

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Juliana Kaden

**REFORÇO EM VIGAS AO ESFORÇO CORTANTE POR MEIO DA UTILIZAÇÃO  
DE CHAPAS METÁLICAS COLADAS**

Santa Cruz do Sul

2017

Juliana Kaden

**REFORÇO EM VIGAS AO ESFORÇO CORTANTE POR MEIO DA UTILIZAÇÃO  
DE CHAPAS METÁLICAS COLADAS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Eng. Christian Donin, M.Sc.

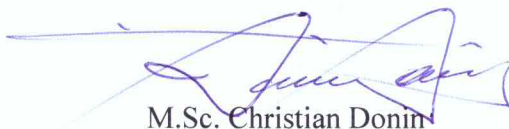
Santa Cruz do Sul

2017

Juliana Kaden

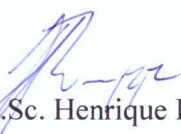
**REFORÇO EM VIGAS À FORÇA CORTANTE POR MEIO DA UTILIZAÇÃO DE  
CHAPAS METÁLICAS COLADAS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de Engenheira Civil.



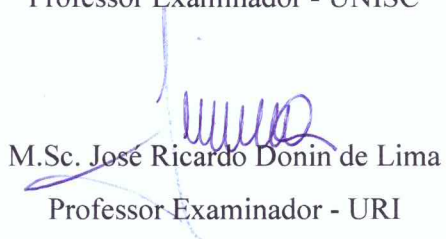
M.Sc. Christian Donin

Professor Orientador - UNISC



M.Sc. Henrique Luiz Rupp

Professor Examinador - UNISC



M.Sc. Jose Ricardo Donin de Lima

Professor Examinador - URI

Santa Cruz do Sul

2017

## **RESUMO**

Este trabalho de conclusão consiste no estudo de métodos de recuperação e reforços em vigas de concreto armado diante de esforços cortantes. Dentre os métodos apresentados, o reforço por meio de chapas metálicas coladas com resina epóxi foi enfatizado e, sobre este, modelos de cálculos foram demonstrados e aplicados no dimensionamento de protótipos de vigas. Os protótipos dimensionados foram confeccionados, reforçados pelo método proposto e ensaiados até a ruptura. Com os valores dos resultados teóricos e experimentais foram realizadas comparações para verificação da eficiência, tanto do método de reforço quanto do modelo de cálculo utilizado.

Palavras chave: Reforço, Vigas de concreto armado, Esforço cortante, Cisalhamento, Ruptura

## **ABSTRACT**

This graduation thesis consists of the study of recovery methods and reinforcements in reinforced concrete beams for the shear stress. Among the methods studied, reinforcement with metal plates attached to the epoxy resin was emphasized. The prototypes were dimensioned, reinforced by the proposed method and subsequently tested until rupture. The values of the theoretical and experimental results were compared and checking the efficiency of the reinforcement made and the calculation model used.

Keywords: Reinforcement, Reinforced concrete beams, Shear stress, Rupture

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras Latinas

$A_{sw}$	Área da seção transversal das armaduras transversais
$A_{sw}^r$	Área de aço de reforço
$b_w$	Largura da alma da viga
$d$	Altura útil
$d^r$	Altura útil de reforço
$f_{cd}$	Resistência de cálculo a compressão do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica a compressão do concreto, em Mpa
$f_{ywd}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura passiva
$R_d$	Esforço resistente de cálculo
$s$	Espaçamento entre estribos
$S_d$	Esforço solicitante de cálculo
$t$	Período de tempo
$t_s$	Espessura da chapa metálica de reforço
$t_g$	Espessura da camada de cola
$V_c$	Parcela de força cortante resistida pelo concreto
$V_{Rd2}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína das diagonais de compressão do concreto
$V_{Rd3}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal, delimitado pela soma das parcelas de concreto e aço
$V_{Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo
$V_{Sw}$	Força cortante resistida pela armadura transversal
$V_{Sw}^i$	Força cortante resistida pela armadura transversal original
$V_{Sw}^r$	Força cortante resistida pela armadura de reforço

### Letras Gregas

$\alpha$	Ângulo de inclinação da armadura transversal
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_{n,R}$	Coefficiente de monolitismo

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Relação abertura de fissuras x viscosidade das resinas epóxi	28
Tabela 2 - Principais argamassas prontas	31
Tabela 3 - Procedimentos de preparo e limpeza	34
Tabela 4 - Relação de espessuras de materiais conforme diferentes bibliografias	47
Tabela 5 - Tensões médias de aderência obtidas em ensaios de Appleton e Gomes	55
Tabela 6 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø5,00mm	67
Tabela 7 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø10,00mm	67
Tabela 8 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø12,5mm	68
Tabela 9 - Resultados dos ensaios de compressão do concreto	70
Tabela 10 – Resultado do ensaio de tração das chapas metálicas	73
Tabela 11 – Carregamentos máximos	98
Tabela 12 - Resumo dos resultados da estimativa de cálculo	99
Tabela 13 - Resumo dos resultados da estimativa de ruptura	99
Tabela 14 – Carregamentos máximos dos ensaios complementares	102
Tabela 15 - Resumo dos resultados complementares da estimativa de cálculo	102
Tabela 16 - Resumo dos resultados complementares da estimativa de ruptura	103
Tabela 17 – Resultados experimentais e teóricos	104
Tabela 18 - Médias dos resultados	105

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Esforços em vigas de concreto armado	17
Figura 2 - Evolução fissuração de uma viga com aumento de carregamento	18
Figura 3 – Estádios de tensões	19
Figura 4 - Fissuras de flexão e de cisalhamento	19
Figura 5 - Ruptura pelas diagonais de compressão	20
Figura 6 - Ruptura por falha da ancoragem	21
Figura 7 - Ruptura por força cortante-tração	21
Figura 8 - Ruptura por força cortante-flexão	22
Figura 9 - Ruptura por flexão da armadura longitudinal	22
Figura 10 – Ruptura por torção	23
Figura 11 - Injeção de fissuras	37
Figura 12 - Processo de verificação de testemunhos	39
Figura 13 - Reposição de área de aço por complementação de armadura	40
Figura 14 – Etapas do procedimento de complementação de armadura – Vista lateral	41
Figura 15 – Etapas do procedimento de complementação de armadura – Corte transversal	41
Figura 16 - Encamisamento de seções	42
Figura 17 – Alternativas de disposição de armaduras no reforço ao esforço cortante	42
Figura 18 – Tipos de ancoragem de armadura longitudinal	43
Figura 19 - Aplicação de chapas metálicas por colagem	44
Figura 20 - Opções de colagem de chapas metálicas	45
Figura 21 – Ligação viga-pilar com cantoneiras	48
Figura 22 – Detalhes construtivos com cantoneiras	49
Figura 23 - Procedimento de aplicação do reforço com fibras de carbono	50
Figura 24 - Distribuição plástica das tensões de aderência	54
Figura 25 - Dimensões dos protótipos	59
Figura 26 - Seção longitudinal dos protótipos	60
Figura 27 - Seção transversal dos protótipos	60
Figura 28 - Viga reforçada	61
Figura 29 - Esquema da vista lateral dos protótipos reforçados	61
Figura 30 - Esquema da vista frontal dos protótipos reforçados	62
Figura 31 – Ensaio de tração nas barras de aço	67



Figura 32 - Comparação de resistência a compressão dentre os tipos de cimento	69
Figura 33 - Ensaio de compressão dos CPs de concreto	70
Figura 34 - Resina epóxi Sikadur32	71
Figura 35 - Chapas metálicas 1/8"x2" pós corte	72
Figura 36 - Ensaio de tração nas chapas metálicas de reforço	72
Figura 37 - Esquema de formas	73
Figura 38 - Formas já devidamente montadas	74
Figura 39 - Detalhamento da armadura transversal	75
Figura 40 – Processo de dobra dos estribos	76
Figura 41 - Armadura transversal pronta	76
Figura 42 - Armadura completa	77
Figura 43 - Preparação do agregado graúdo	79
Figura 44 - Slump Test	79
Figura 45 - Protótipos pós concretagem	80
Figura 46 - Protótipos desformados e em cura úmida	81
Figura 47 - Preparação das chapas metálicas	82
Figura 48 - Preparação da superfície dos protótipos	83
Figura 49 - Preparação da resina epóxi	84
Figura 50 - Colagem das chapas metálicas	85
Figura 51 - Protótipos devidamente reforçados	85
Figura 52 - Esquema da aplicação de cargas e diagramas padrão do modelo aplicado	86
Figura 53 - Equipamentos de ensaio	87
Figura 54 - Preparação do equipamento de ensaio montado	88
Figura 55 - Preparação do ensaio	89
Figura 56 - Ruptura dos testemunhos (Testes 01 e 02)	90
Figura 57 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 03)	91
Figura 58 - Detalhamento deslocamento do reforço	92
4Figura 59 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 04)	92
Figura 60 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 05)	93
Figura 61 - Esquema da modificação de cargas e apoios no ensaio complementar	100
Figura 62 - Esquema dos protótipos reforçados com menor espaçamento	100
Figura 63 - Reaplicação dos reforços	101
Figura 64 - Rupturas do ensaio complementar (Teste 06)	101



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>15</b>
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>15</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos específicos .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2</b>	<b>Justificativa.....</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>Comportamento do concreto armado .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Ruptura por flexão.....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Ruptura por cisalhamento .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2.1</b>	<b>Ruptura das diagonais de compressão .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2.2</b>	<b>Ruptura por falha da ancoragem .....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2.3</b>	<b>Ruptura por força cortante-tração.....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.2.4</b>	<b>Ruptura por força cortante-flexão .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.2.5</b>	<b>Ruptura por flexão da armadura longitudinal .....</b>	<b>22</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Ruptura por torção .....</b>	<b>23</b>
<b>2.3</b>	<b>Identificação prática de uma estrutura comprometida.....</b>	<b>23</b>
<b>2.4</b>	<b>Intervenções na estrutura.....</b>	<b>24</b>
<b>2.5</b>	<b>Materiais .....</b>	<b>24</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Materiais de estruturas existentes .....</b>	<b>25</b>
<b>2.5.1.1</b>	<b>Concreto e argamassas .....</b>	<b>25</b>
<b>2.5.1.1.1</b>	<b>Cimento.....</b>	<b>25</b>
<b>2.5.1.1.2</b>	<b>Agregados .....</b>	<b>25</b>
<b>2.5.1.1.3</b>	<b>Água .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5.1.1.4</b>	<b>Aditivos .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Materiais de reparos .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5.2.1</b>	<b>Polímeros .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5.2.1.1</b>	<b>Resinas epóxicas.....</b>	<b>27</b>
<b>2.5.2.2</b>	<b>Materiais elaborados .....</b>	<b>28</b>
<b>2.5.2.3</b>	<b>Materiais cimentícios .....</b>	<b>28</b>

2.5.2.3.1	Argamassa de cimento injetável .....	28
2.5.2.3.2	Argamassa farofa .....	29
2.5.2.3.3	Concreto convencional.....	29
2.5.2.3.4	Concreto projetável .....	29
2.5.2.3.5	Concreto polimérico.....	29
2.5.2.4	Materiais pré fabricados .....	31
2.5.2.4.1	Argamassas prontas.....	31
2.5.2.4.2	Adesivos .....	32
2.5.2.5	Materiais de injeção .....	32
2.5.2.6	Graute .....	32
2.5.3	Materiais utilizados em reforços.....	32
2.5.3.1	Chapas, perfis e cantoneiras metálicas .....	32
2.5.3.2	Fibras de carbono .....	33
2.6	Técnicas de reforços.....	33
2.6.1	Tratamentos pré reparo .....	33
2.6.1.1	Procedimentos de preparo de superfície.....	34
2.6.1.1.1	Escarificação.....	34
2.6.1.1.2	Lixamento .....	35
2.6.1.1.3	Escovamento manual .....	35
2.6.1.1.4	Pistola de agulha .....	35
2.6.1.1.5	Jato de areia seco ou úmido .....	35
2.6.1.1.6	Disco de corte.....	35
2.6.1.2	Procedimentos de limpeza .....	36
2.6.1.2.1	Jato de ar comprimido.....	36
2.6.1.2.2	Solventes voláteis.....	36
2.6.2	Reparos essenciais.....	36
2.6.2.1	Injeção de fissuras.....	37
2.6.3	Métodos de reforço ao cortante .....	39
2.6.3.1	Complementação de armadura .....	39
2.6.3.1.1	Sem aumento de seção da viga.....	39
2.6.3.1.2	Com aumento de seção da viga .....	41
2.6.3.2	Adição de chapas e perfil metálicos.....	43
2.6.3.2.1	Considerações quanto a materiais .....	46

2.6.3.2.2	Processo executivo.....	47
2.6.3.3	Reforço com fibras de carbono.....	49
2.7	Modelo de cálculo considerando a adição de perfis e chapas metálicas ....	50
2.7.1	Verificação de segurança.....	50
2.7.1.1	Esmagamento das diagonais de compressão do concreto .....	51
2.7.1.2	Ruína devido a tração diagonal .....	52
2.7.1.2.1	Parcela de força cortante resistida pelo concreto .....	52
2.7.1.2.2	Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal existente..	52
2.7.2	Dimensionamento de reforços – Método dos Coeficientes Globais .....	53
2.7.3	Aderência do reforço .....	54
2.8	Pesquisas .....	56
3	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>59</b>
3.1	<b>Definição dos protótipos .....</b>	<b>59</b>
3.1.1	<b>Concepção dos protótipos.....</b>	<b>62</b>
3.1.2	<b>Materiais .....</b>	<b>66</b>
3.1.2.1	<b>Aço .....</b>	<b>66</b>
3.1.2.1.1	<b>Ensaio de tração nas barras de aço.....</b>	<b>66</b>
3.1.2.2	<b>Concreto.....</b>	<b>68</b>
3.1.2.2.1	<b>Cimento.....</b>	<b>68</b>
3.1.2.2.2	<b>Agregados .....</b>	<b>69</b>
3.1.2.2.3	<b>Traço .....</b>	<b>69</b>
3.1.2.2.4	<b>Ensaio de compressão e módulo de elasticidade no concreto .....</b>	<b>69</b>
3.1.2.3	<b>Reforço .....</b>	<b>71</b>
3.1.2.3.1	<b>Resina epóxi.....</b>	<b>71</b>
3.1.2.3.2	<b>Chapas metálicas.....</b>	<b>71</b>
3.1.3	<b>Confecção dos protótipos .....</b>	<b>73</b>
3.1.3.1	<b>Formas .....</b>	<b>73</b>
3.1.3.2	<b>Armaduras.....</b>	<b>74</b>
3.1.3.2.1	<b>Armadura transversal .....</b>	<b>75</b>
3.1.3.2.2	<b>Armadura longitudinal.....</b>	<b>76</b>
3.1.3.2.3	<b>Amarração .....</b>	<b>77</b>
3.2.3.3	<b>Concretagem.....</b>	<b>78</b>
3.2.3.2	<b>Preparação dos materiais e concretagem .....</b>	<b>78</b>

3.2.3.3.2	Corpos de prova .....	80
3.2.3.3.3	Desforma e cura .....	81
3.2.3.4	Aplicação de Reforço .....	82
3.2.3.4.1	Preparação das chapas metálicas .....	82
3.2.3.4.2	Preparação da superfície do concreto .....	83
3.2.3.4.3	Aplicação de resina epóxi e colagem das chapas.....	83
3.2	Análise Experimental.....	86
3.1.1	Ensaio dos protótipos.....	86
3.1.1.1	Equipamento de ensaio.....	86
3.1.1.2	Preparação do equipamento e procedimento de ensaio .....	87
3.1.1.3	Procedimento de ensaio .....	88
3.1.1.4	Resultados dos ensaios.....	89
3.3	Análise Teórica.....	94
3.3.1	Estimativa de cálculo .....	94
3.3.1.1	Teste 01 – Viga testemunho.....	94
3.1.2.2	Teste 03 – Vigas reforçadas.....	95
3.3.2	Estimativa de ruptura.....	96
3.3.2.1	Teste 01 – Viga testemunho.....	96
3.1.2.2	Teste 03 – Vigas reforçadas.....	97
4	RESULTADOS .....	98
4.1	Resultados experimentais .....	98
4.2	Resultados teóricos.....	98
4.3	Resultados complementares.....	99
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....	104
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	108
	REFERÊNCIAS.....	109

# 1 INTRODUÇÃO

Muitas das construções existentes têm sua estrutura em concreto armado. No conjunto concreto-aço, o concreto define a forma da estrutura e protege o aço de intempéries, enquanto o aço certifica sua resistência. Embora considerado uma composição resistente e durável, cuidados devem ser tomados pois diversos fatores têm influência sobre o comportamento do conjunto.

Falhas de concepção do projeto, erros durante execução da obra, utilização inadequada ausência de manutenções preventivas são alguns dos fatores que interferem diretamente na qualidade de uma estrutura de concreto armado. Se houver redução de qualidade, a diminuição de resistência é inevitável e a estrutura se torna incapaz de suportar as cargas para às quais foi dimensionada, o que causa sua deterioração, evidenciada através do surgimento de patologias.

As patologias estruturais podem se manifestar de diversas formas, cada qual com sua causa específica e, para sua correção, é necessário um diagnóstico prévio do problema, que possibilite escolha do método mais adequado de recuperação do caso em particular.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo geral

Expor métodos de reforços em vigas de concreto armado quanto esforços cortantes e, através de análises teóricas e experimentais, colaborar para o desenvolvimento do método de reforço por meio da colagem de chapas metálicas com resina epóxi.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Com a finalidade de alcançar o objetivo geral proposto é necessário o cumprimento de dos seguintes objetivos específicos:

- Compreender o comportamento do concreto armado em vigas;
- Estudar os diferentes métodos existentes de reforço em vigas de concreto armado ao esforço cortante e os materiais envolvidos no processo;
- Delimitar os estudos ao reforço com chapas metálicas coladas com epóxi;
- Apresentar modelos de cálculo e critérios de dimensionamento do reforço com chapas coladas;

- Definir os protótipos e dimensionar o reforço a ser aplicado;
- Realizar uma análise experimental;
- Realizar uma análise teórica;
- Comparar os resultados das análises realizadas;
- Apresentar conclusões gerais quanto ao método aplicado e sua eficiência, sugerindo alterações para futuros trabalhos de pesquisa.

## **1.2 Justificativa**

Toda e qualquer estrutura de concreto armado sofre deterioração ao longo do tempo. Independentemente do motivo, toda estrutura tem uma vida útil. Os reparos e reforços surgem com a finalidade de prolongar sua durabilidade, de modo que possam ser recuperadas e mantidas, sem precisarem ser substituídas por estruturas completamente novas. Embora cada vez mais requisitados, por razões econômicas, sociais, patrimoniais ou históricas, muitos desses reforços vêm sendo aplicados de forma inadequada, sem estudos preliminares, o que os tornam ineficientes.

Estudos sobre reforços estruturais ainda são pouco explorados e, com a crescente demanda, vem ganhando importância no mercado. Por ser um tema amplo e englobar uma grande gama de métodos e técnicas, cada qual com inúmeras variáveis, este merece enfoque e deve ser aprofundado individualmente considerando essas variáveis.



