples – limite antes da armadura dupla

SEÇÃO 2 - armadura simples - limite antes da arm dupla						
b	20	cm	d'	4,1	cm	
h	60	cm				
As	14	cm <sup>2</sup>				
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\text{‰})$	$\epsilon_c(\text{‰})$	$\epsilon_{t+}(\text{‰})$
43,1	10	24,993	0,447	0,309	0,250	0,350
84,7	20	25,404	0,454	0,610	0,508	0,692
124,5	30	25,853	0,462	0,901	0,776	1,024
162,1	40	26,350	0,471	1,182	1,054	1,346
197,3	50	26,906	0,481	1,450	1,345	1,655
229,4	60	27,535	0,493	1,702	1,652	1,948
270,3	75	28,669	0,513	2,042	2,150	2,350
275,9	100	26,718	0,478	2,918	2,672	3,328
277,1	125	25,384	0,454	3,814	3,173	4,327
277,5	141	24,779	0,443	4,388	3,494	4,966

(fonte: elaborado pelo autor)

O momento de ruína da estrutura acontece no valor de 277,5 kN.m, aumento devido à taxa de armadura acrescida, por ruptura no concreto com o aço já escoando, ficando dentro dos limites de ductilidade exigidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.91) no momento da ruptura. Em alguns os intervalos, conforme assinalado em vermelho, o comportamento quanto à ductilidade assume valores não permitidos se eles correspondessem ao momento de ruptura. O gráfico da figura 24 demonstra mais claramente de que modo a estrutura se comporta até o momento de ruptura.

Figura 24- Comportamento até a ruptura (seção 2)



(fonte: elaborado pelo autor)

Nesse gráfico, é possível perceber que ocorre um comportamento elástico linear até a curvatura de aproximadamente  $70.10^{-6} \text{ cm}^{-1}$  com uma grande variação de momento. A partir dali, não há um ganho significativo do momento até atingir  $141.10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ , demonstrando que a estrutura atinge o limite da sua capacidade portante. Por não apresentar grandes deformações até a ruptura, essa configuração não é favorável à segurança.

Para a seção 3 com armadura dupla, os resultados encontrados estão descritos no quadro 4.

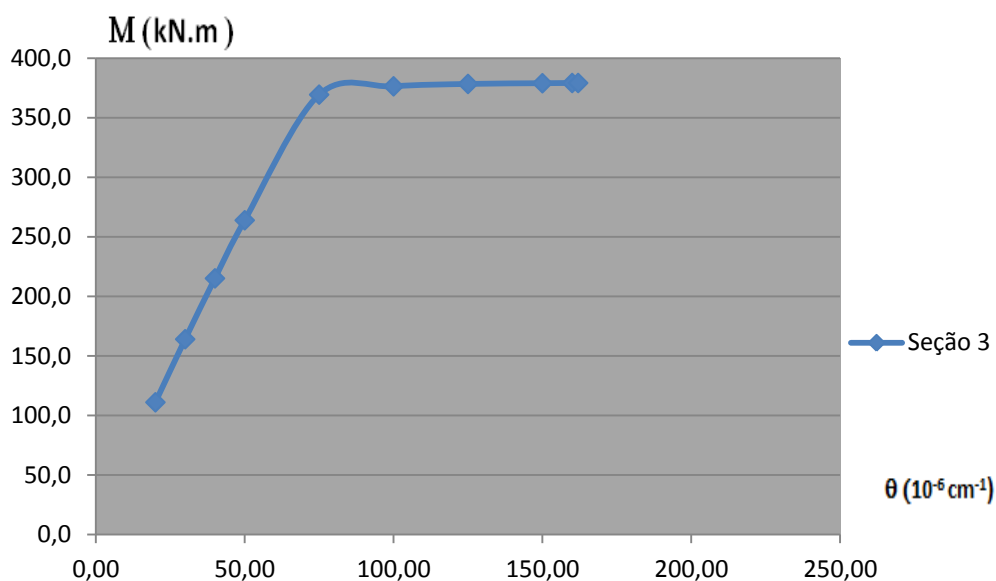
Quadro 4- Seção 3 com armadura dupla

SEÇÃO 3 - armadura dupla							
b	20	cm	d'	4,1	cm		
h	60	cm					
As	18	cm					
As'	6	cm <sup>2</sup>					
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{s-}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
56,3	10	25,112	0,449	0,308	0,210	0,251	0,349
111,0	20	25,447	0,455	0,609	0,427	0,509	0,691
164,0	30	25,808	0,462	0,903	0,651	0,774	1,026
215,1	40	26,200	0,469	1,188	0,884	1,048	1,352
263,9	50	26,627	0,476	1,464	1,126	1,331	1,669
369,4	75	27,638	0,494	2,120	1,765	2,073	2,427
376,4	100	24,382	0,436	3,152	2,028	2,438	3,562
378,4	125	22,873	0,409	4,128	2,347	2,859	4,641
379,0	150	21,984	0,393	5,087	2,683	3,298	5,702
379,2	160	21,706	0,388	5,471	2,817	3,473	6,127
379,2	162	21,655	0,387	5,548	2,844	3,508	6,212

(fonte: elaborado pelo autor)

O momento de ruína da estrutura acontece no valor de 379,2 kN.m, aumento devido à taxa de armadura acrescida, por ruptura no concreto com o aço já escoando, porém, não fica dentro dos limites de ductilidade exigidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.91) em todos os intervalos, conforme assinalado em vermelho, mas assume um valor aceitável no momento da ruptura. O gráfico da figura 25 demonstra mais claramente de que modo a estrutura se comporta até o momento de ruptura.

Figura 25 - Comportamento até a ruptura (seção 3)



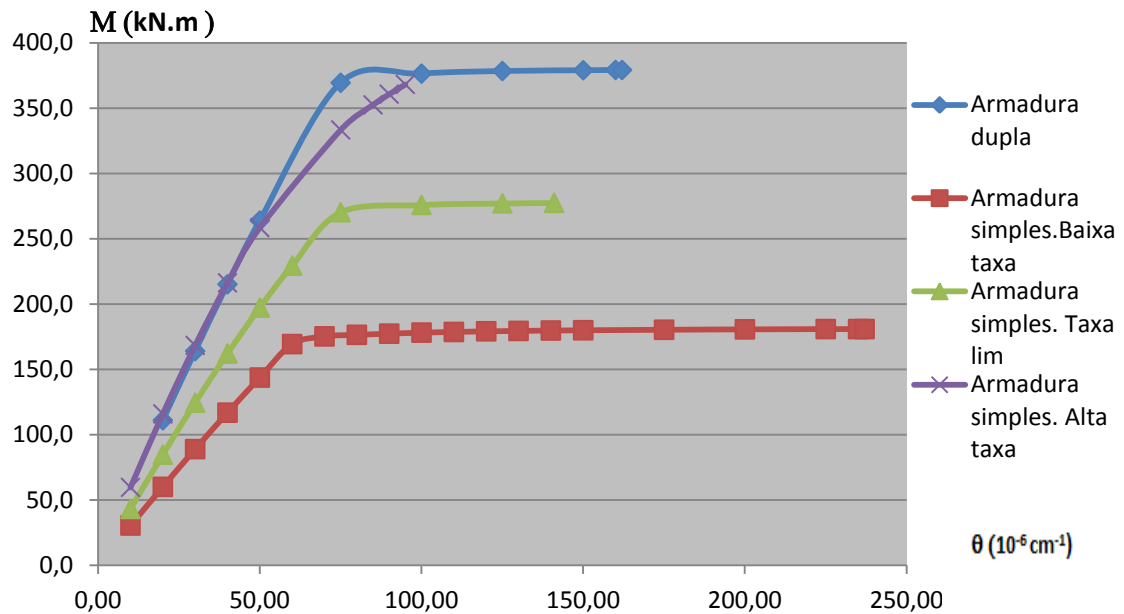
(fonte: elaborado pelo autor)

Nesse gráfico, é possível perceber que ocorre um comportamento elástico linear até a curvatura de aproximadamente  $75.10^{-6} \text{ cm}^{-1}$  com uma grande variação de momento. A partir dali, não há um ganho significativo do momento até atingir  $162.10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ , demonstrando que a estrutura atinge o limite da sua capacidade portante e que não apresenta grande deformação antes da ruptura.

A partir dessas análises, é possível perceber que os comportamentos são distintos em seções com mesmas dimensões e taxas de armaduras diferentes e que se deve buscar uma configuração que atenda às necessidades de uso e de segurança. Para melhor avaliação, é apresentado um comparativo, apresentado na figura 26, e faz-se as seguintes observações:

- a) para as estruturas suportarem maiores carregamentos, é necessário que a taxa de armadura seja aumentada;
- b) a taxa de armadura não deve ser aumentada de maneira que reduza as deformações antes da ruína, mantendo os limites estabelecidos de ductilidade a fim de evitar rupturas frágeis;
- c) a configuração com armadura dupla confere a estrutura um ganho de resistência sem tanto prejuízo à segurança quando na ruptura;
- d) não é recomendável utilizar altas taxas de armadura, uma vez que ocasiona ruptura do tipo frágil, caracterizado pelo domínio 4.

Figura 26 - Comparativo do comportamento das seções de mesma dimensão



(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.2 VERIFICAÇÃO PROPOSTA DO COMPORTAMENTO DE LAJES

Assim como o estudo feito para as vigas, as lajes têm seu comportamento analisado a partir da variação das taxas de armadura para a mesma configuração dimensional.

A seguir, serão apresentadas 3 tabelas, nos quadros 5,6 e 7, com os resultados dos cálculos para diferentes taxas de armadura.

Quadro 5- Laje 1

LAJE 1						
b	100	cm		d'	2,9	cm
h	10	cm				
As	1,5	cm <sup>2</sup>				
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,2	100	1,539	0,217	0,556	0,154	0,846
2,3	200	1,558	0,219	1,108	0,312	1,688
3,4	300	1,577	0,222	1,657	0,473	2,527
4,3	400	1,548	0,218	2,221	0,619	3,381
4,3	500	1,385	0,195	2,853	0,697	4,303
4,3	600	1,282	0,181	3,491	0,769	5,231

Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
4,4	700	1,194	0,168	4,134	0,836	6,164
4,4	800	1,124	0,158	4,781	0,899	7,101
4,4	900	1,066	0,150	5,431	0,959	8,041
4,4	1000	1,017	0,143	6,083	1,017	8,983
4,4	1100	0,975	0,137	6,737	1,073	9,927
4,4	1200	0,939	0,132	7,393	1,127	10,873
4,4	1300	0,907	0,128	8,051	1,179	11,821
4,4	1400	0,879	0,124	8,710	1,230	12,770
4,4	1500	0,853	0,120	9,370	1,280	13,720
4,4	1600	0,831	0,117	10,031	1,329	14,671

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 6 - Laje 2

LAJE 2						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm				
As	2,5	cm <sup>2</sup>				
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1,8	100	1,923	0,271	0,518	0,192	0,808
3,5	200	1,952	0,275	1,030	0,390	1,610
5,2	300	1,982	0,279	1,535	0,595	2,405
6,8	400	2,016	0,284	2,034	0,806	3,194
7,0	500	1,839	0,259	2,630	0,920	4,080
7,1	600	1,695	0,239	3,243	1,017	4,983
7,1	700	1,584	0,223	3,861	1,109	5,891
7,1	800	1,495	0,211	4,484	1,196	6,804
7,2	900	1,422	0,200	5,110	1,280	7,720
7,2	1000	1,361	0,192	5,739	1,361	8,639
7,2	1100	1,309	0,184	6,370	1,440	9,560
7,2	1200	1,264	0,178	7,003	1,517	10,483
7,2	1300	1,225	0,172	7,638	1,592	11,408
7,2	1400	1,190	0,168	8,274	1,666	12,334
7,3	1500	1,160	0,163	8,911	1,739	13,261
7,3	1600	1,132	0,159	9,548	1,812	14,188
7,3	1671	1,115	0,157	10,001	1,863	14,847

(fonte: elaborado pelo autor)