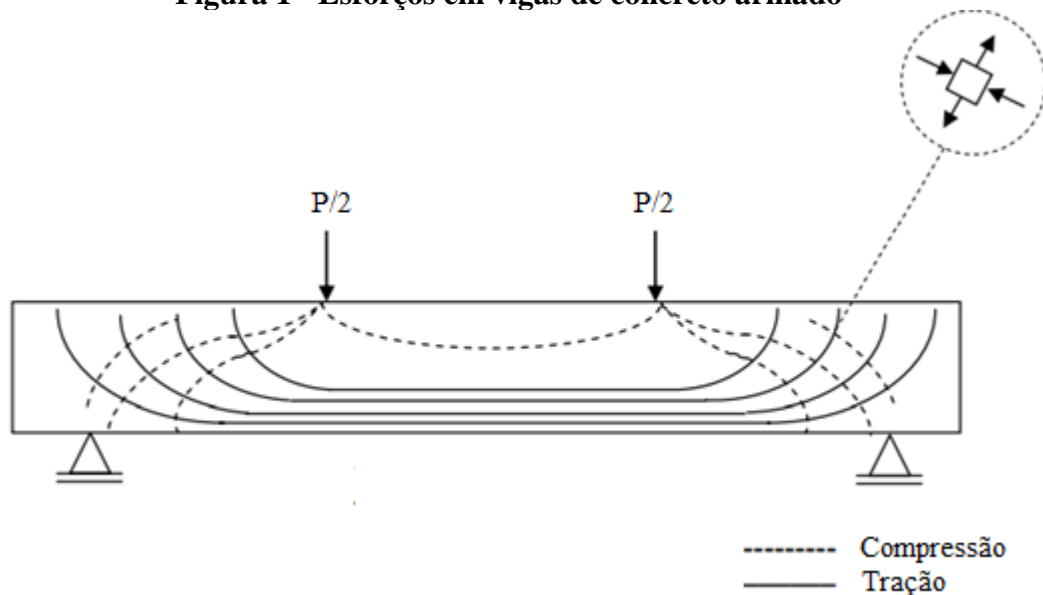
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

Estruturas de concreto armado são projetadas com a finalidade de suportar cargas. Em virtude da baixa resistência a tração do concreto, o aço é adicionado para absorver esses esforços de tração não suportados pelo concreto. O conjunto concreto-aço, quando com aderência adequada, apresenta resistência elevada.

As vigas, responsáveis por vencer os vãos e transmitir as cargas aos apoios, são componentes dessas estruturas, sujeitos predominantemente a esforços de flexão e cisalhamento. Para suportá-los, sem que haja grandes deformações na estrutura, deve ter sua armadura, tanto longitudinal quanto transversal, dimensionada corretamente.

**Figura 1 - Esforços em vigas de concreto armado**



Fonte: Adaptado pela autora (2017)

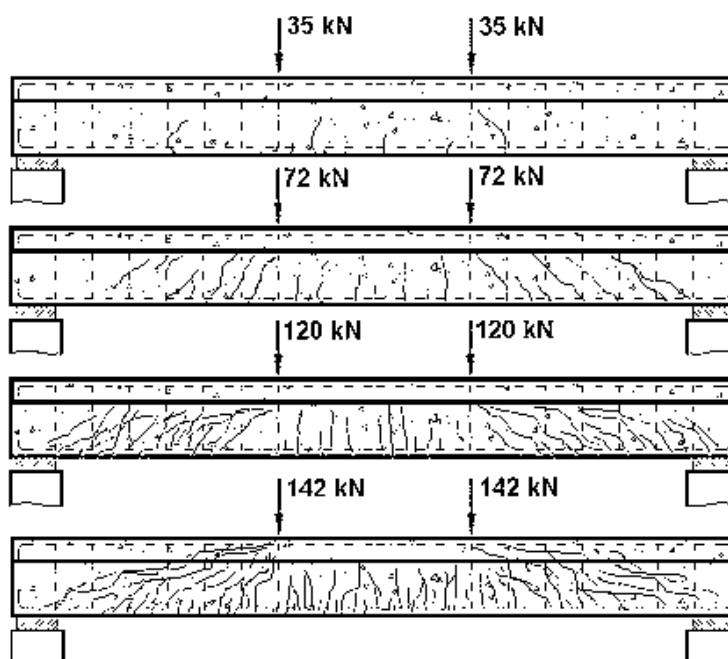
Antes de se estudar os métodos de recuperação de vigas é fundamental conhecer seu comportamento perante os esforços atuantes sobre elas, para assim compreender as causas das patologias existentes e aplicar o método de reforço que melhor se adequa a cada situação.

### 2.2 Comportamento do concreto armado

Em vigas de concreto armado, esforços de flexão e de cisalhamento ocorrem

simultaneamente. O comportamento padrão dessas vigas pode ser explicado através do ensaio de Stuttgart. Este ensaio consiste na aplicação de duas cargas de mesma intensidade em dois pontos distintos e simetricamente aplicados sobre uma viga. Por meio do aumento gradativo deste carregamento, pode ser observado como a estrutura se comporta, e quais são os esforços e deformações presentes durante a evolução do processo (Figura 2).

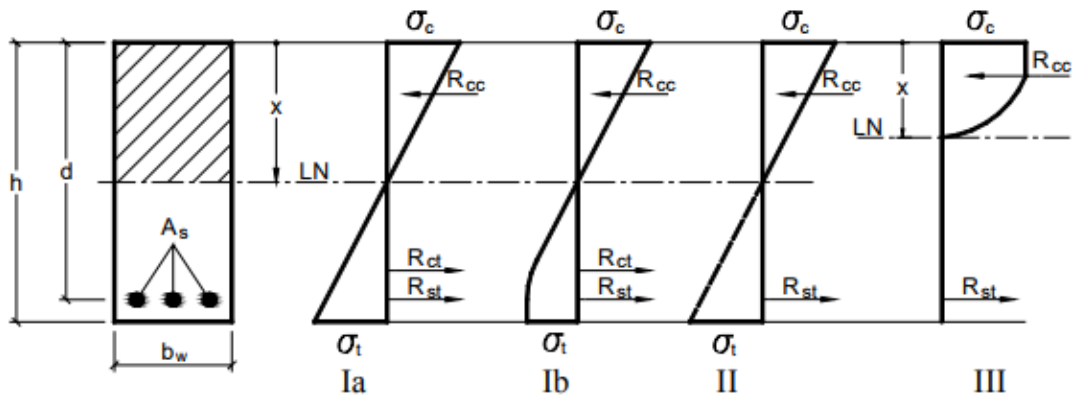
**Figura 2 - Evolução fissuração de uma viga com aumento de carregamento**



Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2003).

Esse comportamento pode ser separado pelos estágios de tensões pelo qual elementos fletidos passam, desde o carregamento inicial até a ruptura. Então são divididos nos estádios Ia, Ib, II e III (Figura 3).

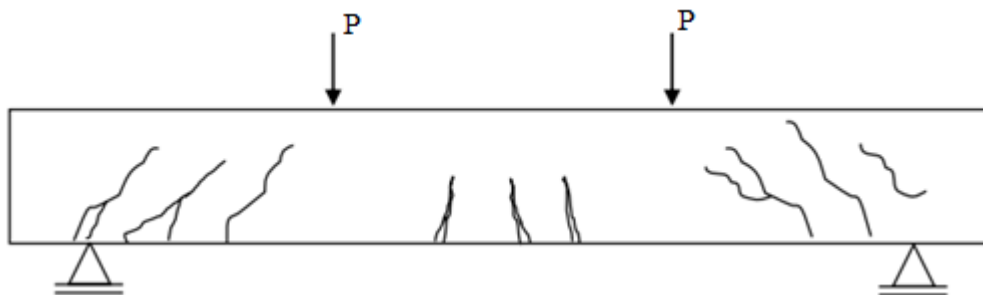
**Figura 3 – Estádios de tensões**



Fonte: Adaptado pela autora (2017)

O Estádio I é a fase inicial, onde o próprio concreto resiste aos esforços de tração da viga. Com o aumento de carregamento, tem início o Estádio II, no qual as tensões são transferidas ao aço, e a armadura longitudinal fica responsável por garantir esta resistência. A medida que o carregamento segue aumentando, as tensões passam a ser resistidas pela armadura transversal e pela biela de compressão do concreto, dando início ao Estádio III, onde a viga fica na iminência de ruptura.

**Figura 4 - Fissuras de flexão e de cisalhamento**



Fonte: Adaptado pela autora (2017)

As deformações oriundas das forças cortantes, enfoque do trabalho em questão, são caracterizadas por fissuras inclinadas que surgem entre a região de aplicação da carga e os apoios, conforme mostrado na Figura 4. Essas fissuras ocorrem entre os estádios II e III, onde a resistência da peça é dada pela armadura transversal. Dessa forma, é importante ressaltar que a quantidade, a inclinação e a distribuição dessa armadura transversal, vinculados a resistência do concreto utilizado, são os fatores determinantes no comportamento das vigas e, conseqüentemente definem os modos de ruptura que estas podem apresentar.

### 2.2.1 Ruptura por flexão

A ruína das vigas por flexão ocorre quando ou o aço ou o concreto atingem seu limite de deformação. Estes limites são definidos por normas em: alongamento ultimo do aço em 10% e encurtamento ultimo do concreto em 3,5% na flexão e 2% na compressão simples. As rupturas por flexão podem ocorrer pela deformação plástica excessiva ou pela ruptura do concreto (DONIN, 2015).

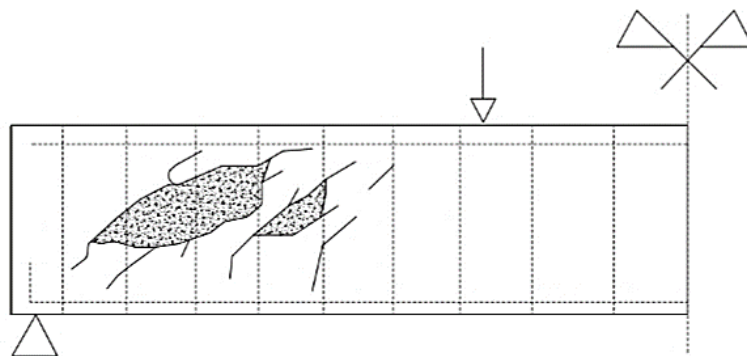
### 2.2.2 Ruptura por cisalhamento

As fissuras de cisalhamento surgem no início do estágio II, quando os esforços até então suportados pelo concreto são transferidos para a armadura transversal e para as bielas de compressão do concreto. Essas fissuras são caracterizadas por fissuras a  $45^\circ$ , entre a região de apoio e aplicação de carga.

#### 2.2.2.1 Ruptura das diagonais de compressão

Esse tipo de ruptura ocorre quando as tensões de compressão atingem valores elevados, chegando ao limite de resistência do concreto a compressão. Com isso as diagonais comprimidas, entre as fissuras de cisalhamento, se rompem facilmente antes que a armadura transversal inicie o seu escoamento. Segundo Leonhardt e Monning (1977), “a ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente à força cortante das almas das vigas, a qual depende, portanto, da resistência à compressão do concreto”. (DONIN, 2015)

**Figura 5 - Ruptura pelas diagonais de compressão**

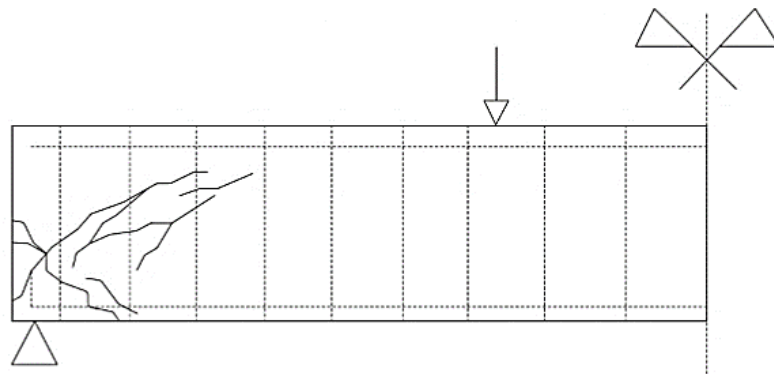


Fonte: Donin (2015)

### 2.2.2.2 Ruptura por falha da ancoragem

Segundo Donin (2015), a região sobre os apoios a armadura longitudinal é bastante solicitada devido ao efeito arco. Portanto a armadura deve ser devidamente ancorada para que não ocorra a ruína da região de encontro da diagonal de compressão próxima ao apoio e nem do banzo tracionado onde ocorre o cisalhamento da alma.

**Figura 6 - Ruptura por falha da ancoragem**

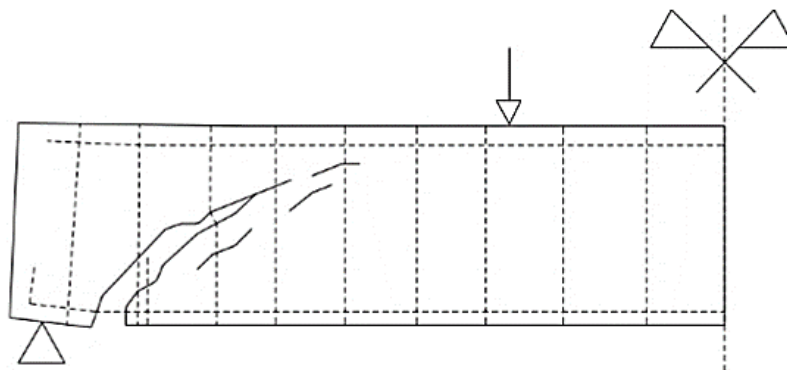


Fonte: Donin (2015)

### 2.2.2.3 Ruptura por força cortante-tração

Este tipo de ruptura ocorre pelo rompimento dos estribos da viga, ou seja, quando o limite de escoamento da armadura transversal é ultrapassado. Com o rompimento dessa armadura, as fissuras de cisalhamento sofrem uma abertura atingindo a zona comprimida da seção da peça (DONIN, 2015).

**Figura 7 - Ruptura por força cortante-tração**

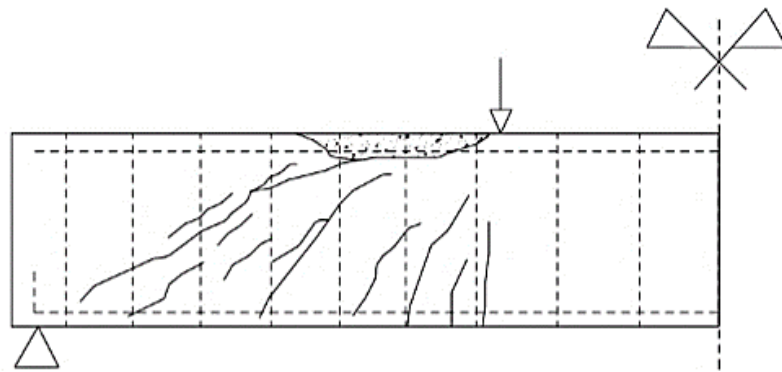


Fonte: Donin (2015)

#### 2.2.2.4 Ruptura por força cortante-flexão

Caracterizada pela intensa fissuração proveniente da insuficiência de armadura, ocorre quando o aço da armadura atinge seu limite de escoamento. Dessa forma, ocorre uma diminuição da região comprimida da seção dada pela elevação da linha neutra e consequentemente uma sobrecarga no concreto, causando seu esmagamento. (DONIN, 2015)

**Figura 8 - Ruptura por força cortante-flexão**

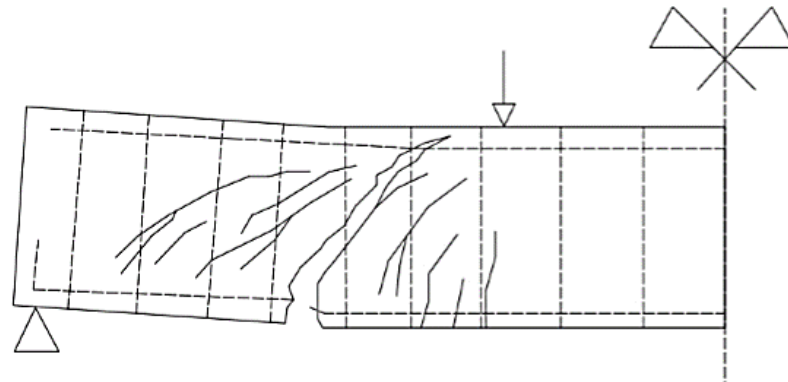


Fonte: Donin (2015)

#### 2.2.2.5 Ruptura por flexão da armadura longitudinal

Geralmente provenientes de deficiências pontuais nas armaduras transversais, as deformações excessivas geradas devido a essas falhas, causam um deslocamento entre as seções das fissuras e consequentemente o surgimento de flexão localizada na armadura longitudinal. (DONIN, 2015)

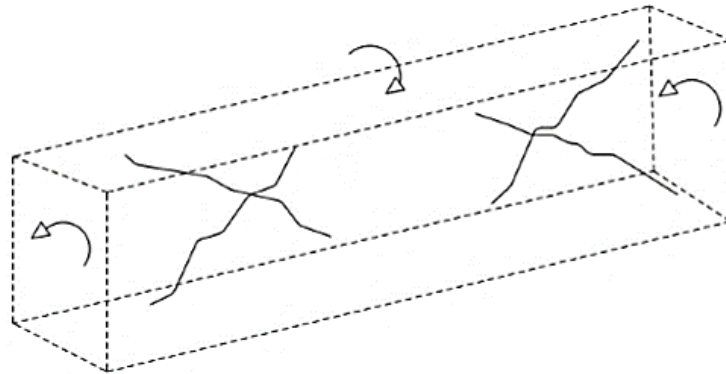
**Figura 9 - Ruptura por flexão da armadura longitudinal**



Fonte: Donin (2015)

### 2.2.3 Ruptura por torção

**Figura 10 – Ruptura por torção**



Fonte: Donin (2015)

### 2.3 Identificação prática de uma estrutura comprometida

Na prática, previamente a realização de qualquer intervenção é fundamental uma inspeção da estrutura existente seguida de uma análise das condições de segurança desta. Se durante a inspeção for observado e constatado que existem danos na estrutura e que a mesma se encontra comprometida, um diagnóstico da situação deve ser realizado, identificando os motivos que ocasionaram tais patologias e a maneira como este se sucedeu. (APPLETON e GOMES, 1997)

A avaliação de manifestações patológicas presentes, salvo raras exceções, são facilmente identificáveis pois apresentam sintomas peculiares, que possibilitam deduzir a natureza, a origem e a evolução do problema, bem como os fenômenos envolvidos no processo, permitindo assim a previsão do comportamento e das prováveis consequências em caso de não intervenção (REIS,1998). Dentre essas manifestações as mais comumente identificáveis, segundo Helene (1992), estão fissuras, deformações, deslocamentos, desagregações, deslocamentos, eflorescências, dentre outras.

Souza (1990), classifica as estruturas danificadas em quatro estágios, os quais são vinculados à maneira como proceder perante eles.

- Aceitáveis;
- Toleráveis ou aceitáveis sob certas condições;
- Não aceitáveis, necessitando de algum tipo de intervenção;

- Não reparáveis, devendo ser demolidas.

Os casos “aceitáveis” e “toleráveis” não exigem necessariamente intervenções pois a gravidade da situação é considerada baixa. Já os “não reparáveis” implicam em soluções drásticas, como demolições, devido à gravidade da situação. Portanto, os casos “não aceitáveis”, são os objetos de estudo em casos de restaurações pois existem soluções viáveis e eficazes para sanar tal problema.

Para estes casos, devem ser considerados as diversas possibilidades de intervenções, que incluem desde reparo, substituição de elementos comprometidos a introdução de novos elementos estruturais. Conhecidas as possibilidades, avalia-se mais indicada para cada situação, considerando alguns fatores como o nível de complexidade das intervenções necessárias, a viabilidade econômica e geométrica, a disponibilidade de materiais e mão de obra qualificada, entre outros.