Quadro 7 – Laje 3

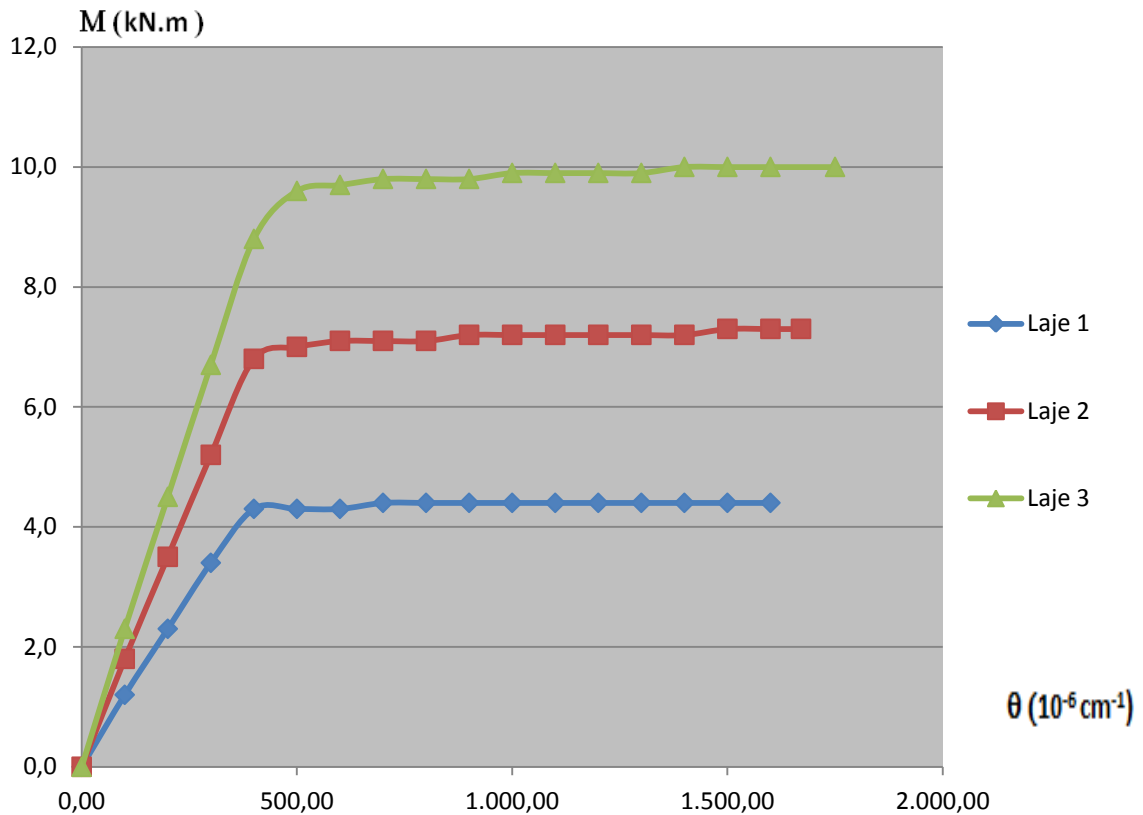
LAJE 3						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm				
As	3,5	cm <sup>2</sup>				
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,3	100	2,216	0,312	0,488	0,222	0,778
4,5	200	2,253	0,317	0,969	0,451	1,549
6,7	300	2,293	0,323	1,442	0,688	2,312
8,8	400	2,337	0,329	1,905	0,935	3,065
9,6	500	2,218	0,312	2,441	1,109	3,891
9,7	600	2,050	0,289	3,030	1,230	4,770
9,8	700	1,921	0,271	3,625	1,345	5,655
9,8	800	1,819	0,256	4,225	1,455	6,545
9,8	900	1,736	0,244	4,828	1,562	7,438
9,9	1000	1,666	0,235	5,434	1,666	8,334
9,9	1100	1,608	0,226	6,042	1,768	9,232
9,9	1200	1,558	0,219	6,650	1,870	10,130
9,9	1300	1,515	0,213	7,260	1,970	11,030
10,0	1400	1,479	0,208	7,870	2,070	11,930
10,0	1500	1,447	0,204	8,479	2,171	12,829
10,0	1600	1,419	0,200	9,089	2,271	13,729
10,0	1750	1,395	0,196	10,004	2,421	15,079

(fonte: elaborado pelo autor)

Para lajes, as taxas de armaduras a serem consideradas são bem menores se comparadas às usadas nas vigas além de possuírem um comportamento muito melhor frente às deformações. Isso porque é perceptível que o ângulo de giro foi drasticamente aumentado devido às dimensões correspondentes a esse tipo de estrutura, permitindo deformações ao longo de seu comprimento que são consideradas favoráveis à segurança. Porém, os momentos resistentes são baixos e o ganho é proporcional ao que se pode aumentar da área de armadura. O limitante do aumento dessa área é a altura em que as lajes se apresentam, afetando os cobrimentos mínimos exigidos.

Na figura 27, estão representadas as lajes 1, 2 e 3 e seus respectivos comportamentos gráficos quando na aplicação das cargas.

Figura 27- Comparativo do comportamento das lajes de mesma dimensão



(fonte: elaborado pelo autor)

No gráfico apresentado, é possível notar o comportamento elástico-linear até aproximadamente  $500 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$  nas 3 lajes, independentemente da taxa de armadura que apresentam. A laje 3 possui capacidade portante maior, uma vez que é a que apresenta maior área de armadura, como já comentado antes, seguida da laje 2, que tem uma taxa menor que ela, e da laje 1 que apresenta a menor taxa entre as 3. Quanto à ductilidade, não houve grandes alterações que configurassem perda no critério de segurança.

### 7.3 DIMENSIONAMENTO PROPOSTO DE REFORÇO PARA VIGAS

Para as mesmas seções apresentadas no item 7.1, são propostos reforços com fibras de carbono e chapas de aço coladas.

### 7.3.1 Dimensionamento com reforço de fibras de carbono

Admitindo que a seção 1 precisa suportar um novo momento máximo de 250 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, aplica-se 1,5 cm<sup>2</sup> de fibra de carbono na superfície tracionada. Utiliza-se a fibra CF130, cujas características estão descritas no quadro 1.

Para a seção 1, são encontrados os dados expressados no quadro 8:

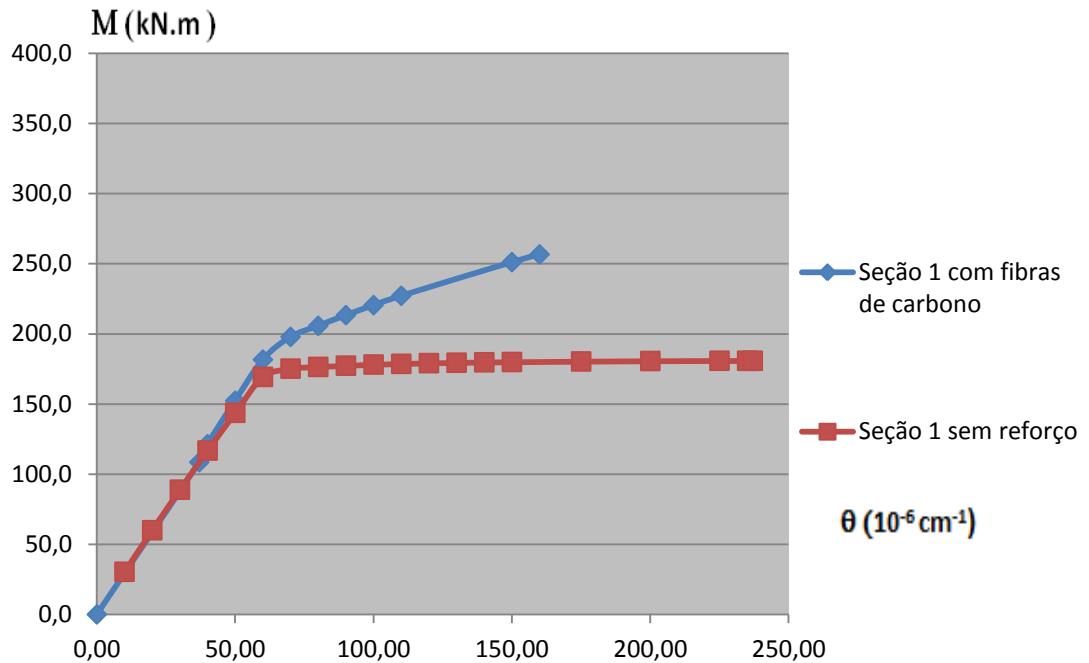
Quadro 8 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + fibra de carbono

SEÇÃO 1 - armadura simples (baixa tx) + fibra						
b	20	cm		d'	4,1	cm
h	60	cm	M <sub>pp</sub> =108,5kN.m	A <sub>fc</sub>	1,5	cm <sup>2</sup>
A <sub>s</sub>	8,36	cm <sup>2</sup>	θ <sub>pp</sub>	37	10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup>	
Mrd (kN.m)	θ(10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup> )	x(cm)	x/d	ε <sub>s</sub> (‰)	ε <sub>c</sub> (‰)	ε <sub>fc</sub> (‰)
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
108,5	37	21,433	0,383	1,275	0,793	0,000
118,2	40	21,673	0,388	1,369	0,867	0,106
149,2	50	22,393	0,401	1,675	1,120	0,453
178,7	60	23,065	0,413	1,970	1,384	0,789
194,0	70	22,741	0,407	2,321	1,592	1,181
202,0	80	22,094	0,395	2,704	1,768	1,605
209,6	90	21,651	0,387	3,082	1,949	2,024
216,8	100	21,372	0,382	3,453	2,137	2,436
223,5	110	21,218	0,380	3,815	2,334	2,839
247,8	150	21,324	0,381	5,186	3,199	4,374
255,0	163	21,501	0,385	5,607	3,505	4,848

(fonte: elaborado pelo autor)

Para o novo momento ao qual foi solicitada a estrutura, com 1,5 cm<sup>2</sup> de área de fibra de carbono já seria o suficiente para atingir esse carregamento e aplicar as cargas correspondentes ao novo uso na estrutura. Percebe-se também que a fibra (reforço) passa a funcionar depois de iniciadas as deformações no concreto. O comportamento que a estrutura assumirá depois de reforçada estará representado no gráfico da figura 28.

Figura 28- Comportamento até a ruptura – seção 1 com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que estrutura reforçada mudou o comportamento da seção inicial apresentando menos ductilidade, porém dentro dos limites de segurança, devido ao fato da fibra não escoar antes de romper. Com a área de fibra aplicada, obteve-se um ganho de capacidade de aproximadamente 42% do momento de ruptura da seção original.

Admitindo que a seção 2 precisa suportar um novo momento máximo de 300 kN.m, acrescentando os mesmos 1,5 cm<sup>2</sup> de fibra de carbono, obtém-se os dados do quadro 9 e o gráfico da figura 29:

Quadro 9 – Seção 2 com armadura limite + fibra de carbono

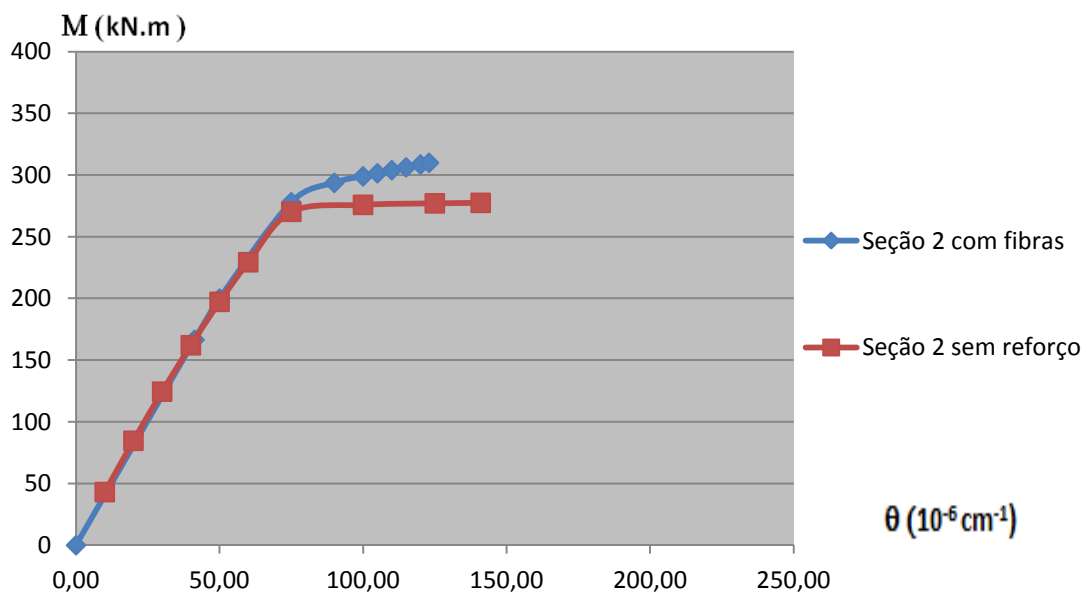
SEÇÃO 2 - armadura simples - limite antes da arm dupla + fibra						
b	20	cm		d'	4,1	cm
h	60	cm	M <sub>pp</sub> =166,8kN.m	A <sub>fc</sub>	1,5	cm <sup>2</sup>
A <sub>s</sub>	14	cm <sup>2</sup>	θ <sub>pp</sub>	41,3	10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup>	
Mrd(kN.m)	θ(10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup> )	x(cm)	x/d	ε <sub>s</sub> (%)	ε <sub>c</sub> (%)	ε <sub>fc</sub> (%)
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
166,5	41,3	26,419	0,473	1,218	1,091	0,000
199,9	50	27,115	0,485	1,439	1,356	0,257
278,0	75	29,265	0,524	1,998	2,195	0,918
293,7	90	29,029	0,519	2,418	2,613	1,400

Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{t+}(\%)$
299,0	100	28,676	0,513	2,722	2,868	1,746
301,5	105	28,549	0,511	2,872	2,998	1,915
304,0	110	28,449	0,509	3,020	3,129	2,084
306,3	115	28,372	0,508	3,166	3,263	2,250
308,6	120	28,316	0,507	3,310	3,398	2,415
310,0	123	28,290	0,506	3,396	3,480	2,513

(fonte: elaborado pelo autor)

A adição da fibra de carbono trouxe um ganho de aproximadamente 12 % de capacidade portante na estrutura, percentual menor, em relação à seção 1, devido à maior taxa de armadura da seção 2. Entretanto, por se tratar de uma seção que possui uma taxa de armadura limite antes de mudar para configuração de armadura dupla, o acréscimo de fibra leva a limites de ductilidade não aceitáveis para os critérios de segurança e não deveria ser utilizada. Pode-se verificar esse comportamento fica mais claramente no gráfico da figura 29.

Figura 29 - Comportamento até a ruptura – seção 2 com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

O gráfico demonstra que estrutura reforçada mudou o comportamento da seção inicial, que estava dentro dos limites de ductilidade, passando a ter um comportamento frágil quando na situação de ruptura.

Admitindo que a seção 3 precisa suportar um novo momento máximo de 400 kN.m, aplica-se os mesmos 1,5 cm<sup>2</sup> de fibra de carbono e obtém-se os dados do quadro 10 e o gráfico da figura 30.

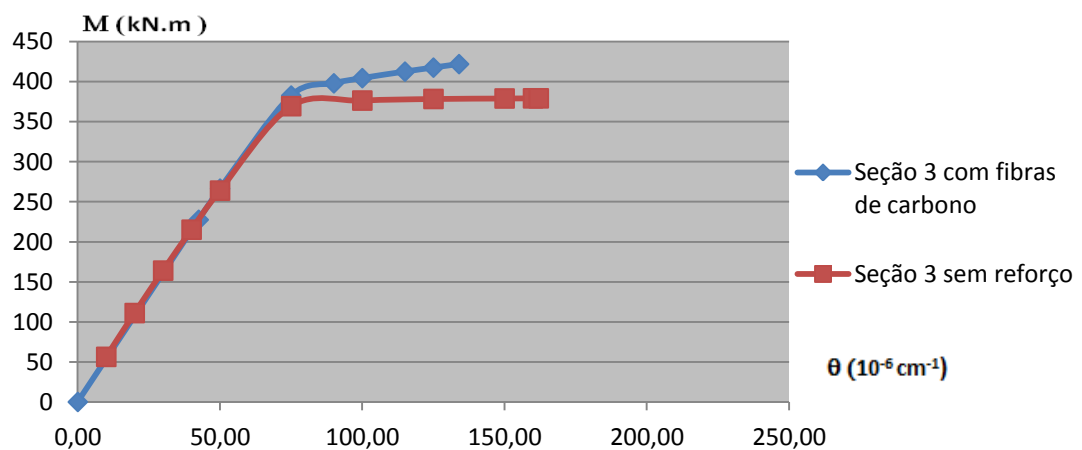
Quadro 10 – Seção 3 com armadura dupla + fibra de carbono

SEÇÃO 3 - armadura dupla + fibra							
b	20	cm					
h	60	cm			d'	4,1	cm
As	18	cm <sup>2</sup>	Mpp=227,5kN.m		Afc	1,5	cm <sup>2</sup>
As'	6	cm <sup>3</sup>	$\theta_{pp}$	41,3	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$		
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{s-}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{fc+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
227,5	42,5	26,303	0,471	1,258	0,944	1,118	0,000
266,4	50	26,774	0,479	1,456	1,134	1,339	0,229
382,6	75	28,381	0,508	2,064	1,821	2,129	0,939
397,9	90	26,804	0,479	2,619	2,043	2,412	1,556
404,4	100	26,372	0,472	2,953	2,227	2,637	1,931
412,5	115	26,103	0,467	3,427	2,530	3,002	2,466
417,5	125	26,030	0,466	3,734	2,741	3,254	2,814
421,9	134	26,016	0,465	4,004	2,937	3,486	3,122

(fonte: elaborado pelo autor)

Nessa configuração, o ganho com a aplicação das fibras ficou em torno de 11% devido ao fato da taxa de armadura não ser baixa. Isso ocorre porque o concreto acaba rompendo antes da armadura, já que a resistência dele acaba sendo menor que a do sistema composto. Quanto às mudanças de comportamento, elas estarão ilustradas no gráfico da figura 30.

Figura 30 - Comportamento até a ruptura – seção 3 com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

Do gráfico acima, pode-se dizer que o comportamento foi praticamente elástico-linear em todos os intervalos. Muito dessa característica de ruptura frágil vem da configuração inicial com uma taxa de armadura elevada adicionada às características da fibra (grande resistência e não escoamento antes de romper). Por não atender aos requisitos exigidos quando a ductibilidade, verificado também na relação  $x/d$ , essa solução não seria aceita.

### 7.3.2 Dimensionamento com reforço de chapas de aço coladas

Admitindo que a seção 1 precisa suportar um novo momento máximo de 250 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, aplica-se 3,0 cm<sup>2</sup> de chapa de aço na superfície tracionada. Utiliza-se uma chapa com tensão de escoamento de 340 kN/m junto à mesma deformação de início de escoamento e mesmo módulo de elasticidade do aço.

Para a seção 1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 11:

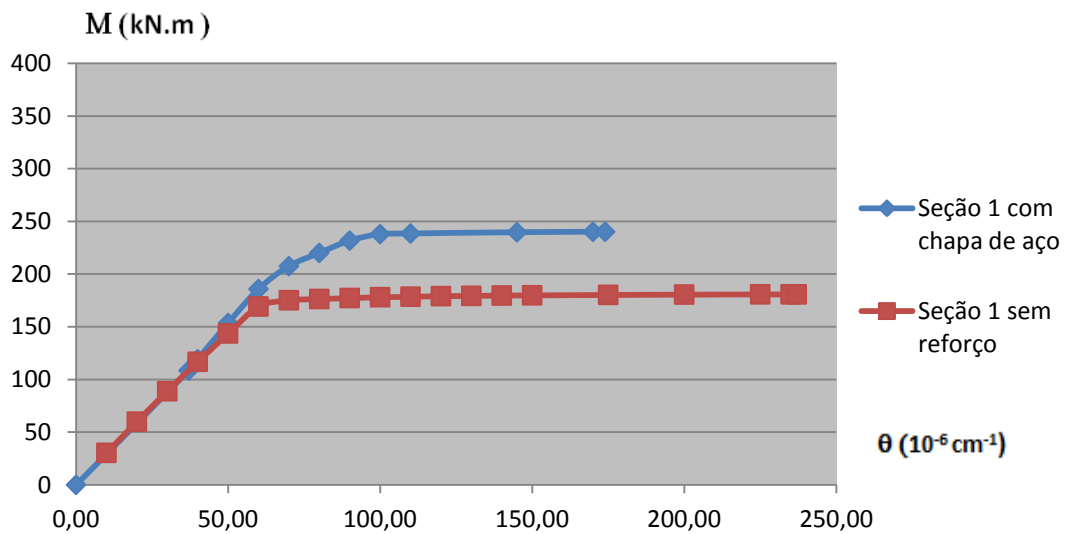
Quadro 11 – Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + chapa de aço

SEÇÃO 1 - armadura simples (baixa tx) + chapa de aço						
b	20	cm		d'	4,1	cm
h	60	cm	Mpp=108,5kN.m	Achapa	3,0	cm <sup>2</sup>
As	8,36	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	37	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	
Mrd (kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_s(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0	0	0
108,5	37	21,433	0,383	1,275	0,793	0,000
119,2	40	21,774	0,390	1,365	0,871	0,102
153,5	50	22,753	0,407	1,657	1,138	0,435
185,9	60	23,610	0,422	1,937	1,417	0,756
207,5	70	23,755	0,425	2,250	1,663	1,110
220,1	80	23,417	0,419	2,599	1,873	1,500
231,8	90	23,278	0,416	2,936	2,095	1,878
237,9	100	22,937	0,410	3,296	2,294	2,279
238,5	110	22,331	0,399	3,693	2,456	2,717
239,7	145	20,868	0,373	5,080	3,026	4,247
240,1	170	20,192	0,361	6,070	3,433	5,340
240,2	174	20,101	0,360	6,229	3,498	5,515

(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de 33 % do encontrado na peça original e não houve problemas com os limites de ductilidade. Porém, para uma área de chapa duas vezes maior que a área utilizada com fibras, não foi possível atingir o momento do novo carregamento e a solução não seria possível. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está ilustrado na figura 31.

Figura 31 - Comportamento até a ruptura – seção 1 com chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se notar no gráfico que não há uma mudança considerável do comportamento da estrutura reforçada com chapa para estrutura sem reforço, a não ser pelo novo momento que é atingido e a curvatura reduzida na condição reforçada.

Admitindo que a seção 2 precisa suportar um novo momento máximo de 400 kN.m e aplicando-se a mesma chapa da seção 1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 12:



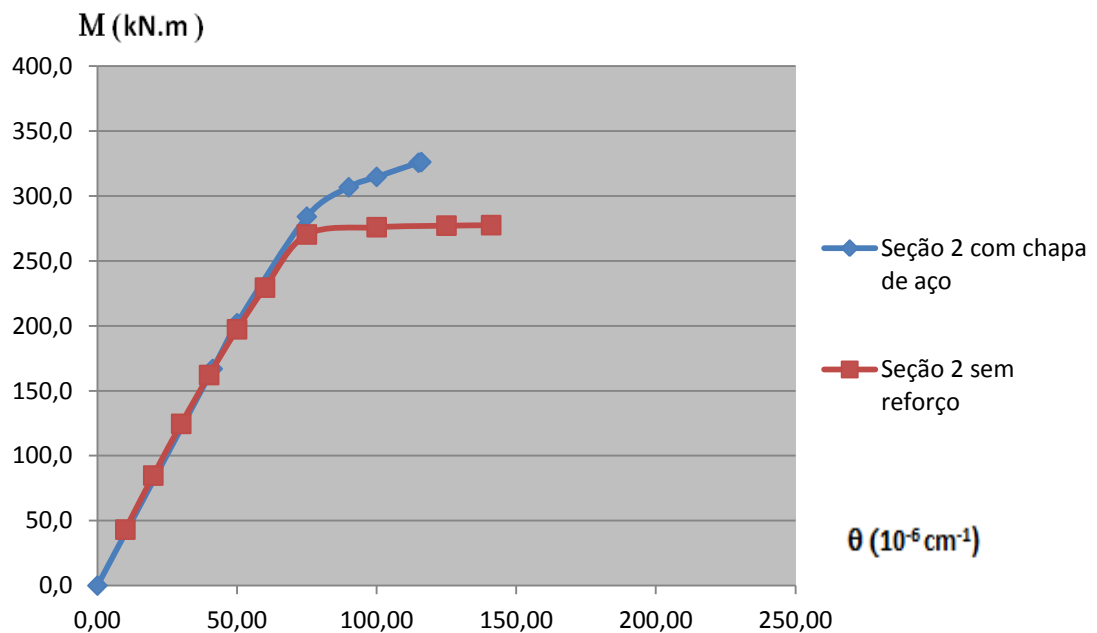
Quadro 12 – Seção 2 com armadura limite + chapa de aço

SEÇÃO 2 - armadura simples - limite antes da arm dupla + chapa de aço						
b	20	cm		d'	4,1	cm
h	60	cm	Mpp=166,8kN.m	Achapa	3,0	cm <sup>2</sup>
As	14*	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	41,3	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	
Mrd (kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_s(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
166,8	41,3	26,419	0,473	1,218	1,091	0,000
202,0	50	27,280	0,488	1,431	1,364	0,249
284,0	75	29,730	0,532	1,963	2,230	0,883
306,7	90	30,155	0,539	2,317	2,714	1,299
314,6	100	30,054	0,538	2,585	3,005	1,608
325,6	115	30,105	0,539	2,966	3,462	2,051
326,0	116	30,095	0,538	2,993	3,491	2,082

(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de aproximadamente 17% do encontrado na peça original, acontecendo a ruptura no concreto, porém, houve problemas com os limites de ductilidade. Essa solução também não poderia ser utilizada. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está ilustrado na figura 32.

Figura 32 - Comportamento até a ruptura – seção 2 com chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que o patamar de escoamento da seção reforçada foi reduzido, mantendo a seção com comportamento elástico-linear por mais intervalos e excedendo os limites de ductilidade exigidos.

Admitindo que a seção 3 precisa suportar um novo momento máximo de 400 kN.m e aplicando-se a mesma chapa da seção1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 13:

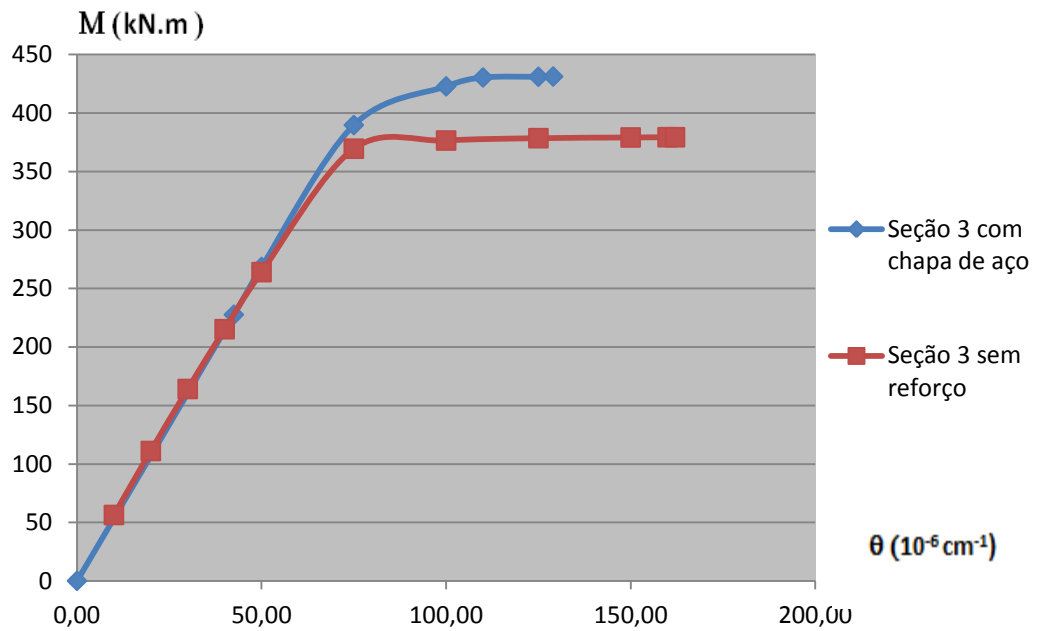
Quadro 13 – Seção 3 com armadura dupla + chapa de aço

SEÇÃO 3 - armadura dupla + chapa de aço							
b	20	cm					
h	60	cm		d'	4,1	cm	
As	18	cm <sup>2</sup>	Mpp=227,5kN.m	Achapa	3	cm <sup>2</sup>	
As'	6	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	42,5	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$		
Mrd (kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{s-}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch+}(\%)$
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
227,5	42,5	26,303	0,471	1,258	0,944	1,118	0,000
268,3	50	26,898	0,481	1,450	1,140	1,345	0,223
389,6	75	28,754	0,514	2,036	1,849	2,157	0,911
422,7	100	27,897	0,499	2,800	2,380	2,790	1,778
430,3	110	27,897	0,499	3,080	2,618	3,069	2,099
430,9	125	27,170	0,486	3,591	2,884	3,396	2,672
431,1	129	27,004	0,483	3,728	2,955	3,484	2,824

(fonte: elaborado pelo autor)

Para essa configuração, o ganho foi de aproximadamente 14% e o limite de ductilidade não ficou dentro do estabelecido para o estado de ruptura, assim como outros intervalos de ângulo de giro excederam esse valor. O comportamento da estrutura está representado na figura 33.

Figura 33 - Comportamento até a ruptura – seção 3 com chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3.3 Dimensionamento com reforço de perfil de aço

Admitindo que a seção 1 precisa suportar um novo momento máximo de 250 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, aplica-se um perfil W150x13(Tipo I)<sup>8</sup> em aço com tensão de escoamento igual a 34,5kN/cm<sup>2</sup> na superfície tracionada.

Para a seção 1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 14:

<sup>8</sup> Informações obtidas através do catálogo Gerdau-Açominas.

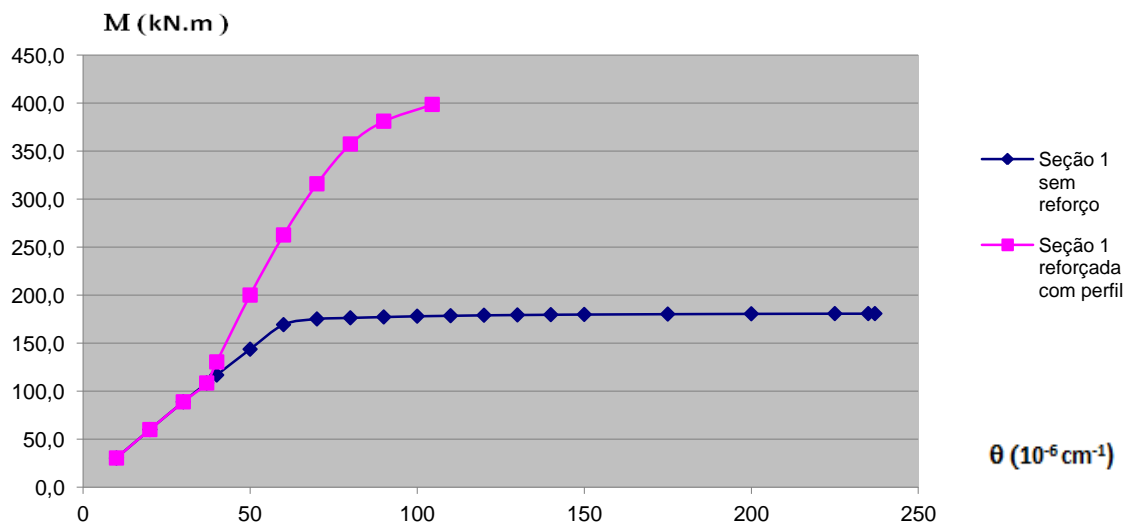
Quadro 14 - Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + perfil de aço

SEÇÃO 1 - armadura simples (baixa taxa) - Reforçada com perfil											
b	20	cm				d'	4,1	cm			
h	60	cm			M <sub>pp</sub> =108,5kN.m						
As	8,36	cm <sup>2</sup>			θ <sub>pp</sub>	37.10 <sup>-6</sup>	cm <sup>-1</sup>				
θ	M	x	x/(h+d)	ε <sub>s+</sub> mesa superior	ε <sub>s+</sub> al superior	ε <sub>s+</sub> al inferior	ε <sub>s+</sub> m inferior	ε <sub>c</sub>	ε <sub>s+</sub>	ε <sub>s-</sub>	
10	30,4	20,570	0,275	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
20	60,0	20,868	0,279	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
30	88,9	21,191	0,283	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
37	108,5	21,430	0,286	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
40	130,5	22,615	0,302	0,069	0,070	0,111	0,112	0,905	1,331	0,000	
50	200,1	25,665	0,343	0,293	0,296	0,476	0,479	1,283	1,512	0,000	
60	262,7	27,984	0,374	0,500	0,505	0,823	0,829	1,679	1,675	0,000	
70	315,9	29,999	0,401	0,681	0,689	1,145	1,153	2,100	1,813	0,000	
80	357,4	31,800	0,425	0,840	0,850	1,444	1,455	2,544	1,928	0,000	
90	381,1	32,954	0,441	1,020	1,033	1,766	1,779	2,966	2,065	0,000	
104,5	398,6	33,492	0,448	1,360	1,376	2,309	2,326	3,500	2,342	0,000	

(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de mais de 100 % do encontrado na peça original, não havendo problemas com os limites de ductilidade e considerando a altura do perfil I nesse cálculo. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está ilustrado na figura 34.

Figura 34 - Comportamento até a ruptura – seção 1 com perfil de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se pelo gráfico que há um ganho de rigidez alto, ainda que dentro dos limites de ductilidade exigidos, utilizando essa consideração a partir de um  $x/(h+d)$ . Porém, o comportamento da seção reforçada é muito diferente do comportamento dúctil, de forma que talvez o limite a ser utilizado seja efetivamente o  $x/d$  e não o  $x/(h+d)$ . Com isso, a viga reforçada ganha altura, mas o comportamento se tornar frágil na estrutura reforçada. Assim, apresentando também um aumento na capacidade acima do solicitado para a nova condição da edificação é uma boa alternativa de reforço.

Admitindo que a seção 2 precisa suportar um novo momento máximo de 400 kN.m e aplicando-se o mesmo perfil que foi utilizado na seção 1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 15:

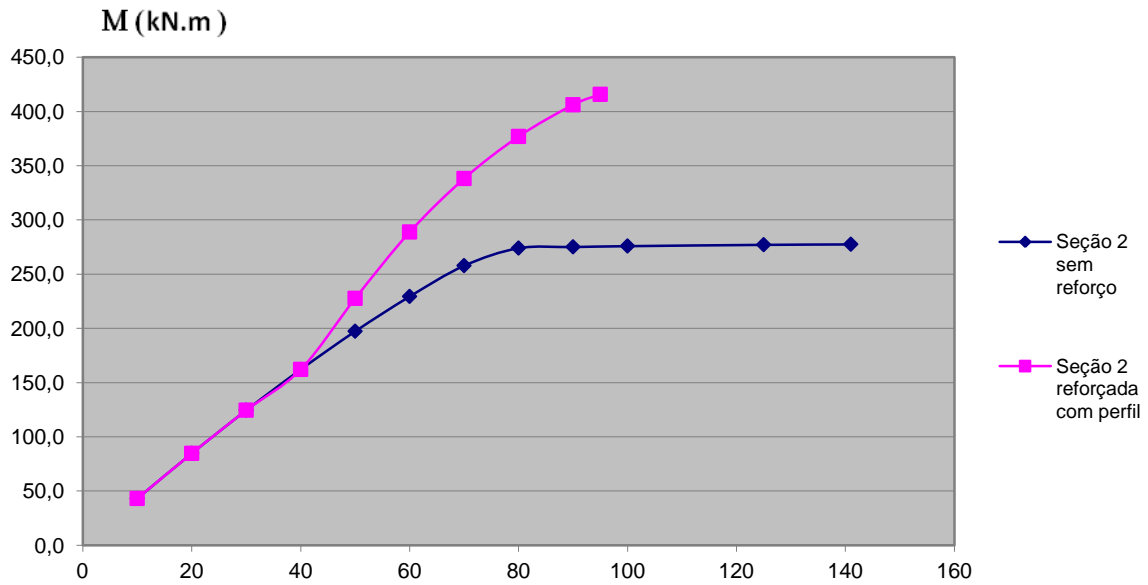
Quadro 15 - Seção 2 com armadura limite + perfil de aço

SEÇÃO 2 - armadura simples - limite antes da arm dupla - Reforçada com perfil										
b	20	cm				d'	4,1	cm		
h	60	cm				Mpp=166,8MPa				
As	14	cm <sup>2</sup>				$\theta_{pp}$	41,3.10 <sup>-6</sup>	cm <sup>-1</sup>		
$\theta$	M	x	x/(h+d)	$\epsilon_{s+}$ mesa superior	$\epsilon_{s+}$ alma superior	$\epsilon_{s+}$ alma inferior	$\epsilon_{s+}$ mesa inferior	$\epsilon_c$	$\epsilon_{s+}$	$\epsilon_{s-}$
10	43,1	24,993	0,334	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20	84,7	25,404	0,340	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30	124,5	25,853	0,346	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
40	162,1	26,350	0,352	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50	227,6	28,728	0,384	0,140	0,143	0,323	0,326	1,436	1,359	0,000
60	288,8	30,930	0,414	0,323	0,329	0,646	0,652	1,856	1,498	0,000
70	338,1	32,900	0,440	0,478	0,486	0,942	0,951	2,303	1,610	0,000
80	376,9	34,710	0,464	0,607	0,617	1,212	1,222	2,777	1,695	0,000
90	406,1	36,260	0,485	0,723	0,736	1,468	1,481	3,263	1,768	0,000
95	415,7	36,830	0,492	0,788	0,802	1,604	1,618	3,500	1,811	0,000

(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de aproximadamente 49% do encontrado na peça original e atenderia às novas necessidades da estrutura. Entretanto, apresenta problemas com os limites de ductilidade nesse cálculo, impedindo a aplicação do reforço para essa configuração. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está ilustrado na figura 35.