## **2.4 Intervenções na estrutura**

Conforme a deterioração presente na estrutura, variam o nível de interferência e os materiais necessários para que a integridade do elemento seja restabelecida. Essas intervenções podem ser denominadas reparos ou reforços. Segundo Canovás (1988), reparos são quaisquer intervenções que tenha por objetivo devolver ao elemento danificado a capacidade do projeto original, e reforços tendem a aumentar essa capacidade possibilitando o aumento de carregamento na peça. Já Souza e Ripper (1998), estabelecem que quando os serviços não implicarem na introdução de materiais estes são denominados recuperações ou reparos e, caso contrário, são chamados de reforços.

## **2.5 Materiais**

Antes de se optar por um método interventivo é necessário conhecer também os materiais que podem ser utilizados para tal e os procedimentos existentes. Existem diversos tipos de materiais que podem ser usados, dentre os quais estão polímeros, materiais de ligação, materiais elaborados, pré-fabricados entre outros. Porém os mais empregados, devido à qualidade e economia, são concretos e argamassas e, por estes se tratarem de misturas é importante também conhecer sua composição, e como modificações de materiais e de dosagem influenciam no comportamento do material.



## **2.5.1 Materiais de estruturas existentes**

### **2.5.1.1 Concreto e argamassas**

Tanto argamassas quanto concretos, são materiais que variam suas propriedades conforme sua composição. Argamassas são constituídas por cimento, água, agregados miúdos e aditivos. E concretos são argamassas com agregados graúdos inclusos. Conforme o emprego destes componentes e do traço utilizado, podem apresentar variações de características mecânicas, físicas e químicas.

Segundo Helene (1992), sua utilização em reforço e reparo requer um traço especialmente formulado com a finalidade de melhorar as propriedades do material, e garantir sua eficiência no reforço. Dentre estas melhorias estão o aumento da resistência inicial, a ausência de retração na secagem, necessidade de controle de expansão, elevada aderência ao substrato e baixa permeabilidade. E essas podem ser atendidas com o acréscimo de aditivos e adições, como plastificantes, redutores de água, impermeabilizantes, baixa relação água cimento, cinzas volantes, escória de alto forno, microsílica, entre outros.

No mercado existem formulações prontas disponíveis na forma de microconcretos e argamassas industrializadas. Bem como outras na base de resinas e combinações destas com outros materiais.

#### **2.5.1.1.1 Cimento**

O cimento é o principal componente e o aglomerante da mistura. Conforme Souza e Ripper (1998), é o principal responsável pela durabilidade do concreto, pois dele depende a resistência mecânica, a estabilidade dimensional (expansão, retração e fissuração) e a resistência química (capacidade de resistir a agentes químicos como salinidade, poluição).

Existem diversos tipos de cimentos, com variadas propriedades, dentre os quais se destacam o cimento Portland comum, com adições, de alto-forno, composto, pozolânico, de alta resistência inicial e as resistentes a sulfatos.

#### **2.5.1.1.2 Agregados**

Agregados são materiais granulares e inertes, que conforme o tamanho de seus grãos,

são classificados em agregados miúdos ou graúdos.

Os agregados podem ter influência na retração e na resistência mecânica do concreto. Portanto, alguns fatores devem ser considerados antes de sua aplicação em uma mistura: o teor de umidade e a porosidade do agregado podem alterar o fator água cimento do concreto devido ao nível absorção de água; a granulometria dos grãos está diretamente ligada a compacidade destes, a resistência mecânica, a trabalhabilidade e uniformidade do concreto e portanto deve ser considerada; e as rochas que deram origem a tal, devem ser inertes, para evitar reações do tipo alcalis-agregado e expansibilidade do concreto.

### **2.5.1.1.3 Água**

Segundo Souza e Ripper (1998) é a quantidade de água (fator água/cimento) que define a resistência final do concreto. A água, tanto da mistura quanto da cura, deve ser potável, sem apresentar matérias em suspensão, impurezas químicas (cloretos e sulfatos) e nem resíduos industriais, para assim, evitar o surgimento de patologias devido a corrosão de armaduras, reações expansivas e o retardamento da pega do concreto respectivamente.

### **2.5.1.1.4 Aditivos**

Aditivos são produtos acrescentados, em condições adequadas e doses precisas, aos aglomerantes. Estes possuem como finalidade modificar ou implementar certas propriedades do conglomerado. (CÁNOVAS,1988)

Souza e Ripper (1998) sugerem que aditivos sejam evitados sempre que possíveis, e que, quando inevitáveis seja realizado um rigoroso controle de qualidade. Neste controle sugerido estão inclusos: ensaios e precisão de dosagem, como garantia de compatibilidade do aditivo com os demais componentes da mistura; precauções durante a mistura da massa, como garantia de que esta seja uniforme e homogênea; conservação correta dos aditivos; e emprego de apenas um aditivo por traço, a fim de evitar incompatibilidades entre aditivos.

## **2.5.2 Materiais de reparos**

### **2.5.2.1 Polímeros**

“Os polímeros são compostos formados por processo químico de associação molecular,

produzido e controlado por catalizadores, responsáveis pelo início do processo, pelos inibidores, que controlam a velocidade do processo, impedindo a polimerização prematura durante o armazenamento do produto, e pelos aceleradores, que aceleram o processo” (SOUZA E RIPPER, 1998)

Em trabalhos de recuperação, monômeros fazem parte da composição de ligantes estruturais e produtos protetores de barras de armaduras. Esses materiais de recuperação de base polimérica incluem as diversas resinas, de poliéster-estireno, de ésteres-vinílicas, furânicas, poliuretânicas, polissulfídicas, fenolíticas, orgânicas e as epoxídicas.

### **2.5.2.1.1 Resinas epoxídicas**

As resinas epoxídicas são resinas sintéticas formadas por monômeros, constituído de cadeias moleculares de epicloridrina e bifenol, tendo um grupo epóxi no extremo de cada uma de suas cadeias. Estes monômeros reagem com catalizadores ou agentes de cura, formando polímeros com propriedades variadas.

Conforme Cánovas (1988), dentre as propriedades que as tornam as resinas epóxi excelentes opções em restaurações, reparações e reforços de estruturas danificadas, estão a retração química praticamente desprezível, a baixa retração térmica, a reatividade regulável, a compatibilidade com a umidade, a excelente aderência tanto ao concreto quanto ao aço, a excelente resistência mecânica, a estabilidade destas perante intempéries e meios agressivos e a possibilidade de alterar sua flexibilidade.

Comercialmente são vendidos na forma de dois componentes líquidos, a resina e o endurecedor que devem ser homogeneizados. Essas resinas podem apresentar variações em suas características conforme as proporções entre seus elementos constituintes e conforme o catalizador empregado. De maneira geral, as resinas apresentam: resistência à tração de 30 à 90 MPa; resistência à compressão oscilando entre 120 e 210 MPa; viscosidade (a temperatura de 25°C) compreendida entre 100 e 15.000 centipoises; excelente adesão ao concreto base, rompendo o concreto por tração fora da área colada; tempo de aquisição de resistências variando de 0,5 à 10 horas, sendo a máxima resistência atingida após 7 dias; retração muito menor se comparada ao concreto; alongamento de ruptura oscilante entre 2 e 5% em formulações sem carga. (CANOVAS, 1988)

Estas resinas são muito empregadas em argamassas, concretos, massas selantes e adesivos, ou seja, nas chamadas “formulações epóxi”. Em restaurações de construções, são ideais para casos em que seja necessário obter altas resistências em um curto período de tempo.

Injeções de fissuras e trincas, união de aço a concreto em reforços e de concretos de diferentes idades, adesivos para unir argamassas ou concretos em reparações, argamassas epóxi para preenchimento, revestimentos anticorrosivos e selagens são algumas das aplicações mais comuns dessas formulações de resina.

Segundo Souza e Ripper (1998) são três os aspectos básicos de escolha de uma resina para injeção: viscosidade, módulo de elasticidade e “pot life”, este último entendido como um coeficiente de polimerização da mistura em função da temperatura, ou seja, seu tempo de endurecimento. A viscosidade da resina epóxi, conforme Pimentel e Teixeira (1978) citado por Souza e Ripper (1998), deve ser compatível com a abertura da fissura conforme a Tabela 1.

**Tabela 1- Relação abertura de fissuras x viscosidade das resinas epóxi (temp 20°C)**

Abertura fissuras	Viscosidade da resina
$\omega < 0,2\text{mm}$	100 cps – Resinas líquidas bastante fluidas
$0,2\text{mm} < \omega < 0,6 \text{ mm}$	< 500 cps
$0,6 \text{ mm} < \omega < 3,0 \text{ mm}$	< 1500 cps
$\omega > 3,0 \text{ mm}$	Resinas puras ou com carga

Fonte: Pimentel e Teixeira (1978), adaptada pela autora

É recomendado ainda que, dependendo da importância e do volume do reparo, sejam realizados ensaios de endurecimento da formulação epoxídica a ser utilizada.

### 2.5.2.2 Materiais elaborados

São considerados materiais elaborados os materiais provenientes da mistura de dois ou mais materiais, simples ou compostos, preparados momentos antes de sua aplicação, na própria obra. Estes incluem materiais cimentícios, concretos de cimento e polímeros, concretos com sílica ativa e concretos com fibras.

### 2.5.2.3 Materiais cimentícios

#### 2.5.2.3.1 Argamassa de cimento injetável

Argamassas de cimento injetável são pastas homogêneas compostas de cimento e água ( $a/c=0,40$ ), mas apresentam aditivos plastificantes e expansores em sua composição, para aumentar a fluidez, diminuir a segregação, aumentar a expansão com a finalidade de reduzir a

retração da massa. São bastante utilizadas em reparo de falhas na estrutura e na ancoragem de barras.

#### **2.5.2.3.2 Argamassa farofa**

São argamassas secas compostas de cimento e areia (1:3), onde a quantidade de água é a mínima necessária para consistência do material. Possui como características principais a alta resistência e a baixa retração. Em reparos servem especialmente para o preenchimento de cavidades.

#### **2.5.2.3.3 Concreto convencional**

Concretos convencionais ainda são os mais utilizados em restaurações. Sua composição e seu traço são definidos visando características como resistência, durabilidade e, principalmente, a retração do material.

A fissuração entre as interfaces do concreto original e o de reparo, ocorre devido a uma diferença de retração provocada pelas diferenças de idades do concreto. Quando a estrutura de reparo é nova e não sofreu toda a retração ainda, o traço do reparo deve assemelhar-se ao original, porém quando mais velha, o concreto de reparo deve ter baixa retração, pois a estrutura original já sofreu grande parte das retrações.

#### **2.5.2.3.4 Concreto projetável**

Estes, segundo Souza e Ripper (1998), são concretos cujo “transporte da mistura até o local de aplicação é feito através de um tubo, sob impulsão de ar comprimido, a uma velocidade constante e elevada”. Com esse processo, adquirem densidade, compacidade, impermeabilidade, baixa porosidade e aderência, o que as tornam apropriadas, quanto a recuperações, na recomposição de seções.

#### **2.5.2.3.5 Concreto polimérico**

Concretos modificados com polímeros são provenientes da adição de monômeros na mistura tradicional da massa. Essa adição desses polímeros aumenta a resistência mecânica (adesão) e química (abrasão) do concreto, além de permitir sua rápida entrada em serviço. São

exemplos desse tipo de material, os concretos modificados com látex, com epóxi, ou com resinas a base de PVA.

#### **2.5.2.3.5.1 Argamassa de epóxi**

Argamassas ou concretos modificados com epóxi tem a adição da resina e catalizadores na mistura. A proporção entre componentes, geralmente segue o padrão de que a relação a/c é da ordem de 0,30 enquanto a epóxi/cimento é de 0,20. Apresentam como melhorias aumento de resistência mecânica e química e aumento da capacidade aderente.

#### **2.5.2.3.5.2 Argamassa com látex**

Argamassas ou concretos modificados com látex apresentam menor relação água cimento pois a incorporação do polímero a massa dá a ela mais fluidez, sem necessitar o aumento da quantidade de água. O látex também é naturalmente um retardador de pega do concreto e simultaneamente um incorporador de ar. Porém quando endurecido, este concreto ganha resistência, aderência e impermeabilidade

#### **2.5.2.3.6 Concreto com sílica ativa**

Concretos com sílica ativa são concretos com adição de sílica, um pó fino pulverizado com características pozolânicas, que quando incorporada ao concreto em quantidades de 4 a 15% em relação ao peso do cimento, preenchem os vazios da massa e colaboram para a reatividade do material. Estes então adquirem melhores resistências a compressão, a tração, a abrasão, a erosão e a ataques químicos. Também apresenta menor permeabilidade e porosidade, além de melhor aderência entre concretos e menor índice de reflexão no concreto projetado.

#### **2.5.2.3.7 Concreto com fibra**

Concretos reforçados com fibras são uma mistura de concreto comum com fibras de aço, de vidro ou de polímeros orgânicos. Essas, quando adicionadas a massa de forma descontínua, criam uma espécie de complementação de armadura, aumentando a resistência do concreto e alongando a ruptura a tração.

### 2.5.2.4 Materiais pré fabricados

Materiais pré-fabricados são materiais que são preparados em indústrias. Os materiais deste tipo mais utilizados em recuperações e reparos são argamassas prontas, adesivos, materiais para injeção e grautes.

#### 2.5.2.4.1 Argamassas prontas

Geralmente seu uso é empregado quando a necessidade de volume de material para reparo é pequena. Comercialmente, existem inúmeros tipos de argamassas prontas como as de base mineral (cimentícias), de base resina epóxi, de base resina poliéster, de base resina furânica e de base fenólica resumidas na Tabela 2.

**Tabela 2 - Principais argamassas prontas**

Tipo	Componentes	Características
Argamassa de base mineral (cimentícias)	Cimento, agregados, aditivos expansores e superplastificantes	<u>Vantagens:</u> retração inexistente; alta resistência química; boa aderência; elevada fluidez; impermeável; não corrosíveis; não inflamáveis; pH alcalino.
Argamassa de base resina epóxi (argamassas de polímeros)	Pode ter 2 ou 3 componentes: resina epóxi, endurecedor e agregados	<u>Vantagens:</u> altíssima aderência, tanto ao concreto quanto ao aço; tixotrópica; <u>Desvantagens:</u> custo elevado.
Argamassas de base resinas poliéster ou estervínica	Resina em solução, catalisador e fillers inertes	<u>Vantagens:</u> curto tempo de cura; alta resistência inicial; baixa retração; alta resistência química e térmica; impermeabilidade; elevada aderência ao substrato; em alguns casos permitem temperaturas de trabalho elevadas (100°C /115°C) <u>Desvantagens:</u> custo elevado.
Argamassa de base resina furânica	Resina líquida, catalizador e filler (sílica, carbono, barita ou coque pulverizado)	<u>Vantagens:</u> curto tempo de cura; alta resistência inicial; baixa retração; alta resistência química; impermeabilidade; elevada aderência ao substrato; uso em temperaturas de até 200°C. <u>Desvantagens:</u> custo elevado.
Argamassas de base resina fenólica		<u>Vantagens:</u> curto tempo de cura; alta resistência inicial; resistente a ácidos; baixa retração; impermeabilidade; elevada aderência ao substrato; uso em temperaturas de até 175°C. <u>Desvantagens:</u> custo elevado; tempo útil para aplicação reduzido; devem ser mantidas em ambiente refrigerado, devido ao “shelf life” curto.

Fonte: Adaptação de informações de Souza e Ripper (1998) e Helene (1992).

#### **2.5.2.4.2 Adesivos**

São materiais utilizados para colar materiais a elementos estruturais já existentes. Podem ser à base de epóxi, PVA e acrílico.

Os adesivos de base epóxi possuem dois componentes, monômeros e catalisador, que após solidificados, apresentam elevada resistência mecânica.

Os adesivos de base PVA apresentam boa resistência ao intemperismo, sendo utilizado em tintas, revestimentos e membranas impermeabilizantes.

Os polímeros acrílicos apresentam transparência cristalina e excepcional resistência química, utilizados sob a forma de placas transparentes semelhantes ao vidro, painéis de revestimento de paredes, em tintas, impermeabilizações e como adesivos.

#### **2.5.2.5 Materiais de injeção**

As resinas sintéticas utilizadas na injeção apresentam alto poder adesivo o que permite restabelecer o monolitismo de elementos de concreto fissurados. As resinas comumente utilizadas são acrílicas, poliéster e epoxídicas, já descrita no item 2.5.2.1.1.

#### **2.5.2.6 Graute**

Os grautes são argamassas de fácil aplicação, de elevadas resistências mecânicas e isentas de retração, produzidas por empresas especializadas. Estas argamassas podem ser de base mineral ou de base epóxi.

O graute de base mineral é um material constituído por cimento, agregados miúdos, quartzos, aditivo superplastificante e aditivo expensor, que deixam a massa com elevada fluidez, permitindo a aplicação em regiões de difícil acesso. Já o graute de base epóxi é um composto fluido e baixa viscosidade quando na forma líquida, mas quando endurecido, apresentam excelentes resistências química, mecânica e abrasiva.

### **2.5.3 Materiais utilizados em reforços**

#### **2.5.3.1 Chapas, perfis e cantoneiras metálicas**



Conforme Pfeil (2008), os aços podem ser classificados em aços carbono e aços de baixa liga. Os aços-carbono possuem em sua composição maior teor de carbono se comparado ao manganês, portanto apresentam maior resistência e menor ductibilidade. Os aços de baixa liga apresentam suas propriedades modificadas pelo acréscimo de elementos de liga, o que permite sua maior deformabilidade, portanto são mais usuais em soldas. Os aços de reforços, sejam chapas ou perfis, devem possuir alta resistência. Então as opções para tal aplicação são definidas por padrões da ABNT, da ASTM e das normas europeias NR, conforme os anexos I e II.

### **2.5.3.2 Fibras de carbono**

Fibras de carbono são resultado da carbonização de fibras de polímeros orgânicos, que quando submetidos à altas temperaturas do processo, não derretem, mantendo sua estrutura molecular, e tendo como consequência a incorporação de átomos de carbono alinhados às suas fibras. Essas fibras modificadas adquirem extraordinárias características mecânicas, elevado módulo de elasticidade e altíssima resistência a tração.

Comercialmente são incorporadas resinas poliméricas e metais nas tais fibras, para que estas possam ter diferentes formatos. A forma mais empregada, para aumento de ductibilidade e resistência nas estruturas de concreto armado, são folhas flexíveis pré-impregnadas, onde os feixes de filamento das fibras são agrupados de forma contínua sobre uma folha suporte, aderidas na estrutura através de resina epoxídica (SOUZA E RIPPER, 1998).

## **2.6 Técnicas de reforços**

Todo e qualquer reforço a ser aplicado em elementos estruturais exigem uma série de procedimentos a serem cumpridos para que a eficiência de tal seja garantida. Estes incluem basicamente os tratamentos das superfícies, tanto do elemento a ser reparado quanto do material de reforço a ser aplicado, o selamento de fissuras ou o reparo de qualquer descontinuidade que o elemento possa ter e a aplicação do reforço em si com suas singularidades que serão explicados na sequência deste trabalho.

### **2.6.1 Tratamentos pré reparo**

Os tratamentos prévios da superfície de componentes estruturais são responsáveis por 50% ou mais do sucesso de uma recuperação ou reforço (HELENE, 1992). Por melhor que seja

a qualidade dos materiais e sistemas empregados, se o preparo e a limpeza do substrato forem inadequados podem comprometer toda a intervenção. Entende-se por preparo, o tratamento prévio da superfície dos elementos estruturais e como limpeza, os procedimentos efetuados instantes antes da aplicação dos materiais de recuperação (HELENE, 1992).