Figura 35 – Comportamento até a ruptura – seção 2 com chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Pelo gráfico, nota-se que a mudança de comportamento da estrutura é também quanto ao ganho de rigidez e esse acréscimo de capacidade portante, porém não é uma boa alternativa para reforço já que não respeita os limites de segurança quando no momento de ruptura.

Admitindo que a seção 3 precisa suportar um novo momento máximo de 450 kN.m e aplicando-se o mesmo perfil de aço da seção 1, foram encontrados os dados apresentados no quadro 16:

Quadro 16 - Seção 3 com armadura dupla + perfil de aço

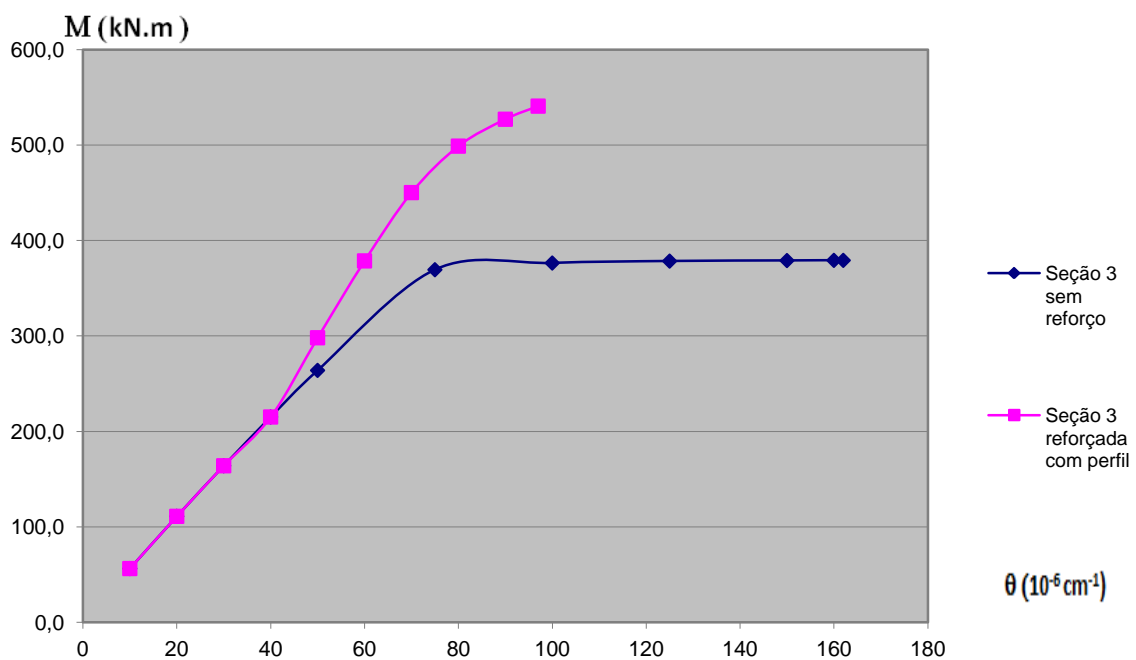
SEÇÃO 3 - armadura dupla - reforçada com perfil									
b	20	cm							
h	60	cm			d'	4,1	cm		
As	18	cm			Mpp=227,5kNm				
As'	6	cm <sup>2</sup>			θpp	42,5.10 <sup>-6</sup>	cm <sup>-1</sup>		
θ	Mrd	x	x/(h+d)	εs+ alma superior	εs+ alma inferior	εs+ mesa inferior	εc	εs+	εs-
10	56,3	25,112	0,336	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
20	111,0	25,447	0,340	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30	164,0	25,808	0,345	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
40	215,1	26,200	0,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50	298,1	28,249	0,378	0,167	0,347	0,350	1,412	1,383	1,207
60	378,6	30,076	0,402	0,380	0,698	0,703	1,805	1,549	1,559
70	450,2	31,663	0,423	0,573	1,029	1,037	2,216	1,697	1,929

$\theta$	Mrd	x	x/(h+d)	$\epsilon_{s+}$ alma superior	$\epsilon_{s+}$ alma inferior	$\epsilon_{s+}$ mesa inferior	$\epsilon_c$	$\epsilon_{s+}$	$\epsilon_{s-}$
80	498,9	33,472	0,447	0,716	1,311	1,321	2,678	1,794	2,350
90	527,1	35,033	0,468	0,846	1,578	1,591	3,153	1,878	2,784
97	540,8	35,909	0,480	0,939	1,768	1,783	3,483	1,939	3,085

(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de aproximadamente 42% do encontrado na peça original e atenderia às novas necessidades da estrutura, mas também apresenta problemas com os limites de ductilidade nesse cálculo, impedindo a aplicação do reforço para essa configuração. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está ilustrado na figura 36.

Figura 36 – Comportamento até a ruptura – seção 3 com perfil de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Muito semelhante ao que aconteceu no seção 2 reforçada, nota-se que a mudança de comportamento da estrutura é também quanto ao ganho de rigidez e esse acréscimo de capacidade portante, porém não é uma boa alternativa para reforço já que não respeita os limites de segurança quando no momento de ruptura.

### 7.3.4 Dimensionamento com reforço com aumento de seção

Admitindo que a seção 1 precisa suportar um novo momento máximo de 250 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, adiciona-se 1 cm<sup>2</sup> de armadura na parte superior e 6 cm<sup>2</sup> de armadura na parte inferior, aumentando-se também em 4cm o concreto em cada lado. Os dados encontrados na simulação estão descritos no quadro 17.

Quadro 17 - Seção 1 com armadura simples de baixa taxa + aumento de seção

SEÇÃO 1- armadura simples (baixa taxa) + aumento de seção								
b	20	cm						
h	60	cm	M <sub>pp</sub> =108,5kN.m					
As	8,36	cm <sup>2</sup>	θ <sub>pp</sub>		37.10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup>			
θ	M	x	x/d	ε <sub>c</sub>	ε <sub>s+</sub>	ε <sub>c ad</sub>	ε <sub>s+ ad</sub>	ε <sub>s- ad</sub>
10	30,4	20,570	0,368	0,206	0,353	0,000	0,000	0,000
20	60,0	20,868	0,373	0,417	0,701	0,000	0,000	0,000
30	88,9	21,191	0,379	0,636	1,041	0,000	0,000	0,000
37	108,5	21,430	0,383	0,793	1,275	0,000	0,000	0,000
40	125,8	21,327	0,382	0,853	1,383	0,060	0,111	0,063
50	183,5	21,251	0,380	1,063	1,732	0,270	0,501	0,282
60	240,5	21,450	0,384	1,287	2,067	0,494	0,911	0,517
70	263,7	20,380	0,365	1,427	2,486	0,634	1,230	0,664
80	288,0	19,697	0,352	1,576	2,896	0,783	1,576	0,821
90	313,3	19,318	0,346	1,739	3,292	0,946	1,948	0,993
100	323,1	18,512	0,331	1,851	3,739	1,058	2,286	1,113
110	325,1	17,578	0,314	1,934	4,215	1,141	2,610	1,202
120	326,8	16,783	0,300	2,014	4,694	1,221	2,945	1,289
130	328,2	16,101	0,288	2,093	5,174	1,300	3,289	1,375
140	329,4	15,512	0,277	2,172	5,654	1,379	3,642	1,461
150	330,5	14,999	0,268	2,250	6,135	1,457	4,005	1,546
175	332,3	13,987	0,250	2,448	7,335	1,655	4,948	1,763
200	333,5	13,253	0,237	2,651	8,529	1,858	5,941	1,985
225	334,1	12,758	0,228	2,870	9,707	2,077	6,985	2,226

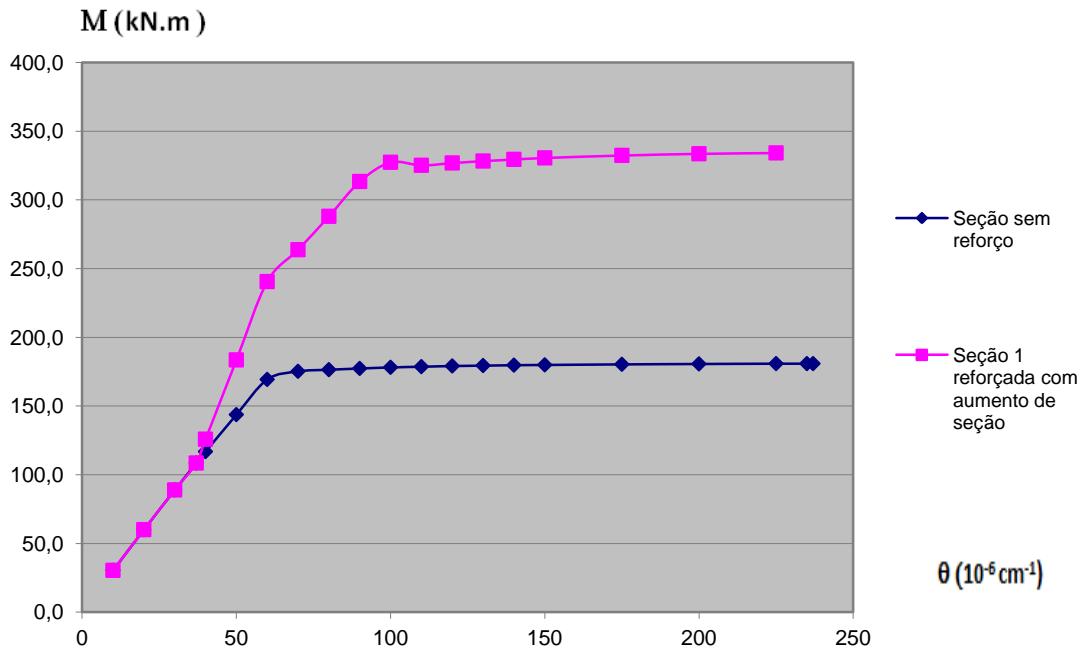
(fonte: elaborado pelo autor)

O ganho aproximado de capacidade portante foi de aproximadamente 85% do encontrado na peça original e atenderia às novas necessidades da estrutura além de apresentar bons



resultados quanto à ductilidade. Para ilustrar, o comportamento da seção 1 está demonstrado na figura 37.