**Tabela 3 - Procedimentos de preparo e limpeza**

Preparo de Superfície	Limpeza
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Escarificação manual ou mecânica;</li> <li>- Disco de desbaste;</li> <li>- Demolição;</li> <li>- Lixamento manual ou elétrico;</li> <li>- Escovamento manual;</li> <li>- Pistola de agulha;</li> <li>- Jato de areia seco ou úmido;</li> <li>- Disco de corte;</li> <li>- Queima controlada;</li> <li>- Remoção de óleo e graxa impregnados;</li> <li>- Máquina de desbaste superficial.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Jato de água fria ou quente;</li> <li>- Vapor;</li> <li>- Soluções ácidas ou alcalinas;</li> <li>- Remoção de óleo e graxas superficiais;</li> <li>- Jato de ar comprimido;</li> <li>- Solventes voláteis;</li> <li>- Saturação com água;</li> <li>- Aspiração a vácuo.</li> </ul>

Fonte: Helene (1992).

Dentre os procedimentos citados na Tabela 3, os envolvidos nos métodos de reforços ao cortante de vigas são brevemente explicados, conforme Helene (1992).

### **2.6.1.1 Procedimentos de preparo de superfície**

#### **2.6.1.1.1 Escarificação**

O processo de escarificação consiste no apicoamento de superfícies com a finalidade de retirar a camada de nata de cimento e todo material inadequado, a fim de alcançar o concreto são. Define-se como material inadequado, todo o material solto, mal compactado ou segregado. Com este apicoamento, a superfície a ser obtida deve ser rugosa e coesa, para uma perfeita condição de aderência e eficaz aplicação de futuros de adesivos. Tal procedimento deve ser realizado sempre de fora para dentro evitando lascas as arestas e cantos, sem danificar a região a ser restaurada. Conforme o tamanho do reparo a escarificação pode ser manual, realizada com a utilização de ponteiro, talhadeira e marreta, ou mecânico por meio de rebarbador eletromecânico

#### **2.6.1.1.2 Lixamento**

Este procedimento é realizado tanto no concreto quanto na armadura. Em ambos os casos consiste em lixar a superfície com movimentos circulares, manualmente ou com auxílio de lixadeira. O lixamento do aço, é feito com lixa de ferro e procede até se obter uma superfície cinza claro, ou seja, até a remoção completa da carepa da laminação e produtos anticorrosivos normalmente aplicados nas barras. Já no concreto é utilizada lixa d'água, até se obter uma superfície livre de impurezas.

#### **2.6.1.1.3 Escovamento manual**

O escovamento consiste na simples utilização de escovas com cerdas de aço para a remoção de partículas soltas e materiais indesejáveis nas superfícies.

#### **2.6.1.1.4 Pistola de agulha**

A pistola eletromagnética pode ser uma alternativa para a limpeza de superfícies metálicas, seja proveniente de corrosão ou pintura. Durante sua utilização, deve-se cuidar para evitar o contato da pistola com o concreto.

#### **2.6.1.1.5 Jato de areia seco ou úmido**

O preparo com jatos de areia consiste na remoção dos materiais prejudiciais a aderência de reforços, como partículas soltas e resquícios de corrosão, através da utilização de compressores de ar, equipamento de jato de areia, abrasivo (areia), mangueira de alta pressão, bico direcional, e em casos de jato úmido, água. O jateamento deve ser feito em círculos e ortogonalmente a superfície. Esse procedimento é ineficiente em profundidades maiores de 3mm e gera pó no ambiente, necessitando após sua aplicação, uma limpeza com jatos de ar comprimido. Para tal procedimento, é importante ressaltar que, o material abrasivo, areia, deve apresentar granulometria adequada, estar lavada, isenta de matéria orgânica e seca.

#### **2.6.1.1.6 Disco de corte**

O uso deste equipamento de corte com disco diamantado se faz para a remoção de

rebarbas, delimitação de contorno de área de reparo ou abertura de vincos para tratamento de fissuras.

## **2.6.1.2 Procedimentos de limpeza**

### **2.6.1.2.1 Jato de ar comprimido**

Consiste na utilização de uma mangueira de alta pressão e compressor dotado de filtro de ar e de óleo, para a remoção do pó gerado pelos procedimentos de preparo, antes da aplicação de resinas ou adesivos. O procedimento deve ser realizado de forma que evite qualquer deposição de partículas, portanto ocorre do interior para o exterior, começando sempre pelas cavidades.

### **2.6.1.2.2 Solventes voláteis**

Os solventes são produtos altamente inflamáveis e voláteis, aplicados com pincel, estopa ou algodão, tanto na superfície do aço quanto do concreto. São aplicados para a remoção de resíduos e contaminações, como gorduras, tintas, graxas e óleos.

## **2.6.2 Reparos essenciais**

Fissuras e trincas são sintomas de que a estrutura iniciou sua deterioração e que pode ter essa situação agravada caso não houver intervenções. Se não previamente corrigidas, estas podem induzir a perda de resistência, a exposição e deterioração da armadura e do concreto, infiltração de fluidos e corrosão de armadura, dentre outros. Então, é recomendado o selamento dessas através de técnicas de reparação. (CANOVAS, 1988)

De maneira geral, o surgimento de fissuras representa a existência de tensões sobre um determinado elemento estrutural. Portanto antes de repará-las é fundamental analisar as sobretensões existentes e as causas de seu surgimento, com a finalidade de neutralizar essas causas e evitar um novo rompimento.

Como o estudo em questão se refere a reforços de vigas quanto ao cisalhamento, e por estas apresentarem como sintomas as fissurações, antes da aplicação de qualquer reforço tais fissuras devem ser seladas afim de readquirir parte do monolitismo da peça e dar continuidade ao concreto existente. Apesar de existir diversos métodos para reparo de fissuras, o mais

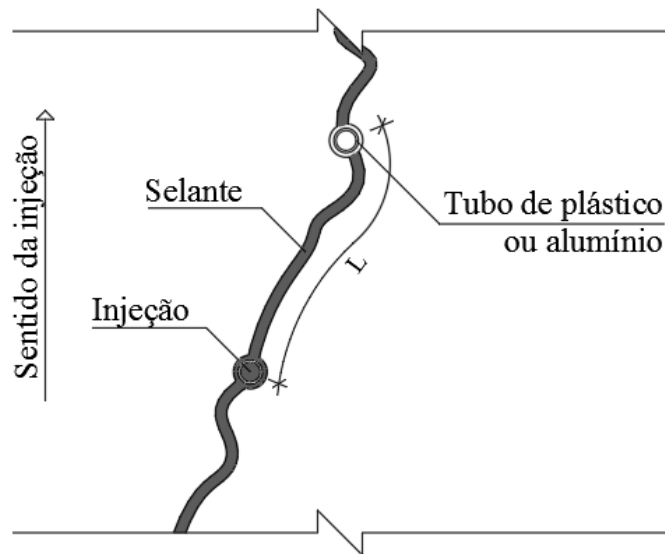
indicado para o caso é o de injeção.

### 2.6.2.1 Injeção de fissuras

Souza e Ripper (1998), definem a injeção de fissuras como uma técnica capaz de garantir o preenchimento eficaz do espaço formado entre as bordas de uma fenda. Detalhes deste preenchimento dependem de fatores como tamanho e a profundidade da fissura a ser selada, pois conforme estas características, se define o método de aplicação, viscosidade necessária do material de reparo e a pressão de aplicação da bomba.

O processo de injeção de fissuras consiste basicamente na selagem da superficial da fissura seguida da injeção do material selante, por pressão, através de tubos plásticos ou metálicos dispostos ao longo da fissura (Figura 11). A escolha do material selante a ser utilizado depende fundamentalmente da amplitude dos movimentos da peça e da temperatura a que vai estar submetida a junta.

**Figura 11 - Injeção de fissuras**



Fonte: Souza e Ripper (1998), adaptada pela autora.

Quanto ao procedimento de injeção, Souza e Ripper (1998) descrevem em algumas etapas:

- Primeiramente são realizados furos ao longo da fissura, com diâmetro de aproximadamente 1cm e 3cm de profundidade, com espaçamento (L) variável entre 5cm e 30cm, de acordo com a abertura da fissura, mas sem ultrapassar 1,5 vezes a profundidade;

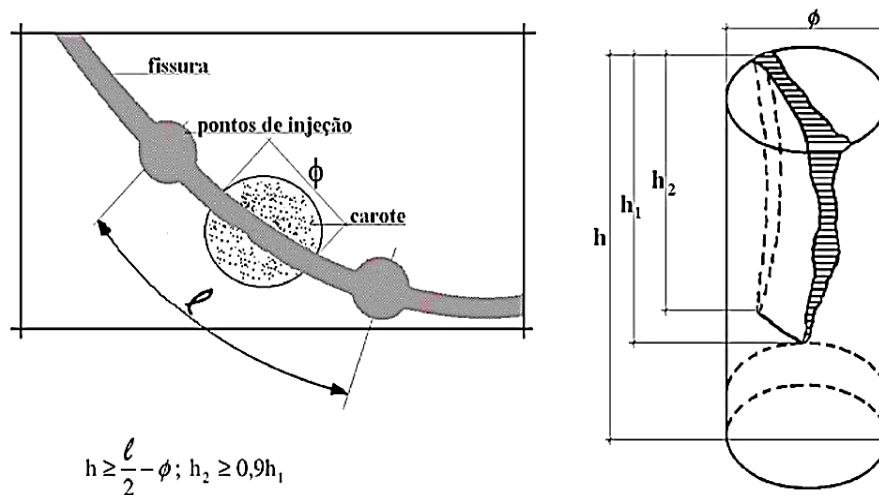
- As fissuras devem ser limpas com água sob pressão, secas com jato de ar e seguido de aspiração e remoção de partículas soltas;
- São então fixados tubos plásticos ao longo da fissura, com diâmetro menor que a abertura da fenda, por onde será introduzido o material selante. É importante ressaltar que essa fixação é feita com o mesmo material de preenchimento, ou seja, uma resina epoxídica;
- A abertura tem sua superfície então selada por uma cola epoxídica, aplicada com espátula. Quanto a espessura desta selagem, Souza e Ripper (1998) sugerem que este valor seja de 0,1cm a 0,5 cm, variando conforme a temperatura do ambiente, pois quanto mais elevada a temperatura mais tempo leva o “pot life” da cola. Portanto quanto maior a temperatura local, mais fina deve ser a espessura desta selagem.
- Aproximadamente 12 horas depois de selado, o ar comprimido é novamente aplicado verificando a eficiência do selo, a inexistência de obstruções e a comunicação entre os tubos. Caso houver obstruções, sugere-se a introdução de mais tubos ao longo da fenda.
- Caso não houver, é realizada a injeção, com pressão crescente e de baixo para cima, de forma que quando a resina aflorar no tubo adjacente, seja vedado o tubo anterior. E o processo segue, sendo realizada a injeção sempre no tubo não vedado.
- O processo termina com a remoção dos tubos plásticos, de 12h a 24h depois do término da injeção e com o posterior acabamento, onde a superfície em que estes estavam é lixada e regularizada.

Já Helene (1992), difere dois métodos de injeção de acordo com a abertura da fissura. Um para fissuras menores, de 0,3mm a 9mm de abertura, que segue o mesmo procedimento descrito por Souza e Ripper (1998) e considera um grout composto por dois componentes como selante. E outro para aberturas de 10mm a 70mm, que também exige um substrato limpo e seco, passando pelo processo de lavagem e secagem a ar comprimido. Porém, a preparação dos grouts nesse caso, é feita com o auxílio de um misturador mecânico, cuja função é de homogeneizar três componentes. A aplicação deste sobre as fissuras é realizada sempre de um mesmo lado. Apenas duas horas depois da aplicação, o excesso já pode ser retirado no sentido de baixo para cima.

É importante ressaltar a importância de um controle de qualidade desses reparos. Portanto, além das verificações da qualidade, garantia, certificado de origem e características básicas dos materiais empregados, sugere-se a retirada de testemunhos para verificação ocular da efetividade da injeção (Figura 12). Para que seja considerada efetiva o preenchimento da

fissura, o preenchimento deve ser superior a 90% da fissura. (SOUZA E RIPPER, 1998).

**Figura 12 - Processo de verificação de testemunhos**



Fonte: Souza e Ripper (1998).

## 2.6.3 Métodos de reforço ao cortante

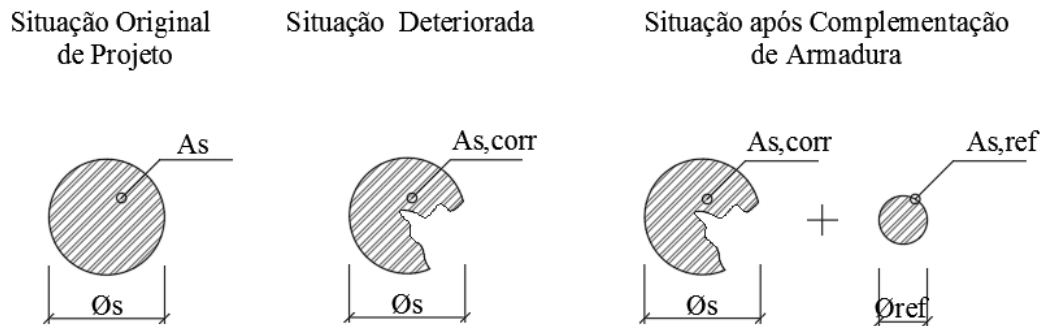
### 2.6.3.1 Complementação de armadura

O método de reforço por meio de acréscimo de armadura pode ser realizado com ou sem o aumento da seção transversal da viga, ou seja, por pelo denominado encamisamento de seções ou complementação de armaduras respectivamente.

#### 2.6.3.1.1 Sem aumento de seção da viga

Um método bastante utilizado em reforços, é a adição de barras de aço complementares às existentes, com a finalidade de restabelecer a resistência da peça e garantir o desempenho e segurança desta. Conforme Souza e Ripper (1998), seu emprego ocorre quando o comprometimento da armadura já atingiu 15% da seção original devido a corrosão do aço (Figura 13).

**Figura 13 - Reposição de área de aço por complementação de armadura**



Fonte: Souza e Ripper (1998), adaptada pela autora.

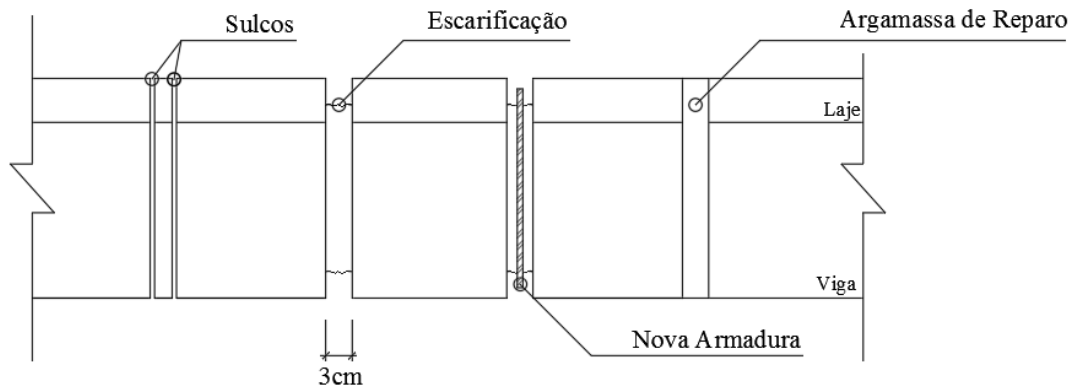
Alguns fatores devem ser considerados antes de se optar por esse tipo de reforço. Quanto à questão de projeto, requer muitos detalhamentos como definição de cobrimento, espaçamento entre barras, ancoragens, emendas, ângulos de dobramento, de curvatura, entre outros. Já na execução, cuidados são exigidos, afim de cumprir os detalhamentos estipulados em projeto.

O procedimento de execução para casos em que não se deseja um aumento de seção na viga consiste na introdução de armaduras transversais complementares. Este tem início com a abertura de sulcos verticais no substrato do entorno da viga, de espessura que possibilite a colocação da nova armadura e de profundidade suficiente para atingir sua armadura principal, afim de permitir a amarração dos novos estribos as armaduras existentes. Helene (1992), sugere que estes devam apresentar 3cm tanto de espessura quanto de profundidade.

As aberturas destes sulcos no substrato são feitas com discos de corte e após estes passam por um processo de escarificação afim de obter as dimensões e rugosidade adequadas. Enquanto isso, as armaduras a serem aplicadas são lixadas com lixa de ferro e após ambas as superfícies, substrato e armadura, são limpos com jato de ar seco ou acetona, permitindo a sucessiva aplicação do adesivo. Essa armadura adicional é posicionada nos nichos, e estes são preenchidos com argamassa. O acabamento final do processo é dado, com o auxílio de uma desempenadeira de aço.

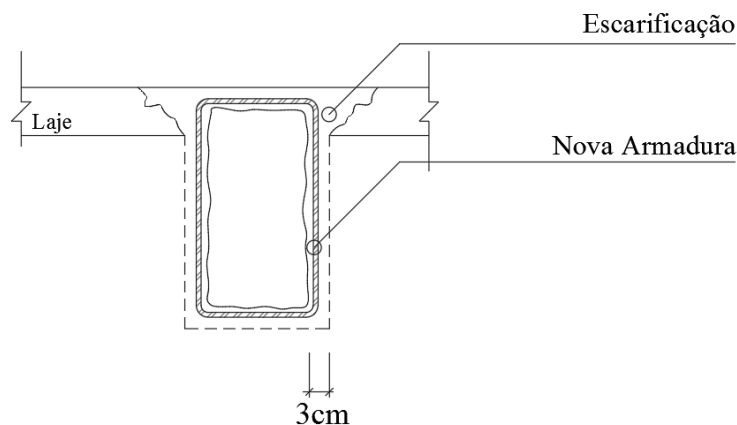


**Figura 14 – Etapas do procedimento de complementação de armadura – Vista lateral**



Fonte: Helene (1992), adaptada pela autora.

**Figura 15 – Etapas do procedimento de complementação de armadura – Corte transversal**

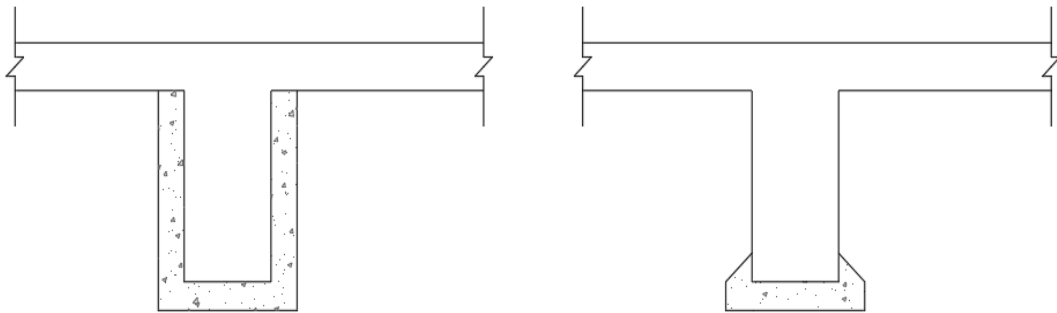


Fonte: Helene (1992), adaptada pela autora.

### 2.6.3.1.2 Com aumento de seção da viga

Outro processo que consiste na adição de barras de aço é o método de encamisamento de seção, no qual a viga sofre um aumento de seção transversal. Segundo Appleton e Gomes (1997), o reforço consiste na adição de armaduras suplementares inseridas em uma camada de betão ou argamassa, que envolve a viga existente, aumentando as dimensões de sua seção da viga e sua resistência nas zonas comprimidas.