Figura 37 – Comportamento até a ruptura – seção 1 com aumento de seção



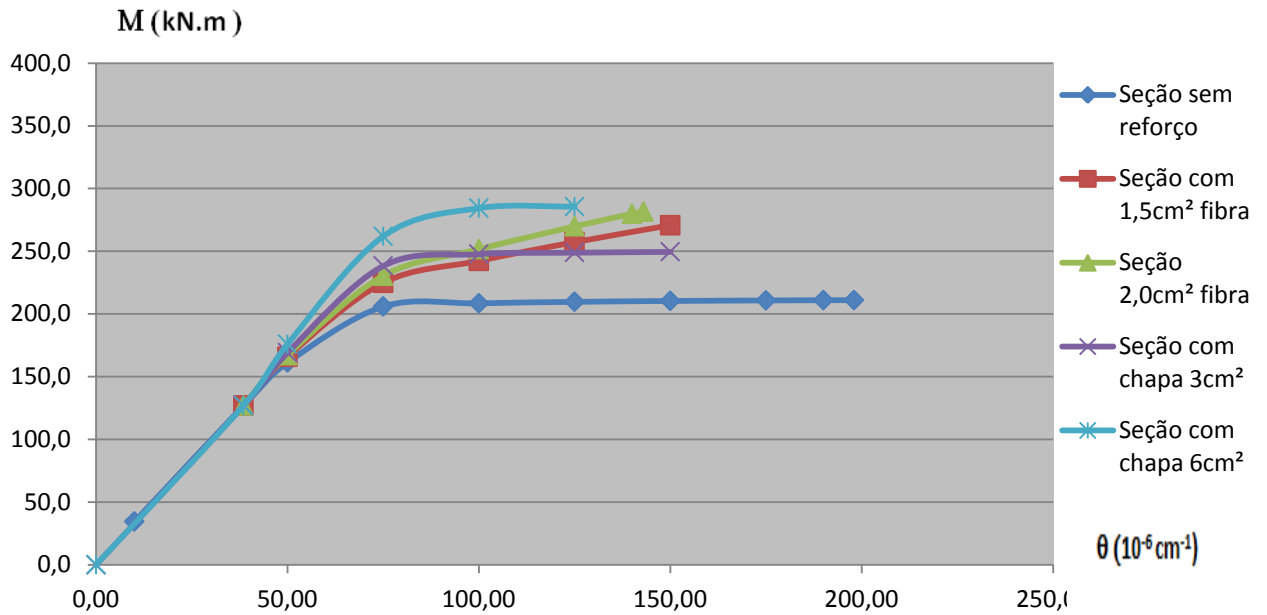
(fonte: elaborado pelo autor)

O gráfico demonstra que o padrão de comportamento da estrutura não muda, permanecendo com bons aspectos de ductilidade junto com um ganho bem considerável de capacidade portante. Esta seria uma boa solução para reforço se não fosse a dificuldade na execução do aumento da seção como um todo o contorno, sendo mais aplicável em peças pré-moldadas ou isoladas do restante da estrutura.

### 7.3.5 Comparativo da aplicação de diferentes reforços em uma viga

Supondo uma viga de seção 20cmx60cm com armadura simples de 10 cm<sup>2</sup>, são aplicados diferentes tipos de reforço e os resultados encontrados podem ser notados na figura 38:

Figura 38 – Comparativo do comportamento de vigas reforçadas x viga sem reforço

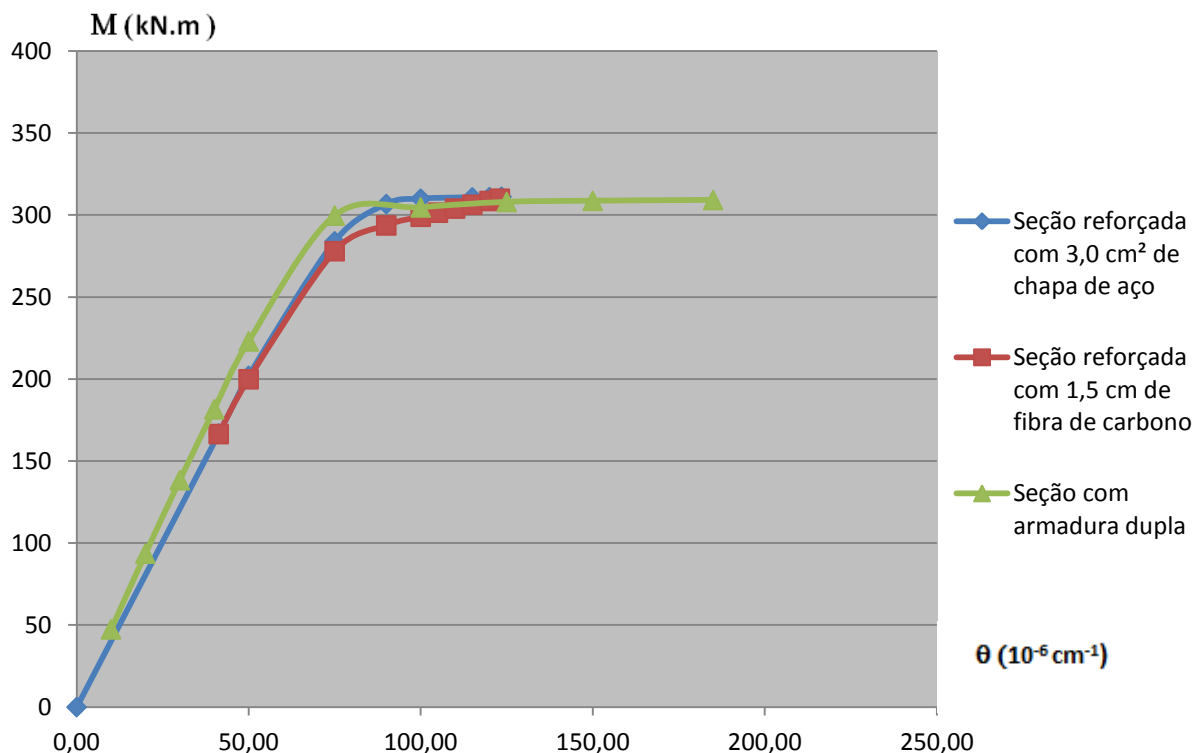


(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se notar que o momento de ruptura na seção sem reforço acontece quando ela atinge 211 kN.m e o maior ganho se dá na seção com chapa de 6 cm<sup>2</sup>. Em relação à ruptura, as fibras com diferentes áreas apresentam comportamentos bem próximos, o que não acontece nas seções com chapas. Isso porque, a medida que são acrescentadas em área, essas seções perdem mais rapidamente o comportamento dúctil e as deformações antes da ruptura são reduzidas. Em relação a ganhos de capacidade e às condições de segurança admissíveis, os melhores resultados são encontrados na seção com chapa de 6 cm<sup>2</sup> e na seção com fibra de 2,0cm<sup>2</sup>.

Também foi feito um estudo com uma seção de 20cmx60cm onde deseja-se atingir um momento de 300 kN.m para diferentes tipos de reforço conforme apresentado na figura 39 abaixo.

Figura 37 – Comparativo do comportamento de uma viga reforçada com fibra, chapa e uso de armadura dupla



(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se dizer que as 3 soluções apresentadas atingem o objetivo esperado quanto a capacidade portante e são muito semelhantes no comportamento quanto à ruptura. Por ser uma solução mais viável economicamente, a seção com armadura dupla é a escolha mais apropriada para o caso apresentado.

## 7.4 DIMENSIONAMENTO PROPOSTO DE REFORÇO PARA LAJES

Para as mesmas seções apresentadas no item 7.2, são propostos reforços com fibras de carbono e chapas de aço coladas.

### 7.4.1 Dimensionamento com reforço de fibras de carbono

Admitindo que as seções 1, 2 e 3 precisam suportar um novo momento máximo de 20 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, aplica-se 1,5 cm<sup>2</sup> de fibra de carbono na superfície tracionada. Utiliza-se a fibra

CF130, cujas características estão descritas no quadro 1. Assim, são apresentados, nos quadros 18, 19 e 20 os dados encontrados abaixo.

Quadro 18 – Laje 1 + fibra de carbono

LAJE 1						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Afc	2	cm <sup>2</sup>	
As	1,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	230	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	Mpp=2,636kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_s+(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{fc}+(\%)$
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,6	230	1,563	0,220	1,273	0,360	0,000
5,3	300	1,869	0,263	1,569	0,561	0,499
9,1	400	2,125	0,299	1,990	0,850	1,210
12,2	500	2,229	0,314	2,435	1,115	1,945
15,2	600	2,308	0,325	2,875	1,385	2,675
18,1	700	2,391	0,337	3,297	1,673	3,386
20,8	800	2,482	0,350	3,695	1,985	4,074
23,3	900	2,586	0,364	4,063	2,327	4,732
25,6	1000	2,700	0,380	4,400	2,700	5,360
27,8	1100	2,818	0,397	4,710	3,100	5,960
29,7	1195	2,933	0,413	4,979	3,505	6,505

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 19 – Laje 2 + fibra de carbono

LAJE 2						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Afc	2	cm <sup>2</sup>	
As	2,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	250	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	Mpp=4,332kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_s+(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{fc}+(\%)$
0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,3	250	1,967	0,277	1,283	0,492	0,000
8,5	350	2,283	0,321	1,686	0,799	0,693
12,5	450	2,481	0,349	2,078	1,117	1,375
16,9	600	2,549	0,359	2,730	1,530	2,462
19,6	700	2,614	0,368	3,140	1,830	3,162
22,2	800	2,696	0,380	3,523	2,157	3,835
24,6	900	2,796	0,394	3,874	2,516	4,476
26,8	1000	2,904	0,409	4,196	2,904	5,087
28,9	1100	3,019	0,425	4,490	3,320	5,671
29,7	1140	3,065	0,432	4,600	3,494	5,898

(fonte: elaborado pelo autor)

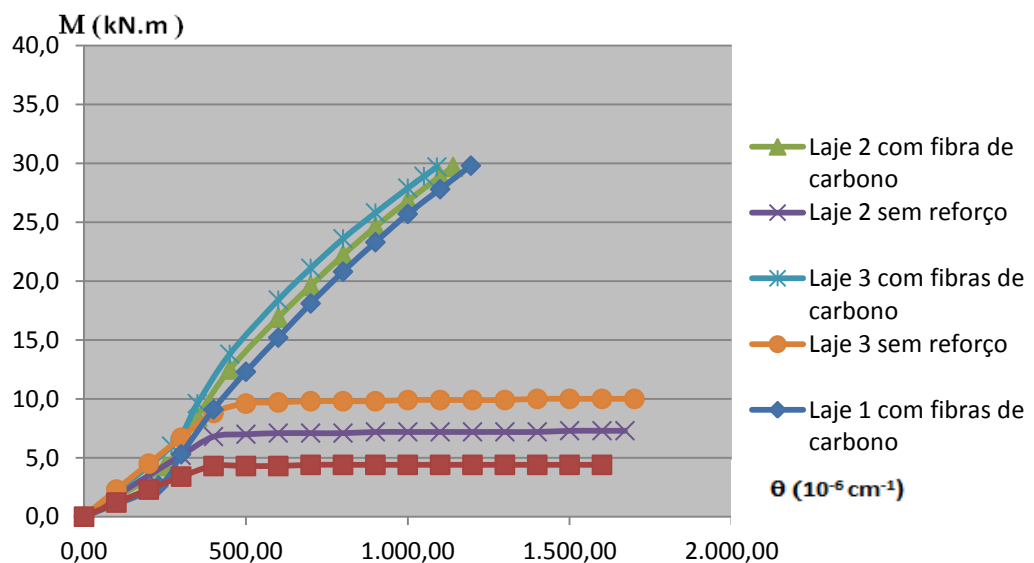
Quadro 20 – Laje 3 + fibra de carbono

LAJE 3						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Afc	2	cm <sup>2</sup>	
As	3,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	270	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	Mpp=6,043kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{fc+}(\%)$
0	0	0,000	0,000	0	0	0
6,1	270	2,281	0,321	1,301	0,616	0,000
9,6	350	2,507	0,353	1,607	0,878	0,538
13,8	450	2,708	0,381	1,976	1,219	1,197
18,4	600	2,781	0,392	2,592	1,668	2,247
21,1	700	2,832	0,399	2,987	1,983	2,933
23,6	800	2,909	0,410	3,353	2,327	3,588
25,8	900	3,003	0,423	3,687	2,703	4,213
27,9	1000	3,107	0,438	3,993	3,107	4,808
28,9	1050	3,162	0,445	4,135	3,320	5,096
29,7	1090	3,206	0,452	4,245	3,494	5,321

(fonte: elaborado pelo autor)

Diferentemente dos resultados encontrados nas vigas, os ganhos com o reforço nas lajes são significativamente maiores em percentual, atinge até 6 vezes a resistência inicial, e as alterações nas condições de ductilidade não chegam a afetar os limites estabelecidos de segurança. O comportamento da estrutura até a ruptura está representado na figura 40.

Figura 40 - Comportamento até a ruptura – lajes 1, 2 e 3 com fibra de carbono



(fonte: elaborado pelo autor)

O comportamento das 3 seções é praticamente igual, independente da taxa de armadura, e é notável a sensibilidade das lajes quanto ao acréscimo da fibra. Isso acontece porque a laje funciona basicamente através das armaduras e o reforço na região tracionada potencializa a capacidade portante da viga. Qualquer uma das seções reforçadas poderia ser utilizada no novo uso.