**Figura 16 - Encamisamento de seções**

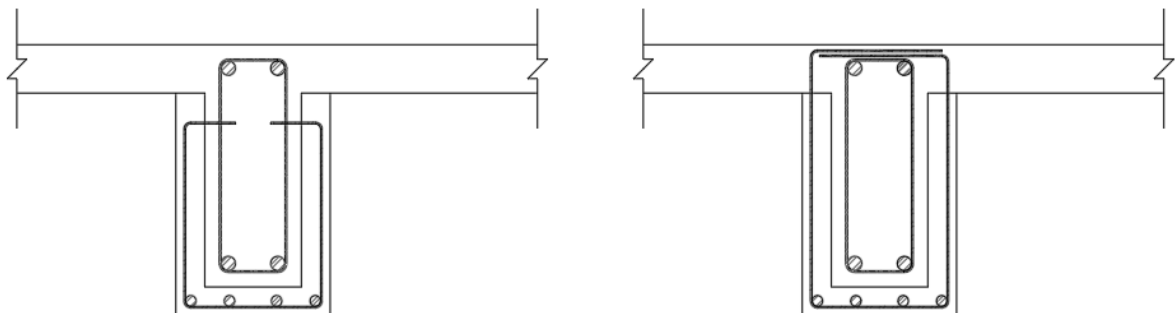


Fonte: Appleton e Gomes (1997), adaptada pela autora

O processo construtivo consiste basicamente no escoramento e na preparação prévio de superfície, seguido da colocação de armadura externamente a seção e do sucessivo encamisamento com aplicação da argamassa e respectiva cura, para a conclusão do reforço.

A aplicação das armaduras complementares para aumento de resistência ao cortante, consiste no aumento da seção da altura e largura da viga para a colocação de armaduras complementares tanto longitudinais quanto transversais. Os modos de distribuição e amarração das armaduras transversais, podem variar conforme exemplificado na Figuras 10. Esta amarração pode ocorrer por furos previamente realizados na alma da viga ou por meio da perfuração do banzo e da abertura da cavidade superior da viga onde os ramos são amarrados. Apesar de mais eficaz, este último exige intervenções na laje do pavimento superior e, portanto, é um processo mais complexo e que causa maiores impactos.

**Figura 17 – Alternativas de disposição de armaduras no reforço ao esforço cortante**

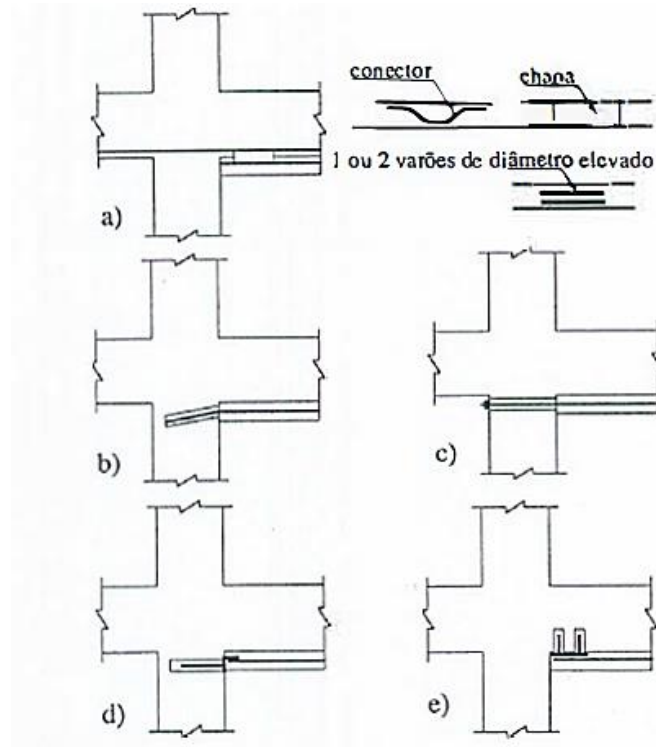


Fonte: Appleton e Gomes (1997), adaptada pela autora

A ancoragem no sentido longitudinal, ligação de nós de ligação viga-pilar, também é

necessária e pode ser realizado por solda, por parafusos ou pela simples aderência concreto-argamassa (Figura 18).

**Figura 18 – Tipos de ancoragem de armadura longitudinal**



Fonte: Appleton e Gomes (1997).

Assim como nos demais métodos a eficiência do reforço depende da ligação entre os materiais, dado pela aderência, ou seja, efeito químico, e pelo atrito, efeito mecânico.

É importante considerar que o método de encamisamento possui vantagens comportamentais e econômicas se comparados a adição simples de armadura. Porém inconvenientemente este exige um aumento de seção que pode delimitar sua utilização por questões de disponibilidade de espaço e estética. Outro fator de suma importância é o processo de execução exigido que, vinculado ao tempo de cura, gera um maior transtorno de construção.

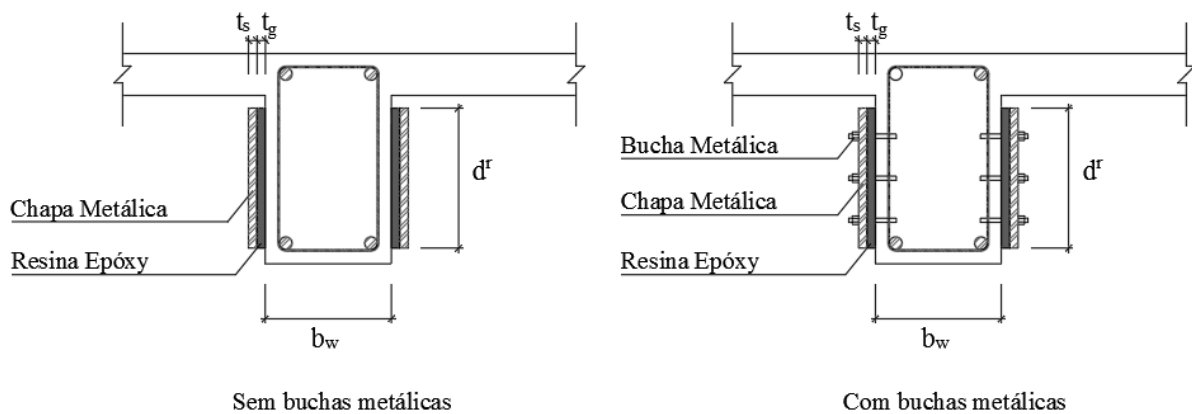
### 2.6.3.2 Adição de chapas e perfil metálicos

O reforço exterior por colagem de chapas ou perfis metálicos são muito utilizados quando se deseja aumentar a resistência de uma estrutura de forma rápida, eficiente e econômica sem ter grandes modificações na seção original da peça. Segundo Appleton e Gomes (1997), esse tipo de reforço é eficiente exclusivamente em casos cuja armadura transversal é

insuficiente.

A utilização dessas chapas metálicas como reforço podem ocorrer por simples colagem com de resinas epóxi ou pela colagem acrescida de fixações de buchas metálicas (Figura 12). Segundo resultados de experimentais realizados por Appleton e Gomes (1997), as amarrações com buchas apresentam vantagens perante as colagens, pois com a presença de buchas os arrancamentos nas extremidades das chapas são evitados. Outra vantagem ocorre em casos de incêndios, em que as buchas mantem a ligação mecânica que a cola perde com o calor, garantindo a efetividade do reforço mesmo em temperaturas elevadas ( $t > 70^{\circ}\text{C}$ ). A desvantagem da aplicação de um sistema de buchas é a complexidade envolvida no processo executivo, que muitas vezes não compensa o ganho de resistência.

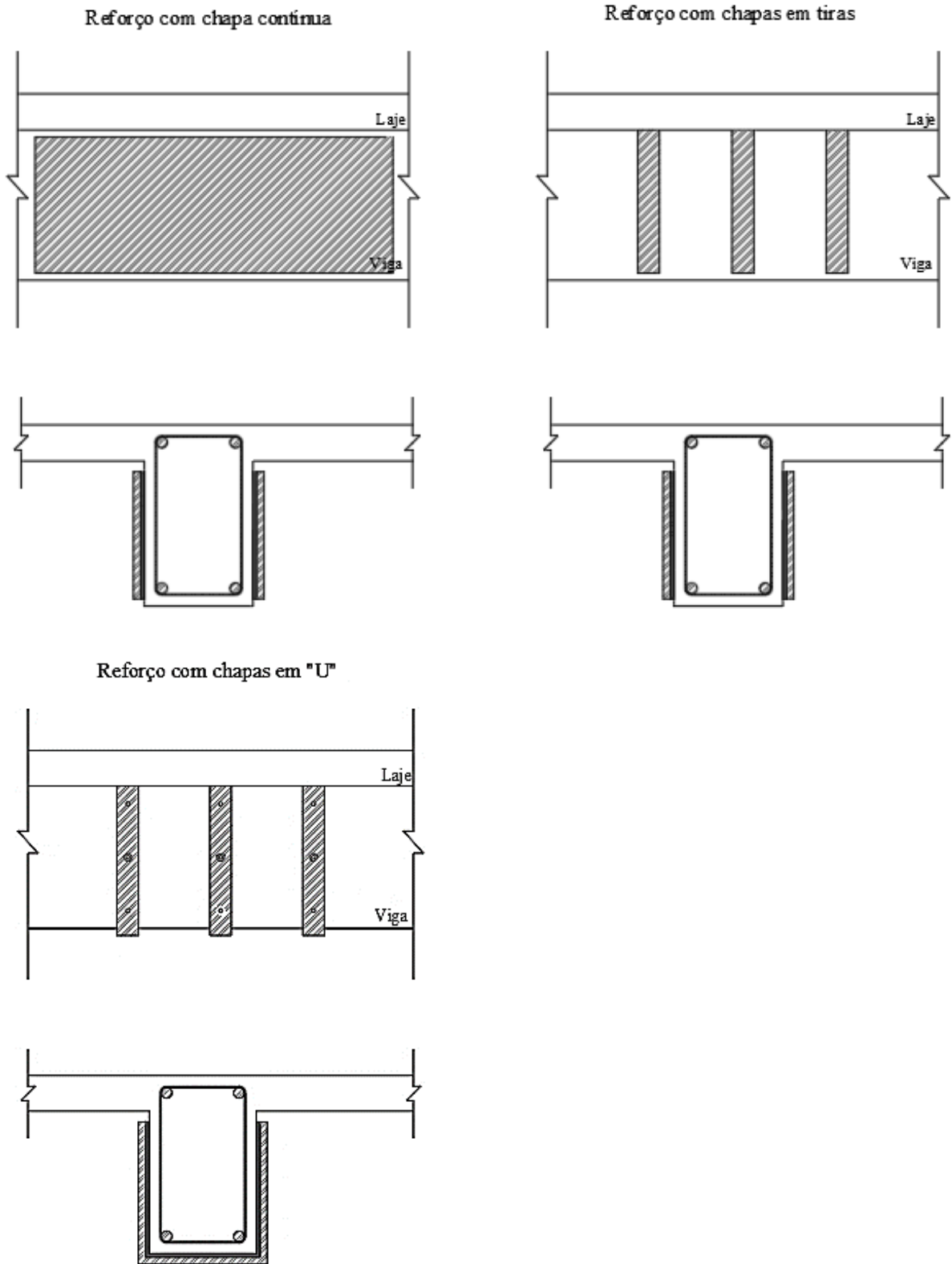
**Figura 19 - Aplicação de chapas metálicas por colagem**



Fonte: Appleton e Gomes (1997), adaptada pela autora.

Pode-se realizar tal reforço com chapas metálicas contínuas, em formato de “U”, em “L” ou em tiras, podendo ser reforçadas com cantoneiras, conforme Figura 20.

**Figura 20 - Opções de colagem de chapas metálicas**



Fonte: Viana (2004), adaptada pela autora

Conforme Viana (2004), a colagem de chapas contínuas não é aconselhável pois

bolhas de ar podem se formar entre a viga e a chapa, possibilitando o acúmulo de água e consequente fissuração e corrosão da viga devido a infiltração. Além disso, nesse caso a visualização destas patologias não é possível logo no início do processo por causa da sobreposição da chapa sobre estas, sendo seu impedimento prévio inviável. Esse mesmo problema já não ocorre com tanta frequência em chapas dispostas em tiras, e, portanto, esta é a melhor opção de disposição de reforço, pois além de possibilitar o acompanhamento da fissuração ainda evita desperdício de material.

Esse tipo de reforço, por sua concepção de projeto, é considerado simples, pois a nova resistência da peça é dada pela resistência trivial de uma viga nova estimando uma deterioração, somada a resistência da armadura exterior de reforço. Conforme Appleton e Gomes (1997), é um reforço bastante eficaz para o controle de fendilhamento e deformações, pois recupera o monolitismo do elemento enquanto aumenta a inércia da seção.

#### **2.6.3.2.1 Considerações quanto a materiais**

Cánovas (1988) define que para se obter êxito neste tipo de reforço o concreto do elemento a ser reforçado deve ser de qualidade e a resistência característica deste de precisa ser superior a 17,5 MPa.

No que diz respeito as chapas metálicas de reforço, estas não devem possuir resistência muito elevada, de modo que sua capacidade resistente seja mobilizada sem a necessidade de antes apresentar grandes deformações (APPLETON e GOMES, 1997). Os aços adequados para este tipo de aplicação estão resumidos nas tabelas dos anexos I e II. Embora cálculos sejam necessários para o correto dimensionamento do reforço (item 2.7), algumas considerações de dimensões e espessuras mínimas e máximas são citadas por diferentes autores.

Conforme Cánovas (1988), a espessura das chapas sofre limitações pela resistência ao cisalhamento, que depende da qualidade do aço e da magnitude do esforço a ser absorvido, pela resistência a flambagem e pelo grau de agressividade ambiental em que se situa a viga, pois quanto maior a agressividade, mais espessa esta deve ser. Já o comprimento máximo das chapas laterais é limitada pelo esforço a ser absorvido, que tem seu valor diretamente relacionado com a espessura das mesmas. Normalmente, seu comprimento não ultrapassa os 30 cm.

Quanto a cola a ser utilizada, também há divergências de opiniões. Van Gemmert et ali (1983) citado por Souza e Ripper (1998), defende que apenas adesivos epoxídicos devem ser utilizados. Já segundo o boletim do C.E.B n° 162 também citado por Souza e Ripper (1998), tanto resinas de base epóxi quanto de poliésteres apresentam resultados satisfatórios.

As delimitações de espessuras dos materiais envolvidos no reforço foram resumidas, por autor, conforme a Tabela 4.

**Tabela 4 - Relação de espessuras de materiais conforme diferentes bibliografias**

Bibliografia / Autor	Sem buchas metálicas			Com buchas metálicas		
	$t_s$	$t_g$	$d_r$	$t_s$	$t_g$	$d_r$
Helene	$\leq 4$ mm	$\leq 1,5$ mm	-	-	-	-
Appleton e Gomes	$\leq 3$ mm	$\leq 2$ mm	$\geq 100^* t_s$	$\leq 8$ mm	$\leq 2$ mm	$\geq 100^* t_s$
Cánovas	$\leq 3$ mm	-	-	-	-	-

Fonte: Autora (2017).

### 2.6.3.2.2 Processo executivo

Essa técnica de reforço exige primeiramente a preparação do substrato, já descritos nos itens 2.6.1 e 2.6.2, que inclui o fechamento das fissuras existentes e a remoção, por escarificação, do revestimento, da pintura ou nata superficial do concreto, a fim de obter um substrato de superfície plana e rugosa, para garantir a aderência química entre concreto e resina. Esta é realizada através da aplicação de jatos de areia ou de percussão com martelo de agulhas. Com a aspereza adquirida, a superfície do substrato é limpa com jatos d'água sob pressão e seca com jatos de ar comprimido ou acetona, estando então preparada para a aplicação da resina em finas camadas.

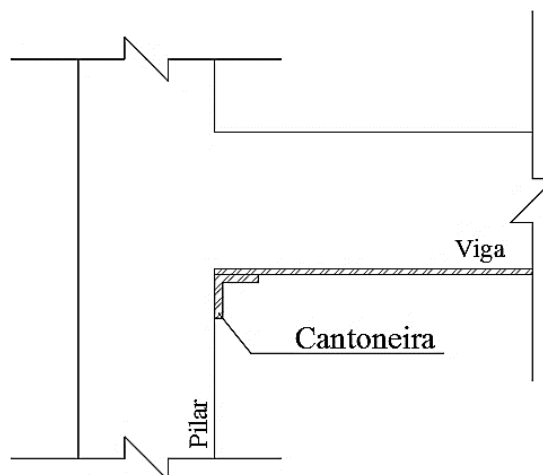
Antes da colagem, essas chapas devem ser previamente preparadas. Souza e Ripper (1992) sugerem que o lado da superfície da chapa que ficará em contato com a resina deva passar por processos que aumentem sua aderência, ou seja, deva ser desengordurada com tricloreto e decapada com jato abrasivo. E os lados que não ficarem em contato com a cola, devem ser tratados com primário epoxídico em pó de zinco e pintura anticorrosiva. Já Helene (1992) sugere que as chapas metálicas, em toda sua extensão, devam ser preparadas com jatos de areia ou lixamento elétrico, no máximo 2 horas antes da execução do reforço e instantes antes, devam ser realizadas a limpeza com jatos de ar seco ou acetona.

Helene (1992) explica o procedimento com a aplicação de adesivos. Segundo ele, este consiste na aplicação de dois tipos de adesivos, um sobre o concreto e o outro sobre a superfície metálica. Ambas superfícies adesivadas são pressionadas fortemente uma contra a outra com pressões uniformes, de 0,1 a 0,5 MPa, através do uso de escoras e placas de madeira, até que os adesivos fiquem com espessuras a desejada (Tabela 4). Cánovas (1988) sugere que a pressão ideal a ser aplicada depende do tipo de adesivo e das espessuras requisitadas. O tempo estimado

até o escoramento poder ser retirado é obtido através do acompanhamento do endurecimento do adesivo aplicado, que segundo Cánovas (1988) ocorre apenas algumas horas após sua aplicação e segundo Helene (1992) aproximadamente 48 horas depois. É importante ressaltar que a aplicação de cargas no elemento somente poderá ser realizada após sua cura completa, que geralmente ocorre em até 7 dias após a aplicação, no qual o adesivo já deve apresentar no mínimo 90% de sua capacidade resistente.

Alguns detalhes construtivos podem aumentar ainda mais a capacidade resistiva do reforço. De modo geral estes se fazem com o uso de cantoneiras metálicas (Figuras 21 e 22), tanto para amarrações em pilares, quanto acrescentadas nas faces inferior e superior da viga interligando as chapas coladas.

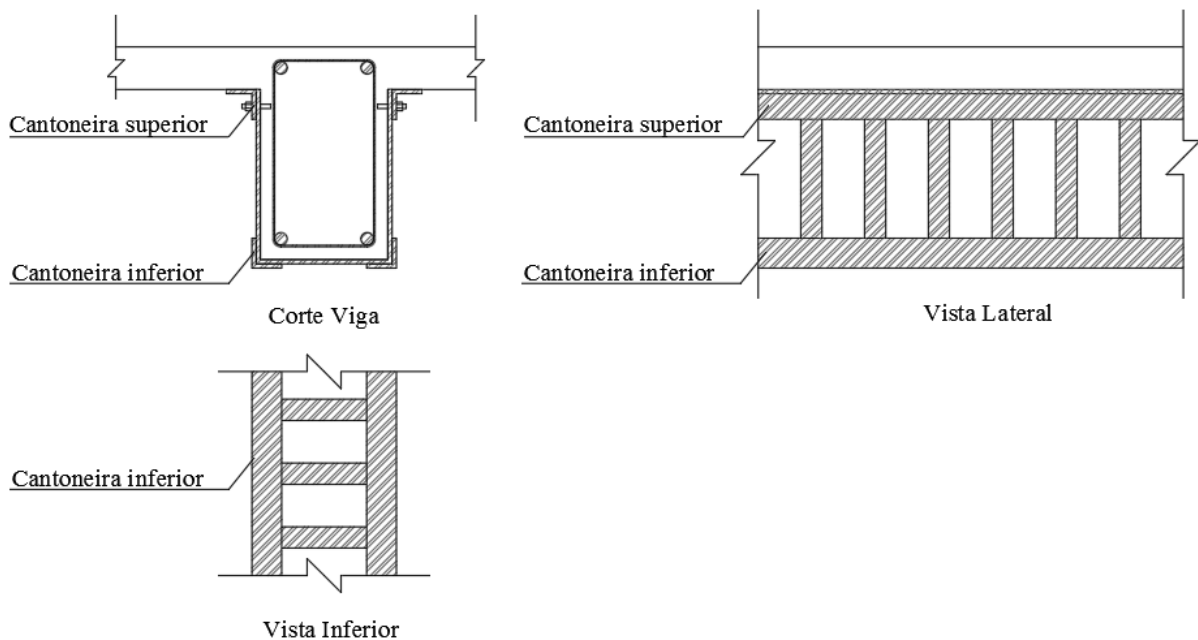
**Figura 21 – Ligação viga-pilar com cantoneiras**



Fonte: Appleton e Gomes (1997), adaptada pela autora



**Figura 22 – Detalhes construtivos com cantoneiras**



Fonte: Appleton e Gomes (1997), adaptada pela autora.