#### 7.4.2 Dimensionamento com reforço de chapa de aço coladas

Admitindo que as seções 1, 2 e 3 precisam suportar um novo momento máximo de 20 kN.m e que o momento devido ao peso próprio seja 0,6 vezes o momento da ruptura da seção sem reforço, aplica-se 3,0 cm<sup>2</sup> de chapa de aço na superfície tracionada. Utiliza-se a chapa de tensão de escoamento igual a 340 kN.m e mesma deformação de início de escoamento e módulo de elasticidade do aço. Assim, são apresentados, nos quadros 21, 22 e 23 os dados encontrados abaixo.

Quadro 21 – Laje 1 + chapa de aço colada

Laje 1 + chapa de aço colada						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Achapa	3,0	cm <sup>2</sup>	
As	1,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	230	10 <sup>-6</sup> cm <sup>-1</sup>	M <sub>pp</sub> =2,6kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{c}(\%)$	$\epsilon_{ch+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0	0	0
2,6	230	1,563	0,220	1,273	0,360	0,000
8,2	350	2,134	0,301	1,738	0,747	0,813
12,3	500	2,232	0,314	2,434	1,116	1,943
12,5	750	1,880	0,265	3,915	1,410	4,150
12,6	1000	1,678	0,236	5,422	1,678	6,382
12,6	1250	1,547	0,218	6,941	1,934	8,625
12,6	1500	1,458	0,205	8,462	2,188	10,872
12,7	1750	1,395	0,196	9,984	2,441	13,118
12,7	1835	1,377	0,194	10,501	2,527	13,882

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 22 – Laje 2 + chapa de aço colada

Laje 2 + chapa de aço colada						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Achapa	3,0	cm <sup>3</sup>	
As	2,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	250	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	Mpp=4,3kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch+}(\%)$
0,0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,3	250	1,967	0,277	1,283	0,492	0,000
14,8	500	2,573	0,362	2,263	1,287	1,705
15,0	750	2,184	0,308	3,687	1,638	3,854
15,1	1000	1,967	0,277	5,133	1,967	6,025
15,2	1250	1,834	0,258	6,583	2,292	8,199
15,2	1500	1,745	0,246	8,033	2,617	10,374
15,3	1850	1,661	0,234	10,062	3,073	13,419

(fonte: elaborado pelo autor)

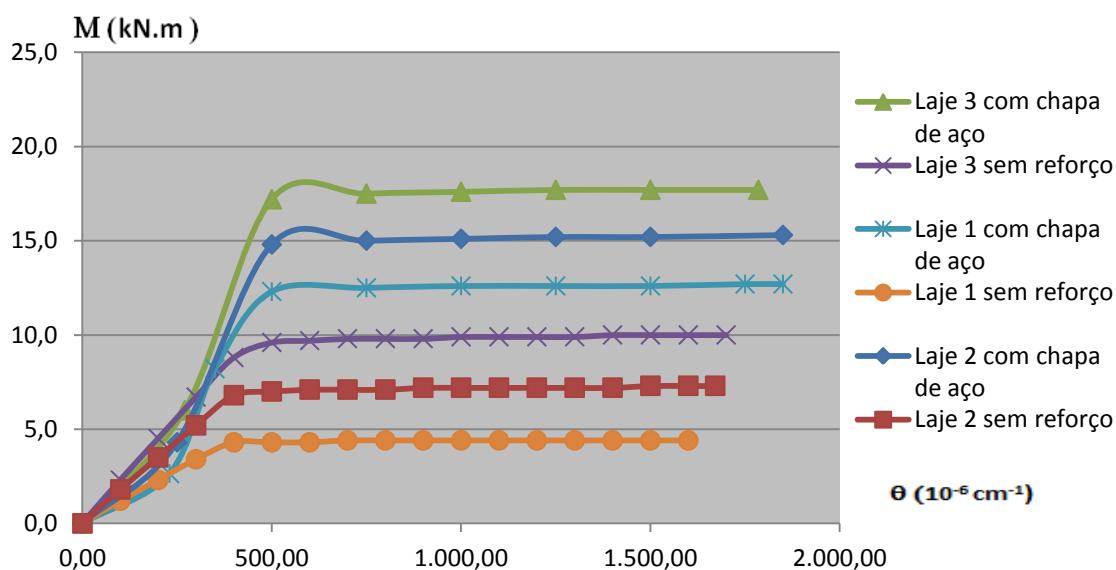
Quadro 23 – Laje 3 + chapa de aço colada

Laje 3 + chapa de aço						
b	100	cm	d'	2,9	cm	
h	10	cm	Achapa	3,0	cm <sup>2</sup>	
As	3,5	cm <sup>2</sup>	$\theta_{pp}$	270	$10^{-6} \text{ cm}^{-1}$	Mpp=6,1kN.m
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch+}(\%)$
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
6,1	270	2,281	0,321	1,301	0,616	0,000
17,2	500	2,892	0,407	2,104	1,446	1,470
17,5	750	2,475	0,349	3,468	1,857	3,559
17,6	1000	2,254	0,317	4,846	2,254	5,662
17,7	1250	2,120	0,299	6,225	2,650	7,765
17,7	1500	2,031	0,286	7,603	3,047	9,869
17,7	1785	1,960	0,276	9,174	3,499	12,266

(fonte: elaborado pelo autor)

Os ganhos com o reforço com chapas de aço nas lajes são significativamente maiores em percentual, porém, não atingem o novo momento solicitado a essa estrutura. Assim, a área de chapa deveria ser aumentada para a aplicação dessa solução, do contrário, apenas as fibras poderiam ser utilizadas como alternativa de aumentar a capacidade portante da mesma. O comportamento da estrutura até a ruptura está representado na figura 41.

Figura 41- Comportamento até a ruptura – lajes 1, 2 e 3 com chapa de aço colada



(fonte: elaborado pelo autor)

O comportamento das 3 seções continua praticamente igual, independente da taxa de armadura, e é notável a sensibilidade das lajes quanto do reforço também em chapas de aço da mesma maneira como ocorreu com reforços em fibras. Apesar do aumento da capacidade portante, não o valor solicitado pelo novo carregamento não foi atendido e essa solução não é válida para  $3,0 \text{ cm}^2$  de chapa.



## 8. EXEMPLO DE APLICAÇÃO DE REFORÇO A UM CASO REAL

Uma determinada edificação em Porto Alegre foi utilizada para abrigar a sede de uma rede de supermercados onde a carga acidental estimada era de  $5\text{kN/m}^2$ . Após alguns anos de uso, a estrutura deixou de ser utilizada por essa sede para dar lugar a um macroatacado, ocasionando cargas acidentais estimadas da ordem de  $23,33\text{kN/m}^2$ . Com isso, foi necessário executar reforço em lajes e vigas para aumentar a capacidade portante das mesmas e continuar fazendo uso da edificação. Tendo por dados:

- a) dimensões das lajes pré-moldadas: área= $1,25\text{m} \times 7,0\text{m}$  e altura= $0,30\text{m}$ ;
- b) dimensões das vigas:  $0,30\text{m} \times 9,6\text{m}$  e altura= $0,9\text{m}$ ;
- c) área de armadura da laje:  $13,21\text{cm}^2$ ;
- d) área de armadura da viga:  $50,4\text{cm}^2$  na parte tracionada,  $12,6\text{cm}^2$  na parte comprimida;
- e)  $f_{ck}=40\text{MPa}$ ;
- f) aço CA-50.

Inicia-se o cálculo analisando-se as solicitações nas condições originais de uso para uma laje, considerando as cargas a seguir:

- a) piso cerâmico:  $0,01\text{m} \times 18\text{kN/m}^3=0,18\text{kN/m}^2$ ;
- b) regularização e argamassa colante:  $0,03\text{m} \times 21\text{kN/m}^3=0,63\text{kN/m}^2$ ;
- c) peso próprio:  $0,3\text{m} \times 25\text{kN/m}^3=7,5\text{kN/m}^2$ ;
- d) carga acidental:  $5\text{kN/m}^2$ .

Cálculo da taxa de carga na condição original de uma laje:

$$q = (0,18 + 0,63 + 7,5 + 5) \cdot 1,25 = 16,6\text{kN/m}$$

Cálculo do momento solicitante na condição original de uma laje:

$$M_{sd} = 1,4 \cdot \frac{(q \cdot l^2)}{8} = 1,4 \cdot \frac{16,6 \cdot 7^2}{8} = 142,38\text{kN.m}$$

Cálculo do momento resistente, inserindo na tabela elaborada na metodologia proposta, traz os seguintes resultados para uma laje:

$$Mrd = 142,38kN.m$$

Para o cálculo da taxa de carga na condição original de uma viga, é necessário considerar a solicitação devido ao peso próprio dela e a solicitação do peso das lajes que se apóiam nela:

$$q = (0,3.0,9.25) + (0,18 + 0,63 + 7,5 + 5)7 = 99,95kN/m$$

Cálculo do momento solicitante na condição original de uma viga:

$$Msd = 1,4 \cdot \frac{(q.l^2)}{8} = 1,4 \frac{99,95.9,6^2}{8} = 1612kN.m$$

Cálculo do momento resistente, inserindo na tabela da metodologia proposta, e da deformação da fibra mais tracionada traz os seguintes resultados para uma viga:

$$Mrd = 1612Kn.m$$

$$\varepsilon_{bi} = 7,55$$

Para a nova carga acidental de 23,33kN/m<sup>2</sup>, as cargas e momentos das lajes e vigas são apresentados, respectivamente, abaixo:

$$qlaje = (0,18 + 0,63 + 7,5 + 23,33).1,25 = 39,55kN/m$$

$$Msd,laje = 1,4 \cdot \frac{(q.l^2)}{8} = 1,4 \frac{39,55.7^2}{8} = 339,14 kN.m$$

$$qviga = (0,3.0,9.25) + (0,18 + 0,63 + 7,5 + 23,33)7 = 228,3kN/m$$

$$Msd,viga = 1,4 \cdot \frac{(q \cdot l^2)}{8} = 1,4 \frac{228,3 \cdot 9,6^2}{8} = 3680 kN.m$$

É notável que as novas solicitações não serão suportadas pela estrutura original e deve ser feito algum reforço. Entretanto, antes de iniciar os cálculos de dimensionamento dos reforços, deve-se descarregar ao máximo a estrutura, deixando-a apenas com os esforços devido ao peso próprio, o que resulta nos resultados descritos a seguir:

$$qlaje = (0,18 + 0,63 + 7,5) \cdot 1,25 = 10,38 kN/m$$

$$Msd,laje = 1,4 \cdot \frac{(q \cdot l^2)}{8} = 1,4 \frac{10,38 \cdot 7^2}{8} = 89,07 kN.m$$

$$\varepsilon_{c+} = 1,616$$

$$qviga = (0,3 \cdot 0,9 \cdot 25) + (0,18 + 0,63 + 7,5) \cdot 7 = 64,92 kN/m$$

$$Msd,viga = 1,4 \cdot \frac{(q \cdot l^2)}{8} = 1,4 \frac{64,92 \cdot 9,6^2}{8} = 1047 kN.m$$

$$\varepsilon_{c+} = 1,55\text{‰}$$

Com base nesses dados encontrados a partir da seção original, são propostos os reforços com para as vigas e para as lajes.

Propõe-se, inicialmente, que seja feito reforço com fibras de carbono nas lajes. Aplicando 10 cm<sup>2</sup>/m de fibra, encontram-se os resultados descritos no quadro 24 abaixo.

Quadro 24 – Viga reforçada com fibra

Viga reforçada com fibra							
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{s-}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{fc+}(\%)$
0	0	0	0	0	0	0	0
1047,2	29,56	37,456	0,446	1,376	0,930	1,107	0,000
1248,2	35	38,505	0,458	1,592	1,138	1,348	0,249
1588,9	45	40,296	0,480	1,967	1,543	1,813	0,684
1758,0	55	39,674	0,472	2,438	1,852	2,182	1,215
1855,6	65	38,831	0,462	2,936	2,134	2,524	1,773
1928,9	75	39,015	0,464	3,374	2,476	2,926	2,271
1995,6	85	39,444	0,470	3,787	2,843	3,353	2,744
2017,6	88,5	39,633	0,472	3,926	2,977	3,508	2,904

(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se notar que, mesmo com uma área de 10 cm<sup>2</sup> não foi possível, atingir o momento esperado para as novas solicitações, não sendo possível aplicar essa solução. Atualmente, estudos estão sendo feitos em laboratório onde é testado o uso de várias camadas de fibras sobrepostas, mas ainda não foi divulgado o número ideal de camadas para atingir grandes momentos.