É importante ressaltar que os reforços metálicos, por serem externos a estrutura, ficam expostos a intempéries e a sinistros aos quais originalmente não apresentam resistência. Portanto, estes devem ser protegidos da corrosão e da ação do fogo, com pinturas intumescentes, afim de garantir uma resistência mínima.

A aplicação de perfis metálicos é similar à de chapas metálicas, porém neste os chumbadores são apertados e, somente após, é realizado o preenchimento entre as superfícies de aço e concreto através da injeção de uma resina mais fluida.

### **2.6.3.3 Reforço com fibras de carbono**

As aplicações de fibras de carbono em reforços são consideradas simples, resistentes e duráveis. Mas apesar de seu altíssimo desempenho, são economicamente inviáveis para reforços comuns, e por isso seu uso atual fica restrito a casos especiais como reforços de pontes ou locais com ressonância magnética, onde o uso do aço não é admissível (SOUZA E RIPPER, 1998).

A aplicação dessas fibras em reforços é feita de forma simples e direta, conforme ilustrado na Figura 23. Primeiramente a superfície do concreto passa por um processo de esmerilagem, uma simples remoção da sujeira e da camada de nata de cimento superficial, a fim de que o primer aplicado em seguida possa ser bem absorvido e desenvolva sua função de

garantir a aderência com o compósito. Após decorrida 1 hora de intervalo após sua aplicação, a resina de colagem (undercoating) é aplicada, seguido da fibra de carbono e da camada final de resina de revestimento (overcoating). Essa sobreposição de camadas é repetida quantas vezes forem necessárias conforme a resistência requerida, porém não é recomendado que este valor ultrapasse de 10 camadas. Depois da última camada recomenda-se um acabamento com revestimento de alto desempenho.

**Figura 23 - Procedimento de aplicação do reforço com fibras de carbono**



Fonte: Souza e Ripper (1998), adaptada pela autora.

Fibras de carbono podem ser utilizadas em reforços a flexão, a esforços transversais e para aumento de ductibilidade de uma peça. O fator mais importante a ser considerado é a amarração do compósito ao concreto para que as tensões sejam transferidas ao reforço e este seja eficaz. Apesar de que uma amarração simples com o comprimento de ancoragem mínimo seja satisfatória, o ideal é envolver todo o entorno da seção da peça. (SOUZA e RIPPER, 1998)

## 2.7 Modelo de cálculo considerando a adição de perfis e chapas metálicas

### 2.7.1 Verificação de segurança

Segundo a NBR 6118:2014, para que um elemento estrutural adquira condições de segurança satisfatórias, é necessário que este atenda simultaneamente à dois requisitos estipulados pelos Estados Limites Últimos (ELU). Entende-se por ELU o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura “(NBR 6118:2014). Portanto, para que a segurança de qualquer estrutura, nova ou reforçada, seja garantida, duas verificações devem ser realizadas: a verificação quanto ao esmagamento da biela de compressão do concreto (*eq. 1*) e a verificação

da ruína da tração diagonal (eq. 2), ou seja, a capacidade resistente das parcelas de concreto e aço em conjunto.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (1)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (2)$$

Onde

$V_{Sd}$  = força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína das diagonais comprimidas do concreto (eq.3)

$V_{Rd3}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal, delimitado pela soma das parcelas de concreto e aço

$V_c$  = parcela de força cortante resistida pelo concreto

$V_{Sw}$  = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

### 2.7.1.1 Esmagamento das diagonais de compressão do concreto

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (3)$$

Sendo

$$\alpha_{v2} = 1 - \left( \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Simplificadamente obtêm-se

$$V_{Rd2} = 0,27 * 1 - \left( \frac{f_{ck}}{250} \right) * \left( \frac{f_{ck}}{1,4} \right) * b_w * d \quad (6)$$

Onde

$f_{cd}$  = resistência de cálculo a compressão do concreto

$b_w$  = largura da alma da viga

$d$  = altura útil

$f_{ck}$  = resistência característica a compressão do concreto, em Mpa

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto

### 2.7.1.2 Ruína devido a tração diagonal

Para tal verificação é fundamental conhecer os materiais originalmente empregados no elemento, pois informações de resistência do concreto, tipo de aço, tamanho de bitolas das armaduras transversais e seu respectivo espaçamento, são informações indispensáveis para a sequência de cálculo. Em posse destas informações, os itens 2.7.1.2.1 e 2.7.1.2.2 podem ser calculados e os valores de resistência das parcelas podem ser definidos.

#### 2.7.1.2.1 Parcela de força cortante resistida pelo concreto

$$V_{cd} = \tau * b_w * d^i \quad (7)$$

Sendo

$$\tau = 0,6 * f_{ctd} \quad (8)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * 0,3 * (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} \quad (9)$$

Simplificadamente obtêm-se

$$V_c = 0,6 * \frac{0,7 * 0,3 * (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} * b_w * d \quad (10)$$

#### 2.7.1.2.2 Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal existente

$$V_{Sw} = 0,9 * d * \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) * f_{ywd} * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (11)$$

Onde

$A_{sw}$  = área da seção transversal das armaduras transversais

$S$  = espaçamento entre eixos dos estribos, no sentido do eixo longitudinal da peça

$f_{ywd}$  = valor de cálculo de resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, limitada a 435 MPa

$\alpha$  = ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ )

Considerando que as armaduras transversais geralmente são posicionadas com  $\alpha = 90^\circ$  a eq. 11 pode ser simplificada (eq. 12)

$$V_{Sw} = 0,9 * d * \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) * f_{ywd} \quad (12)$$

### 2.7.2 Dimensionamento de reforços – Método dos Coeficientes Globais

De modo simplificado, Appleton e Gomes (1997) sugerem que a armadura de reforço ao esforço transversal seja dimensionada através do Método dos Coeficientes Globais, que pode ser considerado uma adaptação do Modelo de Cálculo I da NBR 6118:2014. Este método consiste em considerar a viga como uma estrutura nova com perfeita aderência a colagem do reforço, mas que, sobre estes cálculos sejam aplicados coeficientes de minoração de resistência, na tentativa de simular os danos reais existentes na estrutura.

Considerando a inviabilidade de se alterar o concreto existente de uma viga, o aumento de resistência depende exclusivamente da parcela de aço adicionada. Tendo isso em mente, e com uma análise prévia de quanto a estrutura deve suportar de cargas após seu reforço, quantifica-se a deficiência de capacidade resistente da estrutura que deverá ser readquirida com a aplicação do reforço.

$$V_{Rd3} = V_{cd} + \gamma_{n,v} * (V_{Sw}^i + V_{Sw}^r) \quad (13)$$

Sendo

$$V_{cd} = \tau * b_w * d^i \quad (14)$$

$$V_{wd} = \gamma_{n,v} * (V_{Sw}^i + V_{Sw}^r)$$

$$V_{wd} = \gamma_{n,v} * \left( 0,9 * d^i * \frac{A_{sw}^i}{s} * f_{syd}^i + 0,9 * d^r * \frac{A_{sw}^r}{s} * f_{syd}^r \right) \quad (15)$$

Onde

$V_{Sw}^i$  = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal original

$V_{Sw}^r$  = parcela de força cortante resistida pela armadura de reforço

$d^r$  = altura útil de reforço

$A_{sw}^r / s$  = área de aço de reforço por unidade de comprimento, considerando ambas laterais da viga

Tendo definido tipo e dimensões do aço a ser utilizados nas chapas de reforço, obtêm-se a área de aço de reforço por unidade de metro de viga.

Quanto ao espaçamento entre as chapas de reforço, recomenda-se que este seja definido conforme o limite de espaçamento máximo entre estribos definidos pela NBR 6118:2014.

$$\text{Se } V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 300\text{mm} \quad (16)$$

$$\text{Se } V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,3 * d \leq 200\text{mm} \quad (17)$$

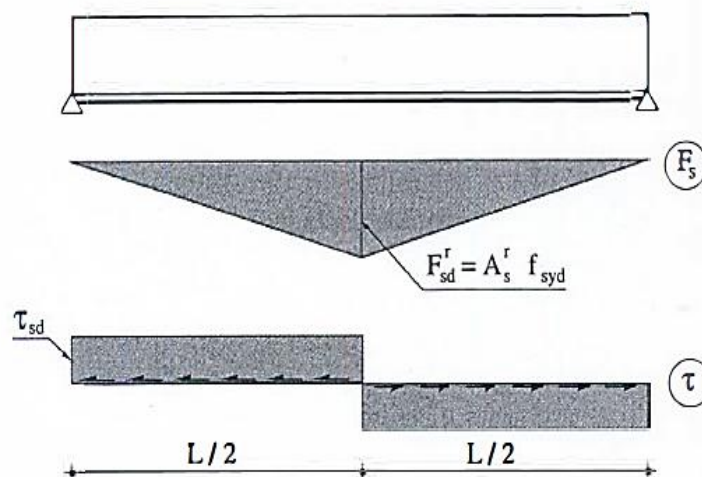
A comprovação da eficiência dessa técnica é realizada através de ensaios laboratoriais onde a viga é carregada até a ruptura ou por ensaios de carga *in situ* em obras reforçadas. (APPLETON e GOMES, 1997)

### 2.7.3 Aderência do reforço

A aderência entre estrutura existente e armadura de reforço é um fator fundamental para garantia da eficiência de qualquer reforço. Conforme Cánovas (1988), a aderência depende da qualidade do adesivo a ser empregado, das condições das superfícies dos materiais a serem unidos e das propriedades destas superfícies.

Para a verificação dessa aderência são necessários valores de tensões de aderência, que segundo Appleton e Gomes (1997) podem ser obtidos através de ensaios de laboratório considerando, para cálculo, uma distribuição plástica uniforme de tensões de corte (Figura 24).

**Figura 24 - Distribuição plástica das tensões de aderência**



Fonte: Appleton e Gomes (1997).

Estes autores realizaram então alguns ensaios de laboratório para avaliação dessa resistência de ligações aço/resina. Para tal, cubos de 20cm com chapas coladas por injeção em laterais opostas foram ensaiados. Estes ensaios foram realizados repetidas vezes apresentando variações entre eles, como a aplicação das chapas com e sem presença de buchas metálicas, com modificação do tipo de carregamento aplicado variando entre cargas cíclicas e constantes e ainda o emprego de diferentes tipos de resinas. Os resultados de tensão obtidos nestes apresentaram valores médios de tensão de 2,1MPa a 3,5 MPa. Mais detalhadamente, estes resultados obtidos, considerando uma mesma resina, são apresentados na Tabela 5, dos quais conclui-se que na presença de buchas metálicas e com carregamentos constantes, as tensões obtidas são maiores, portanto a aderência é melhor.

**Tabela 5 - Tensões médias de aderência obtidas em ensaios de Appleton e Gomes**

Cargas	Sem buchas metálicas	Com buchas metálicas
Monotônicas	2,5 Mpa	3,4 Mpa
Cíclicas	1,6 Mpa	2,8 Mpa

Fonte: Adaptada pela autora (2017).

Para a verificação desta aderência, não existem referencias normativas que indiquem valores exatos capazes de garantir tal segurança. Porém a partir dos resultados dos experimentos, Appleton e Gomes (1997) sugerem a adoção dos seguintes critérios, para ligações sem e com buchas metálicas respectivamente (*eq. 20 e eq. 21*).

$$F_{sd} = A_{sd}^r * f_{syd}^r \leq \tau_{sd} * b * \frac{L}{2} \quad (18)$$

$$F_{sd} = A_{sd}^r * f_{syd}^r \leq n * F_b + \gamma * \tau_{sd} * b * \frac{L}{2} \quad (19)$$

Onde

$F_{sd}$  = força constante de aderência

$A_{sd}^r$  = área de aderência

$\tau_{sd}$  = tensão de aderência

$f_{syd}^r$  = resistência de cálculo do reforço

$b$  = largura da chapa de reforço

$L/2$  = comprimento da chapa de reforço

$n$  = quantidade de buchas utilizadas

$F_b$  = força de corte resistente de uma bucha (0,5MPa)

$\gamma$  = coeficiente de ponderação

Sendo que a tensão de aderência é obtida do maior valor entre a resistência do concreto a tração e tensão média de aderência obtida pelos ensaios realizados por tais autores, portanto

$$\tau_{sd} \geq \begin{cases} f_{ct,min} \\ 2MPa \end{cases} \quad (20)$$

## 2.8 Pesquisas

Estudos realizados envolvendo reforços de vigas ao esforço cortante são citados por alguns autores, contudo é importante ressaltar que, parte considerável dessas pesquisas e experimentos realizados são quanto a utilização de outros métodos de reforço, como o uso de fibras de carbono.

Poucos são os autores que citam reforço ao cortante por meio da utilização de chapas ou perfis metálicos. Dentre estes estão Appleton e Gomes (1997), tendo seus experimentos já citado durante o referencial teórico.

Freitas (1997), realizou um estudo com 2 vigas pré-fissuradas coladas com resina epóxi, sendo uma delas carregada com cargas permanentes e outra descarregada.

Alfaiate e Costa (2004) realizaram ensaios de chapas coladas, porém de maneira computacional com a utilização de método de elementos finitos de em vigas (8 cm x 20 cm x 180 cm) reparadas com injeção de resina epóxi e reforçadas externamente com chapas coladas de 2mm com e sem buchas metálicas. Como conclusão obtiveram que a ruptura do reforço ocorre quase sempre no concreto.

Michel (1996) considerou para reforço ao esforço cortante uma técnica de estribos externos pré-tracionados. Embora uma técnica complexa e pouco utilizada, o experimento se mostrou eficaz. Neste experimento, foram moldadas 5 vigas (15cm x 45 cm x 450 cm), no qual foi avaliado a influência da distribuição dos estribos, no nível de pré-tração aplicada, dos carregamentos e da resistência do concreto. Com os ensaios concluiu-se que tal reforço a deformação dos estribos internos diminui pelo aumento de resistência do concreto. Que, quanto maior a pré-tração e menor os carregamentos aplicados, menores são as deformações e maior a resistência da viga reforçada.



Morais (1997) realizou ensaios tanto com colagem de chapas quanto tirantes externos pré-tracionados. Foram moldadas 4 vigas (15cm x 45 cm x 450 cm), sendo uma sem reforço (V1), uma com colagem de chapas metálicas (V2), outra com tirantes (V3) e a última reforçada com um sistema de chapas coladas e tirantes simultaneamente (V4), sendo que o espaçamento entre eixos dos reforços considerado foi de 25 cm. Os resultados obtidos foram similares aos de Michel (1996), porém o ganho de capacidade resistiva ao cortante das vigas se comparado ao modelo de treliças de Mörsch, ficou em 30% para V2 e V3 e em 110% para V4. Embora pelos resultados obtidos se mostrar eficaz, a sua complexidade torna o método inviável.

Cerqueira (2000) e Pinto (2000) realizaram uma série de ensaios quanto a técnica de colagem de CFRP com resina epóxi. Cerqueira ensaiou 3 vigas, sendo duas delas com deficiência de estribos e uma terceira com deficiência também de armadura longitudinal. As vigas moldadas (15cm x 45cm x 450cm), foram levadas a uma pré-fissuração, e sucessivamente os reforços tanto a flexão quanto ao cisalhamento foram aplicados, sendo este último ensaiado com inclinações a 45° e 90°. Como resultado, obtiveram que os reforços aumentam consideravelmente a resistência da peça, até valores maiores que os estipulados por norma, sendo que quando reforçado a flexão, a rigidez do elemento se eleva. Quanto a inclinação do reforço ao cortante, não houveram grandes variações de resultados entre ambas. Outra consideração obtida se deu quanto a importância de ancoragem e aderência, pois as tensões cisalhantes nas extremidades das lâminas foram consideráveis.

Araújo (2002), posteriormente, realizou ensaios também com vigas reforçadas, tanto a flexão quanto ao cisalhamento, com CFRP coladas e obteve resultado que o rompimento de vigas a flexão ocorre precocemente se comparado ao cisalhamento. O aumento de resistência das peças foi de até 64% dentre as vigas ensaiadas e concluiu que a aplicação de reforços ameniza os esforços atuantes sobre a armadura transversal original da viga.

Dias e Barros (2012) realizaram ensaios de reforços com inserção de CFRP variando a orientação de laminados (45°, 60° e 90°), percentuais de CFRP aplicados e percentual de armadura transversal existente na viga. Como resultado do experimento, obtiveram-se um ganho de capacidade de carga de 36% a 62% após reforços, sendo que os melhores resultados ocorrem com maior quantidade de fibra, em vigas menos armadas originalmente e com inclinação dos reforços a 45°.

Outro estudo interessante de ser mencionado é o realizado por Vaz, Aguiar e Camões (2003) onde foram realizados experimentos quanto ao comportamento da aderência de adesivos utilizados em reforços com chapas metálicas quando submetidos alterações de temperaturas. Como conclusão de tal experimento, obtiveram que a temperaturas mais baixas a ruptura, em

grande parte dos ensaios, ocorrem no concreto, e a medida que a temperatura é elevada essa ruptura passa a ocorrer principalmente na colagem do reforço. Portanto, considerar o ambiente antes da aplicação do reforço, é fundamental para a eficiência de tal.

### 3 METODOLOGIA

Foi realizado um estudo experimental no qual foram moldados protótipos de vigas em cujas faces laterais foram aplicados reforços, com a finalidade de verificar o aumento da capacidade resistiva ao cisalhamento oriundo do reforço.

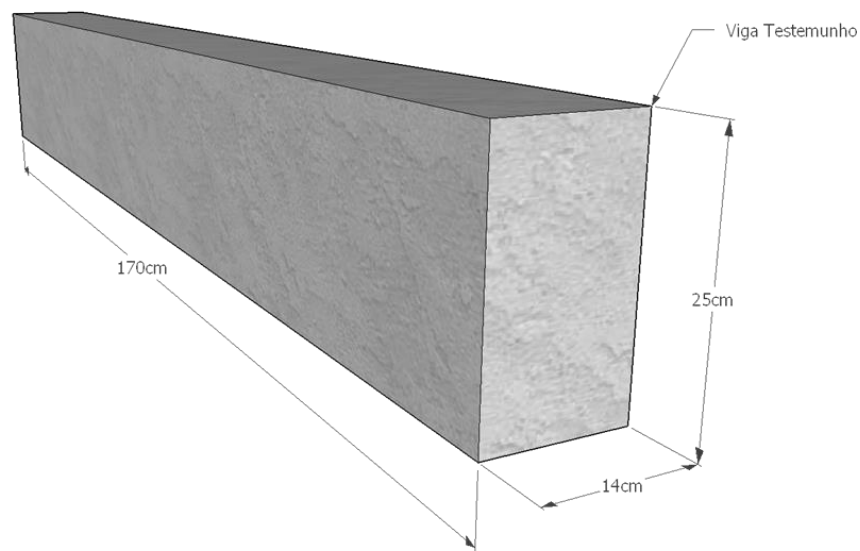
Dentre os métodos de reforço conhecidos optou-se pela colagem de chapas metálicas com resina epóxi, devido a facilidade e agilidade de aplicação vinculada a eficácia do método.