Para um reforço com 3 cm<sup>2</sup> de chapa aço na mesma laje, obtém-se os resultados encontrados no quadro 25 abaixo.

Quadro 25 – Viga reforçada com chapa

Viga reforçada com chapa							
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\%)$	$\epsilon_{s-}(\%)$	$\epsilon_c(\%)$	$\epsilon_{ch+}(\%)$
0	0	0	0	0	0	0	0
1047,2	29,56	37,456	0,446	1,376	0,930	1,107	0,000
1228,9	35	38,143	0,454	1,605	1,125	1,335	0,262
1539,4	45	39,460	0,470	2,004	1,506	1,776	0,721
1629,8	55	37,478	0,446	2,559	1,731	2,061	1,336
1673,4	65	35,507	0,423	3,152	1,918	2,308	1,989
1688,2	75	33,731	0,402	3,770	2,080	2,530	2,667
1691,4	85	32,685	0,389	4,362	2,268	2,778	3,319
1693,6	95	31,859	0,379	4,953	2,457	3,027	3,970
1695,2	105	31,191	0,371	5,545	2,645	3,275	4,622
1696,3	113,8	30,700	0,365	6,066	2,811	3,494	5,195

(fonte: elaborado pelo autor)

Com a aplicação de  $3\text{cm}^2$  de área de chapa, também não foi possível atingir o momento gerado pelas novas solicitações. Apesar de não terem sido testadas áreas maiores de chapa, é possível afirmar que essa área a ser aplicada deve ser alta, podendo até ultrapassar os limites de execução para esse tipo de procedimento.

Outra solução proposta para essas vigas é a colocação de um perfil W610x101 com tensão de escoamento  $34,5\text{kN/cm}^2$ . Os resultados encontrados os estão o quadro 26 abaixo:

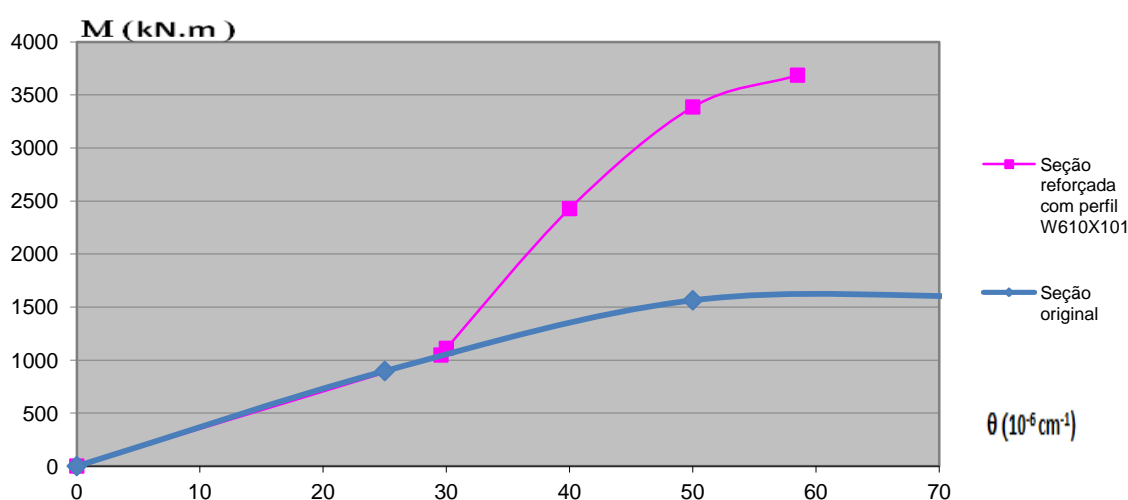
Quadro 26 – Viga reforçada com perfil W610x101

Viga reforçada com perfil									
Mrd	$\theta$	x	es+ mesa superior	es+ alma superior	es+ alma inferior	es+ mesa inferior	ec	es+	es-
1047,2	29,56	37,457	0,000	0,000	0,000	0,000	1,107	1,376	0,930
1110,0	30	38,028	0,006	0,007	0,032	0,032	1,141	1,379	0,961
2427,9	40	48,064	0,132	0,140	0,738	0,746	1,923	1,437	1,683
3386,2	50	55,673	0,178	0,194	1,365	1,381	2,784	1,416	2,484
3686,0	58,5	59,371	0,260	0,282	1,941	1,962	3,473	1,441	3,122

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados obtidos com a colocação do reforço com perfil satisfaz a necessidade de aumento de capacidade portante para a nova situação. Por ser um valor de momento muito elevado, a solução mais viável é o perfil entre as soluções apresentadas e o comportamento da estrutura reforçada está demonstrada no gráfico 42.

Figura 42- Comportamento até a ruptura da viga reforçada com perfil W610X101



(fonte: elaborado pelo autor)

Para as lajes, é proposta a colocação de 3,5cm<sup>2</sup> fibras de carbono no sentido longitudinal à posição das armaduras. No quadro 27, estão descritos os resultados encontrados com essa aplicação:

Quadro 27 – Laje reforçada com fibra de carbono

LAJE REFORÇADA COM FIBRA						
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\text{‰})$	$\epsilon_c(\text{‰})$	$\epsilon_{ch+}(\text{‰})$
89,02	68	6,234	0,239	1,344	0,423	0
143,2	100	6,635	0,255	1,93643	0,663	0,720
208,9	200	5,825	0,224	4,0349	1,165	3,218
264,2	300	5,598	0,215	6,120	1,679	5,704
316,1	400	5,681	0,218	8,127	2,272	8,111
363,71	500	5,949	0,228	10,025	2,974	10,409

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados também são satisfatórios quanto ao ganho de capacidade portante da estrutura, ficando dentro dos limites de segurança exigidos e a área exigida de fibra de carbono pode ser perfeitamente aplicada na laje.

Outra comparação a ser feita é com a aplicação de chapas de aço. O quadro 28 descreve os resultados obtidos com aplicação de 6cm<sup>2</sup> de chapa de aço colada.

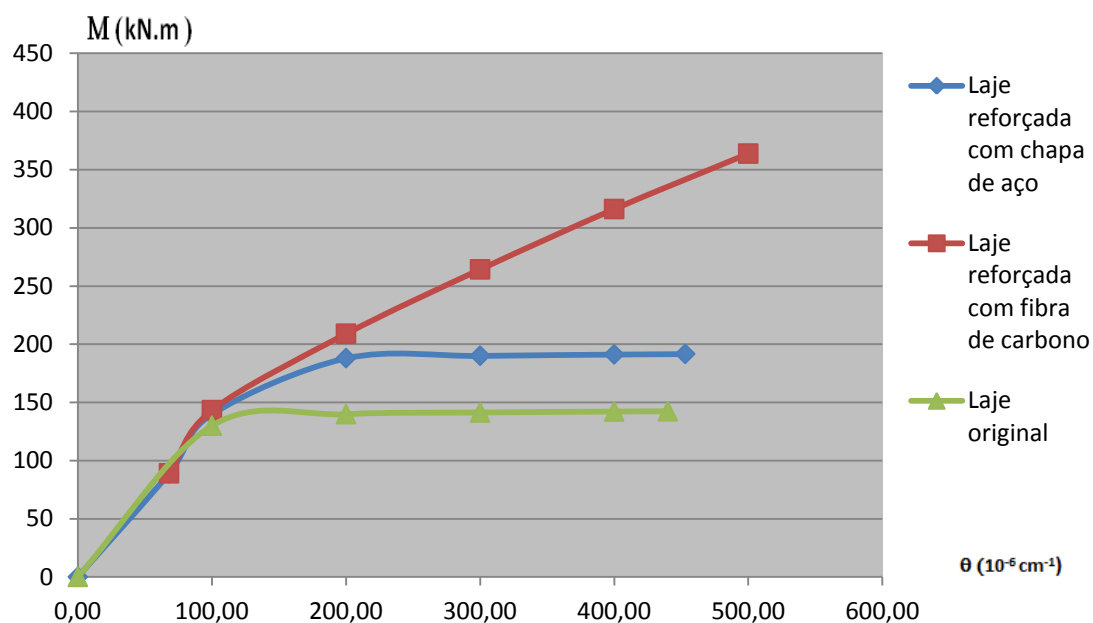
Quadro 28 – Laje reforçada com chapa de aço

LAJE REFORÇADA COM CHAPA						
Mrd(kN.m)	$\theta(10^{-6} \text{ cm}^{-1})$	x(cm)	x/d	$\epsilon_{s+}(\text{‰})$	$\epsilon_c(\text{‰})$	$\epsilon_{ch+}(\text{‰})$
89,0	68	6,235	0,240	1,344	0,424	0,000
139,8	100	6,559	0,252	1,944	0,656	0,336
188,0	200	5,507	0,212	4,099	1,101	2,890
190,1	300	4,636	0,178	6,409	1,391	5,601
191,2	400	4,134	0,159	8,746	1,654	8,338
191,6	453	3,946	0,152	9,990	1,788	9,794

(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que a chapa de aço não apresenta valores tão altos de momento quanto os encontrados nas fibras, não atingindo os valores necessários para o novo uso. Também é feito um comparativo do comportamento da estrutura quando na aplicação dos dois tipos de reforço no gráfico da figura 43.

Figura 43- Comportamento até a ruptura da viga reforçada com fibra de carbono e chapa de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

Quanto ao comportamento das estruturas no momento de ruptura, a curva da laje reforçada com chapa de aço apresenta maior ductilidade, trazendo maior segurança ao usuário. O que pode acontecer é o desconforto visual desse usuário quanto às flechas/deformações que ocorrem ao longo do uso, mesmo quando não está comprometendo a segurança da estrutura.

## 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com o estudo apresentado, as edificações que possuem alguma deficiência, ou que tiveram seu uso alterado ao longo do tempo, podem ser reforçadas através de técnicas executivas demonstradas. Já para o dimensionamento, na revisão bibliográfica, os autores muito se assemelham em suas soluções, aplicando critérios do dimensionamento em ELU nas verificações das peças que seriam reforçadas, não levando em consideração se as mesmas estão nesse último estágio antes do rompimento ou não. Justamente a metodologia proposta consegue entender o que está acontecendo na estrutura quando diferentes curvaturas são aplicadas e de que maneira isso impacta nela através das deformações no aço e no concreto. Assim, foram analisadas separadamente as lajes e as vigas que precisaram ser reforçadas devido à cargas maiores que as previstas em projeto.

Para as vigas, foram notadas deformações não muito elevadas e o limite de ductilidade junto aos reforços era facilmente excedido, não podendo ser aplicadas algumas das soluções propostas. Com isso, algumas configurações dos reforços deveriam ser alteradas de modo que atendesse a todos os critérios de segurança, atingindo também os valores para o novo carregamento.

Para as lajes, as deformações são grandes e a sensibilidade quanto à aplicação dos reforços são facilmente percebidas, uma vez que aplicadas as soluções com fibras de carbono, por exemplo, consegue-se atingir 6 vezes mais a capacidade portante inicial.

Para o caso real, foi possível notar que as vigas sofreram um grande acréscimo de carga e que a solução com perfis de aço é a mais adequada, se comparada com aplicação de fibras de carbono e chapas. Já para as lajes, consegue-se atingir os novos momentos aplicando as últimas duas soluções.

Este trabalho foi focado, na seção de dimensionamento, em reforços para aumento da capacidade portante da estrutura com fibras de carbono, chapas de aço, adição de perfil de aço e aumento de seção, não associando mais de uma solução concomitantemente.



## REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 2. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono. Características, dimensionamento e aplicação**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2002.
- SANTOS, P. M. dos. **Comparação de reforço com chapas de aço e fibras de carbono em vigas de concreto armado submetidas à flexão simples**. 2008. 61 f. Trabalho de Final de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2008.
- SILVA, E. A. da. **Técnicas de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. 2006. 84 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2006.
- SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- SÜSSEKIND, J. C. **Curso de concreto: concreto armado**. 5.ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987. v. 1.
- TISOT, G. di D. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado submetidas a carregamento precoce**. 2010. 130 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2010.