Ensaiou-se quatro protótipos e sobre os quais foram realizadas análises experimentais e teóricas, que permitiram a avaliação de modelos de cálculo conhecidos e a verificação da eficiência do método.

#### 3.1 Definição dos protótipos

Os protótipos tiveram suas dimensões limitadas as restrições geométricas do equipamento de ensaio e suas armaduras dimensionadas e limitadas à capacidade de carregamento da mesma. Estipulou-se então que as vigas teriam 14 cm de base, 25cm de altura e 170 cm de comprimento, conforme a figura 25.

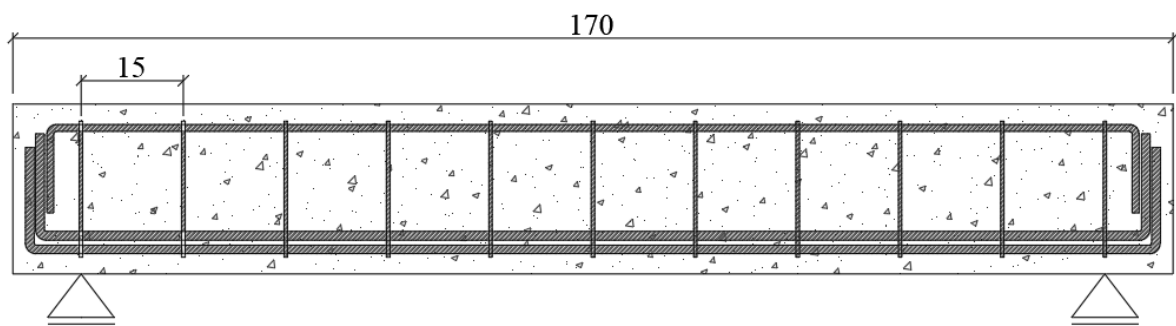
**Figura 25 - Dimensões dos protótipos**



Fonte: Autora (2017)

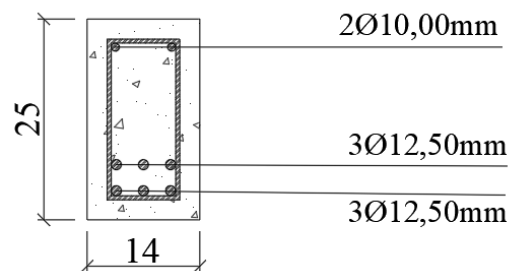
Dimensionou-se as armaduras das vigas para que estas rompessem ao esforço cortante. Estipulou-se que a armadura transversal utilizada seria uma de uso comum em obras, portanto composta por bitolas de diâmetro de 5,00mm espaçadas a cada 15cm. Com base nessa predefinição, calculou-se a quantidade de aço necessária na armadura longitudinal para que a viga não rompesse previamente a flexão. Portanto, a armadura positiva ficou definida em 6 barras de  $\phi 12,50\text{mm}$ , sendo estas distribuídos em 2 camadas com 3 barras em cada uma e uma armadura negativa de  $2\phi 10,00\text{mm}$ . O detalhamento do protótipo da viga testemunho é apresentado nas figuras 26 e 27.

**Figura 26 - Seção longitudinal dos protótipos**



Fonte: Autora (2017)

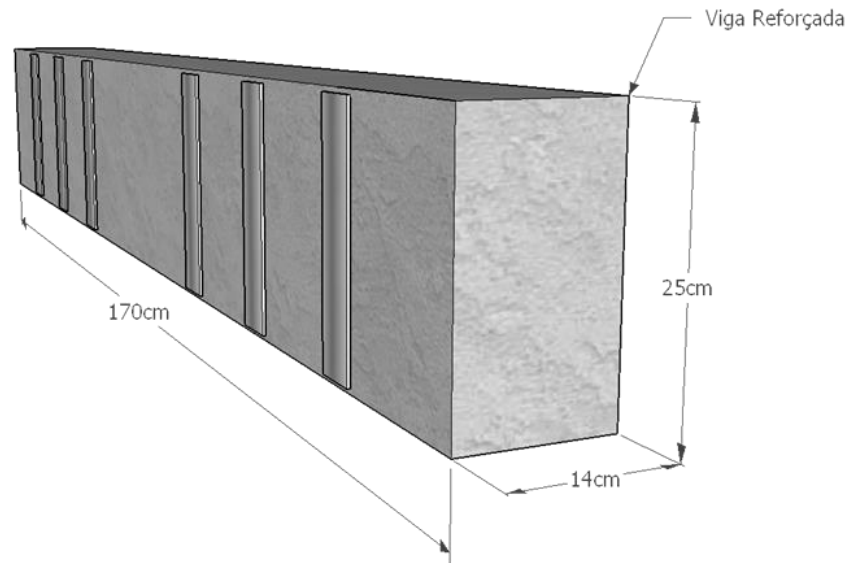
**Figura 27 - Seção transversal dos protótipos**



Fonte: Autora (2017)

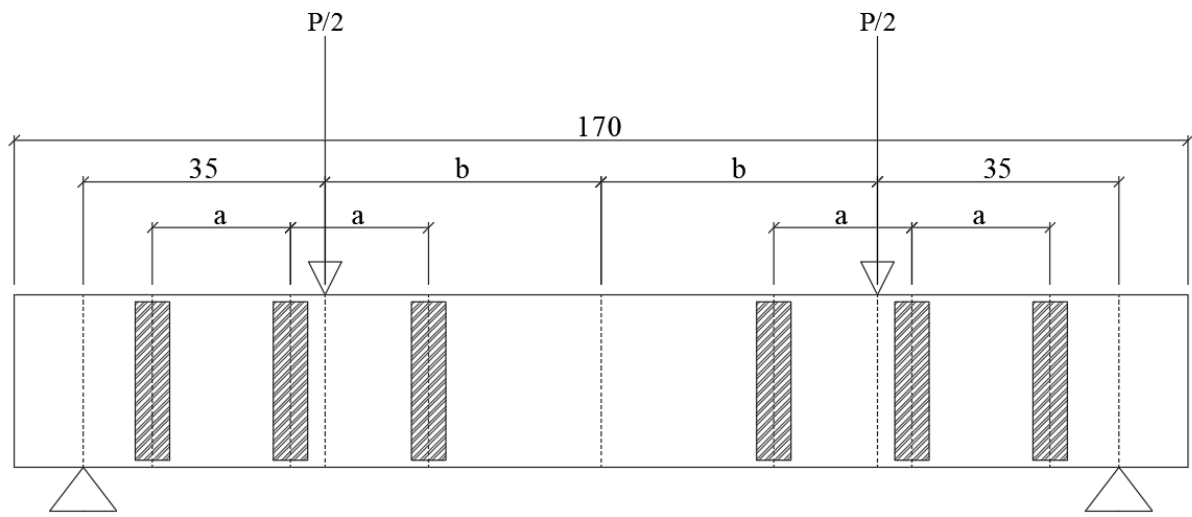
As demais vigas, além da estrutura detalhada acima, apresentam a armadura de reforço colada com resina epóxi acrescida, apenas na seção da viga sob influência de esforços cortantes, ou seja, entre os pontos de aplicação de carga e os apoios. As chapas metálicas de reforço utilizadas são de  $1/8'' \times 2''$  e, portanto, a viga reforçada segue a configuração padrão conforme as figuras 28, 29 e 30.

**Figura 28 - Viga reforçada**



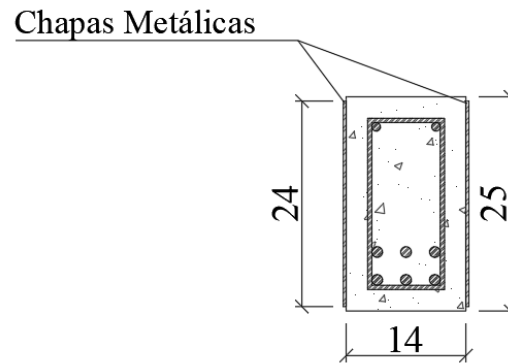
Fonte: Autora (2017)

**Figura 29 - Esquema da vista lateral dos protótipos reforçados**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 30 - Esquema da vista frontal dos protótipos reforçados**



Fonte: Autora (2017)

### 3.1.1 Concepção dos protótipos

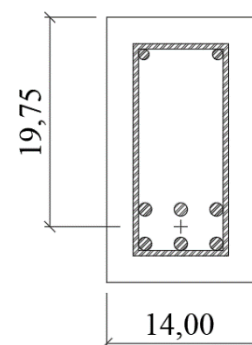
Para definição dos protótipos, foi realizado um pré-dimensionamento de verificação do cortante máximo suportado pelas vigas e conseqüentemente da estimativa de carga a ser aplicado pelo equipamento de ensaio para a ruptura dos protótipos. O objetivo de tal foi a comprovação de que este atendia a capacidade do equipamento de ensaio.

Para o pré-dimensionamento, foi considerado o concreto de classe C-25 e o aço em CA-50, assim como os materiais utilizados na confecção dos mesmos durante o experimento. Considerando a seção já pré-definida em 14cm x 25cm, um cobrimento de 2,5cm, estribos de  $\phi 5,00\text{mm}$ , temos

$$b_w = 14 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 19,75 \text{ cm}$$



Conforme a NBR 6118:2014, a ruptura de uma viga ao esforço cortante ocorre ou pelo esmagamento do concreto nas diagonais de compressão ou quando o somatório das resistências da parcela resistida pelo aço e pela armadura transversal é inferior ao esforço aplicado sobre a viga. Portanto, a resistência ao cisalhamento de uma viga é dada pelo menor valor entre

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_c + V_{Sw}$$

Primeiramente, verifica-se o esforço cortante no qual ocorre o esmagamento das bielas de compressão do concreto,

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right) * \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{25}{250}\right)\right) * \left(\frac{2,5}{1,4}\right) * 14 * 19,75$$

$$V_{Rd2} = 119,98 \text{ kN}$$

Calcula-se também a resistência da parcela do concreto e da armadura transversal considerando estribos de  $\phi 5,00\text{mm}$  espaçados a cada 15cm.

- **Parcela de concreto**

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

Onde

$$f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * (25)^{2/3}}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = 1,28 \text{ MPa} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 * 0,128 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 21,28 \text{ kN}$$

- **Parcela de aço -  $\phi 5,00\text{mm}$  c/ 15cm**

$$A_{\text{real}} = \frac{\pi * 0,5^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ ramos} = 0,393 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sw} = \frac{100}{15} * 0,393 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,026 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * d * \left(\frac{A_{Sw}}{s}\right) * f_{ywd}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * \frac{50}{1,15}$$

$$V_{Sw} = 20,23 \text{ kN}$$

$$V_c + V_{Sw} = 21,28 + 20,23 = 41,46 \text{ kN}$$

Considerando reforços com as chapas metálicas coladas espaçadas a cada 20cm, sendo o aço utilizado o ASTM36, obtém-se para os protótipos reforçados,

- **Parcela de reforço** – chapas metálicas ASTM36 c/20cm

$$A_{Sw}^r = 5,08 * 0,32 = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{Sw}^r}{s} = \frac{100}{20} * 1,61 = 8,0645 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,080645 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + \gamma_{n,v} * (V_{Sw}^i + V_{Sw}^r)$$

$$V_{wd} = \gamma_{n,v} * (0,9 * d^i * \frac{A_{Sw}^i}{s} * f_{syd}^i + 0,9 * d^r * \frac{A_{Sw}^r}{s} * f_{syd}^r)$$

$$V_{Sw}^r = 0,9 * 19,75 * 0,080645 * \frac{25}{1,1} = 32,58 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = 21,28 + 0,9 * (20,23 + 32,58) = 68,81 \text{ kN}$$

$$\text{Carregamento máximo} = 2 * V_{Rd3} = 2 * 68,81 = 137,62 \text{ kN}$$

Sendo assim a ruptura dos protótipos reforçados ocorre com um carregamento de 137,62 kN conforme o modelo de cálculo do item 2.7. Porém, este modelo já considera coeficientes de segurança sobre os materiais e, para uma estimativa da capacidade de carga mais aproximado ao valor real, os mesmos cálculos foram realizados sem nenhuma majoração. Portanto,

- **Verificação das bielas de compressão**

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right) * (2,5) * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{25}{250}\right)\right) * 2,5 * 14 * 19,75$$

$$V_{Rd2} = 167,97 \text{ kN}$$



- **Parcela de concreto**

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

Onde

$$f_{ctd} = 0,3 * (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctd} = 0,3 * (25)^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctd} = 2,564 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 * 0,256 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 42,55 \text{ kN}$$

- **Parcela de aço -  $\phi 5,00\text{mm}$  c/ 15cm**

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * 50$$

$$V_{Sw} = 23,27 \text{ kN}$$

$$V_c + V_{Sw} = 42,55 + 23,27 = 65,82 \text{ kN}$$

- **Parcela de reforço – chapas metálicas ASTM36 c/20cm**

$$A_{Sw}^r = 5,08 * 0,32 = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{Sw}^r}{s} = \frac{100}{20} * 1,61 = 8,0645 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,080645 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + \gamma_{n,v} * (V_{Sw}^i + V_{Sw}^r)$$

$$V_{wd} = \gamma_{n,v} * (0,9 * d^i * \frac{A_{Sw}^i}{s} * f_{syd}^i + 0,9 * d^r * \frac{A_{Sw}^r}{s} * f_{syd}^r)$$

$$V_{Sw}^r = 0,9 * 19,75 * 0,080645 * 25 = 35,84 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = 42,55 + 0,9 * (23,27 + 35,84) = 95,75 \text{ kN}$$

$$\text{Carregamento máximo} = 2 * V_{Rd3} = 2 * 95,75 = 191,50 \text{ kN}$$

Com base nesses resultados, conclui-se que, pelo pré-dimensionamento o

carregamento máximo suportado pelos protótipos reforçados é de 191,50 kN.

### **3.1.2 Materiais**

Para a confecção dos protótipos do respectivo experimento alguns materiais básicos foram necessários. Dentre estes estão o concreto e aço comuns a todos os elementos de concreto armado e, portanto, utilizados nos quatro protótipos, e os materiais especiais de reforço, que incluem as chapas metálicas e resina epóxi, aplicados nos demais protótipos a serem reforçados.

#### **3.1.2.1 Aço**

Os aços das armaduras dos protótipos ficaram definidos em bitolas de 10,00mm e 12,5mm de diâmetro em aço CA50 para as barras longitudinais e bitola de 5,00mm em CA60 para as armaduras transversais, assim como já definido no item 3.1.1.

##### **3.1.2.1.1 Ensaios de tração nas barras de aço**

Com a finalidade de se obter as tensões reais de escoamento dos aços utilizados nas armaduras, realizou-se ensaios de tração nas barras de aço. Para a realização do ensaio, cada bitola de aço utilizada na armadura dos protótipos, tanto transversal ( $\varnothing 5,00\text{mm}$ ) quanto longitudinal ( $\varnothing 10,00\text{mm}$  e  $\varnothing 12,50\text{mm}$ ), foi ensaiada três vezes até a sua ruptura por tração. O processo consiste na aplicação de tensão sobre as barras até seu rompimento, conforme demonstrado na figura 31. Através dos resultados obtidos e dos relatórios gerados, calculou-se a tensão de escoamento média de cada um dos tipos de aço.

**Figura 31 – Ensaio de tração nas barras de aço**



Fonte: Autora (2017)

Os valores obtidos dos ensaios de tração e suas respectivas médias, estão detalhados nas tabelas 6, 7 e 8.

**Tabela 6 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø5,00mm**

	Força Máxima (kgf)	Tensões (MPa)		Tensões Médias (MPa)	
		Escoamento	Máxima	Escoamento	Máxima
CP1	1541,41	764,06	769,85	766,69	772,49
CP2	1555,12	771,96	776,70		
CP3	1543,52	764,06	770,91		

Fonte: Autora (2017)

**Tabela 7 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø10,00mm**

	Força Máxima (kgf)	Tensões (MPa)		Tensões Médias (MPa)	
		Escoamento	Máxima	Escoamento	Máxima
CP1	5499,32	582,37	686,65	567,41	675,64
CP2	5369,64	561,61	670,46		
CP3	5364,37	558,25	669,80		

Fonte: Autora (2017)

**Tabela 8 – Resultado dos ensaios de tração das barras de Ø12,5mm**

	Força Máxima (kgf)	Tensões (Mpa)		Tensões Médias (Mpa)	
		Escoamento	Máxima	Escoamento	Máxima
CP1	8658,05	571,48	691,88	571,32	693,31
CP2	8710,77	580,02	696,09		
CP3	8659,11	562,45	691,96		

Fonte: Autora (2017)

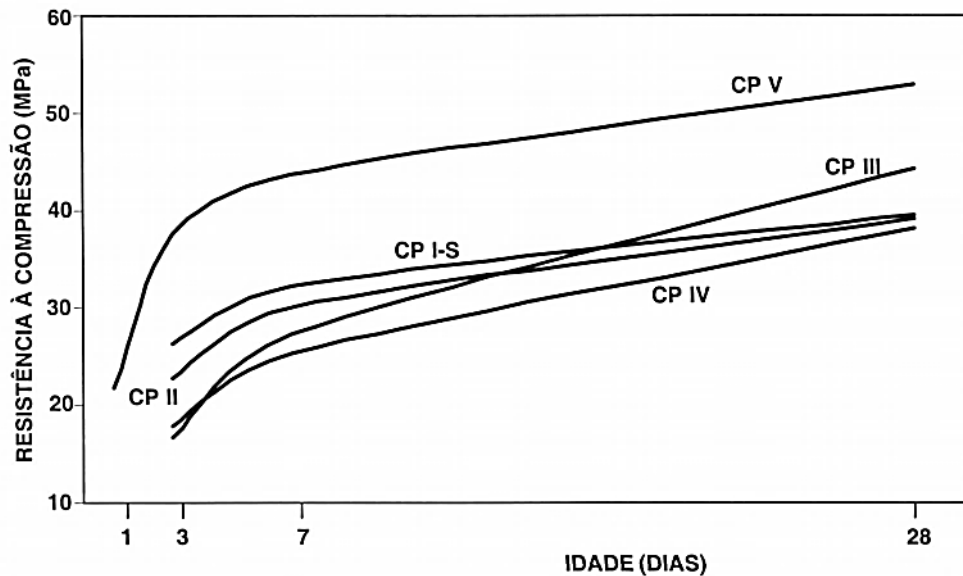
### 3.1.2.2 Concreto

Como o concreto não é o objeto de estudo do respectivo trabalho, optou-se pela utilização de um concreto tradicional, portanto em seu traço são utilizados somente cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e água potável, sendo que, sua resistência deve ficar na classe dos 25 MPa, devido ao limite de carregamento da máquina de ensaio.

#### 3.1.2.2.1 Cimento

Optou-se, devido à escassez de tempo, pela utilização do Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP-V ARI). O mesmo apresenta como diferencial a obtenção de altas resistências nos primeiros dias da aplicação, e, portanto, permite que o experimento possa ser realizado em menos tempo (Figura 32). O desenvolvimento da alta resistência ocorre devido a uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer e também devido a uma moagem mais fina do cimento, que, quando em contato com a água, reage, dando resistência ao concreto com maior velocidade. É importante ressaltar que o cimento deve estar de acordo com as especificações da NBR 5733:1991.

**Figura 32 - Comparação de resistência a compressão dentre os tipos de cimento**



Fonte: ABCP (2002)

#### 3.1.2.2.2 Agregados

Os agregados utilizados ficaram definidos em agregado graúdo como sendo a brita 1 e o agregado miúdo como a areia natural média. Ambos devem estar em conformidade com as exigências da NBR 7211:2009.

#### 3.1.2.2.3 Traço

A fim de se obter um concreto na classe dos 25 MPa, realizou-se um estudo de traço e optou-se por um traço de 1:2,5;3:33:0,65, que embora mais poroso adquira uma resistência baixa mesmo com a utilização de cimento CP-V ARI.

#### 3.1.2.2.4 Ensaios de compressão no concreto

Assim como o aço, concreto também apresenta uma resistência real diferente da teórica, e por este motivo, quatro corpos de prova foram moldados para cada betonada executada durante a concretagem. Estes foram ensaiados tanto a compressão quanto ao módulo de elasticidade conforme demonstrado na Figura 33. Os resultados quanto as compressões estão detalhadas na Tabela 9.

**Figura 33 - Ensaio de compressão dos CPs de concreto**

Fonte: Autora (2017)

**Tabela 9 - Resultados dos ensaios de compressão do concreto**

Betonada	Corpo de Prova	Força Máxima (kgf)	Resistência a Compressão (MPa)	Tensão Média Betonada (MPa)	Tensão Média Geral (MPa)
B1	CP1	203,00	25,82	25,34	24,78
	CP2	207,00	26,40		
	CP3*	195,00	24,80		
	CP4*	191,00	24,32		
B2	CP1	207,00	26,38	26,86	
	CP2	215,00	27,34		
	CP3*	221,00	28,14		
	CP4*	201,00	25,56		
B3	CP1	185,00	23,52	23,66	
	CP2	194,00	24,64		
	CP3*	183,00	23,36		
	CP4*	182,00	23,11		
B4	CP1	186,00	23,70	23,25	
	CP2	182,00	23,19		
	CP3*	190,00	24,22		
	CP4*	172,00	21,90		

\* Compressão pós ensaio de módulo de elasticidade.

Fonte: Autora (2017)

### 3.1.2.3 Reforço

#### 3.1.2.3.1 Resina epóxi

Para a colagem do reforço foi escolhido o adesivo estrutural da Sika, o Sikadur32 (Figura 34). Este é um adesivo à base de resina epóxi, de média viscosidade e, portanto, relativamente fluido. É constituído pelos componentes A e B, que, quando misturados são capazes de promover a aderência requerida. O mesmo é de uso comum para ancoragens, colagens de concreto velho com concreto novo e chapas metálicas ao concreto. Suas especificações e aplicações devem ser seguidas conforme recomenda o fabricante.

**Figura 34 - Resina epóxi Sikadur32**



Fonte: Autora (2017)

#### 3.1.2.3.2 Chapas metálicas

O aço do ferro chato utilizado como reforço dos protótipos é em ASTM A36 e os mesmos possuem as dimensões de 1/8" x 2" (3,18mm x 50,80mm). Estes são vendidas em barras com um comprimento padrão de 6m, e cortadas em laboratório nas dimensões desejadas do reforço.

**Figura 35 - Chapas metálicas 1/8"x2" pós corte**



Fonte: Autora (2017)

### 3.1.2.3.2.1 Ensaio de tração das chapas metálicas

O mesmo processo de ensaio de tração das armaduras internas foi realizado com as chapas de reforço, porém para este ensaio foi realizado o rompimento de 6 amostras no comprimento de 30cm (Figura 36).

**Figura 36 - Ensaio de tração nas chapas metálicas de reforço**



Fonte: Autora (2017)



**Tabela 10 – Resultado do ensaio de tração das chapas metálicas**

	Força Máxima (kgf)	Tensões (Mpa)		Tensões Médias (Mpa)	
		Escoamento	Máxima	Escoamento	Máxima
CP1	7479,33	314,37	424,06	320,79	353,28
CP2	7451,91	314,72	422,50		
CP3	7516,23	335,29	426,15		
CP4	7488,82	317,60	424,59		
CP5	7448,75	317,28	422,32		
CP6	7449,81	325,48	422,38		

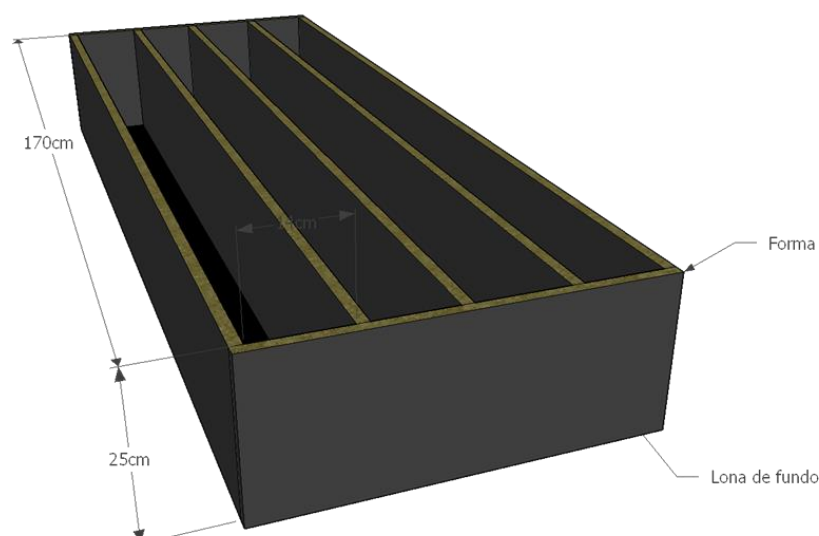
Fonte: Autora (2017)

### 3.1.3 Confeção dos protótipos

Após os protótipos definidos, iniciou-se a confecção dos mesmos. A confecção incluiu diversas etapas, dentre as quais estão a montagem de formas, a preparação de armaduras, respectivas amarrações, concretagem, desforma e aplicação de reforços.

#### 3.1.3.1 Formas

A primeira etapa consiste na preparação das formas das vigas. Para tal, foram utilizadas chapas de compensado plastificadas de espessura de 18mm, que foram medidas, cortadas e fixadas manualmente, de forma que atendessem as dimensões internas dos protótipos, portanto os 0,14m x 0,25m x 1,70m (Figura 37).

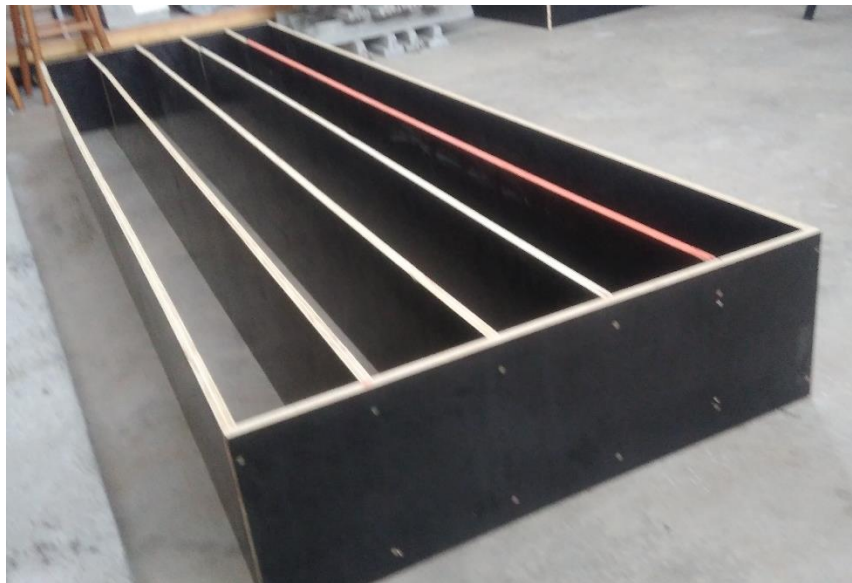
**Figura 37 - Esquema de formas**

Fonte: Autora (2017)

Por uma questão prática, optou-se pela confecção das formas em único elemento, sendo estas compostas por apenas paredes laterais em compensado, utilizando como fundo o piso nivelado do laboratório forrado com lona. Dessa forma, as paredes internas das formas serviriam de lateral de duas vigas simultaneamente, obtendo um melhor aproveitamento de material. Com a inexistência de fundo e a utilização de parafusos ao invés de pregos na montagem, a desforma se tornou mais fácil e conseqüentemente o processo foi otimizado.

Para a preparação de tais, primeiramente as chapas compensadas foram medidas com uma trena. Após demarcadas, estas foram cortadas com serra tico-tico e montadas com auxílio de parafusadeira. Porém, a estrutura ficou fragilizada devido a inexistência de fundo e, portanto, pequenas ripas de madeiras de suporte foram parafusadas sobre as formas, fixando os 14cm de largura da viga, para evitar que as formas se abrissem durante a concretagem.

**Figura 38 - Formas já devidamente montadas**



Fonte: Autora (2017)

### **3.1.3.2 Armaduras**

As armaduras dos protótipos foram primeiramente dimensionadas, de forma que seu rompimento ocorresse pelo esforço cortante. Logo, a armadura longitudinal foi calculada para impedir o rompimento por flexão, conforme já descrito no item 3.1.1.

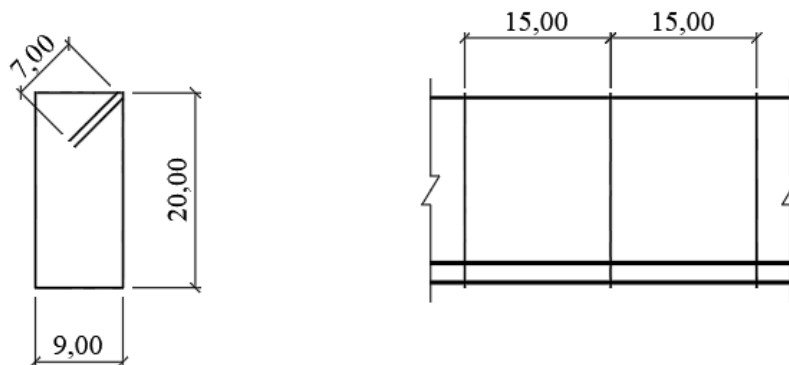
### 3.1.3.2.1 Armadura transversal

Como especificado no item 3.1.1, a armadura transversal foi definida em um diâmetro usual em obras, bitolas de  $\varnothing 5,00\text{mm}$  espaçadas a cada 15cm para que não apresentasse uma resistência tão elevada ao cortante e assim, apesar da aplicação de reforço, o rompimento em laboratório fosse possível dentro dos limites da capacidade da máquina de ensaio.

Primeiramente, definiu-se a geometria e a quantidade de estribos necessários para a confecção dos protótipos. De acordo com o espaçamento estipulado, cada protótipo apresenta 12 estribos, sendo necessário a preparação de um total de 48 estribos para os quatro protótipos.

Quanto a geometria do mesmo, conhecendo a seção da viga e seguindo as definições da NBR 6118:2014, cobrimento de 2,5cm e dobras de 7cm, calculou-se que cada estribo teria um comprimento de 72 cm e sua configuração seria conforme a figura 32.

**Figura 39 - Detalhamento da armadura transversal**



Fonte: Autora (2017)

Com o comprimento definido, as barras foram medidas com uma trena e marcadas onde os cortes seriam realizados. Devido ao diâmetro pequeno, o corte das barras pôde ser realizado com uma tesoura de corte de aço e consecutivamente estas foram dobradas com o auxílio de um gabarito feito de madeira e pregos, apoiado sobre a bancada do laboratório (Figura 40).

**Figura 40 – Processo de dobra dos estribos**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 41 - Armadura transversal pronta**



Fonte: Autora (2017)

### **3.1.3.2 Armadura longitudinal**

Como citado anteriormente, a armadura longitudinal dos protótipos é composta por 6 barras de  $\varnothing$  12,5mm na armadura positiva, disposta em 2 camadas, e 2 barras de  $\varnothing$  10,00mm na armadura negativa. Conforme a NBR 6118:2014, somente nas barras longitudinais de tração é obrigatório ganchos de ancoragem, porém por garantia, optou-se por realizar esta dobra em todas as armaduras longitudinais, sendo o comprimento deste correspondente a um valor de

12\* $\phi$ , portando, dobras de 12cm nas barras de  $\phi$ 10,00mm e de 15cm nas de  $\phi$ 12,5mm. Construtivamente, foi necessário que as barras apresentassem comprimentos diferentes para que os ganchos de ancoragem não ficassem sobrepostos durante a execução.

Tendo os comprimentos definidos, iniciou-se o processo de preparação das armaduras. As barras foram medidas nos respectivos comprimentos, cortadas com disco de corte e posteriormente dobradas manualmente com o auxílio de uma morsa presa a uma mesa. Durante o processo de dobra, cada barra, individualmente, foi fixada a morsa e, com o auxílio de uma barra metálica, aumentou-se o braço de alavanca a fim de diminuir a força a ser aplicada para a sua realização, facilitando o trabalho.

### 3.1.3.2.3 Amarração

Após todas as armaduras devidamente cortadas e dobradas, realizou-se a amarração de tais com arame recozido de 18mm. A amarração foi realizada em todos os nós, sendo que o arame foi apertado com torquês e alicate.

Após amarradas, estas foram posicionadas dentro das formas (Figura 42). É importante ressaltar que espaçadores foram utilizados, tanto na lateral quanto no fundo, como garantia de que esta respeitasse o cobrimento mínimo de 2,5cm e de que a armadura ficasse imóvel durante a posterior concretagem.

**Figura 42 - Armadura completa**



Fonte: Autora (2017)

### **3.2.3.3 Concretagem**

Como já descrito no item 3.3.2.2.3, optou-se pela utilização de um concreto tradicional de 25 Mpa de traço 1:2,5:3,33:0,65 e com um slump teste variando entre os valores 140mm e 180mm.

Primeiramente calculou-se o volume de concreto que seria necessário considerando os quatro protótipos e quatro corpos de prova por betonada, e conseqüentemente, definiu-se a quantidade de material que seria necessário preparar.

Verificou-se que a capacidade da betoneira e calculou-se que seriam necessárias 4 betonadas para se obter o volume desejado de concreto. Portanto, de acordo com o traço, seria utilizado 96kg de cimento, 320kg de brita, 240kg de areia e 62,4L de água para todo o processo.

### **3.2.3.2 Preparação dos materiais e concretagem**

Antes da concretagem, para que os agregados atendessem os requisitos da norma, passaram por um processo de remoção de impurezas.

Para a preparação do agregado miúdo, a areia natural foi espalhada em uma fina camada sobre uma lona esticada para que pudesse secar ao sol e posteriormente, ser peneirada para a retirada de agregados de diâmetro superior e folhas. Esse processo de peneiramento foi realizado manualmente, e consiste na passagem de todo o material pela peneira de 4,75mm. Após peneirada, a areia foi armazenada em tonéis até a concretagem.

Já para a preparação do agregado graúdo, a brita foi lavada para a remoção de finos, e secada para evitar o excesso e obter o controle de umidade do material. Nesse processo, a brita foi primeiramente pesada em uma balança e colocada dentro da betoneira, onde a água foi acrescentada e a betoneira ligada por alguns minutos. A água suja era retirada e então adicionada novamente, para uma nova limpeza. Para cada leva de brita, repetiu-se o processo algumas vezes, tendo esse número de vezes aumentado dependendo nível de sujeira presente no material. Após lavada, a brita foi despejada e espalhada sobre uma lona ao ar livre, para que pudesse secar (Figura 43). Quando seca, estas foram também armazenadas em sacos até concretagem.

**Figura 43 - Preparação do agregado graúdo**



Fonte: Autora (2017)

Com os agregados preparados, iniciou-se o processo de concretagem. Primeiramente pesou-se e separou-se as quantidades de materiais utilizadas por betonada de concreto executada. Cada betonada realizada seguiu-se o mesmo padrão de concretagem: primeiramente colocou-se na betoneira a brita com  $\frac{1}{4}$  de água, depois acrescentou-se a areia e o cimento. Aos poucos foi acrescentando o restante da água estipulada para o traço definido. Antes da concretagem das formas, verificou-se o Slump Test para que esta ficasse na classe dos 160mm requerido (Figura 44).

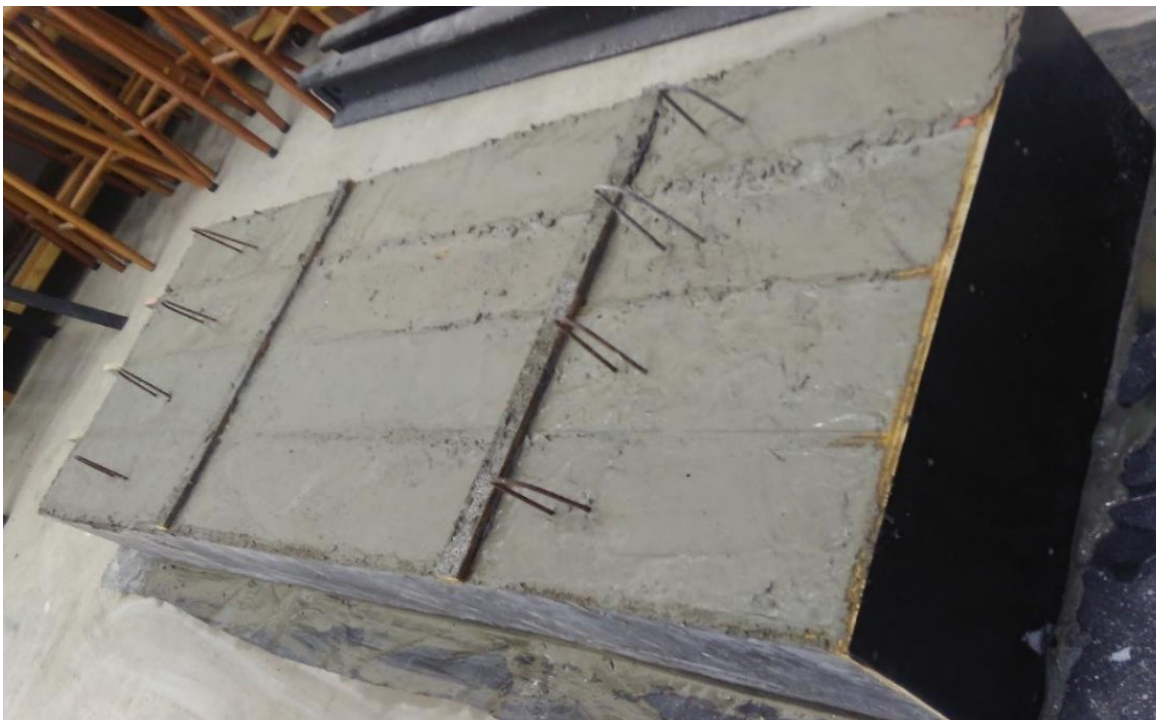
**Figura 44 - Slump Test**



Fonte: Autora (2017)

Após a aceitação do Slump, o concreto era despejado em um carrinho de mão e levado do canteiro de obras ao laboratório. Com uma colher de pedreiro, despejou-se o concreto nas formas até seu preenchimento e vibrou-se o concreto com mangote para retirada dos vazios que pudessem existir. Realizou-se ao todo quatro betonadas assim como previsto, e para o acabamento final regoou-se a superfície das formas. Acrescentou-se também os ganchos para possibilitar a posterior utilização do macaco hidráulico no transporte das vigas durante o ensaio.

**Figura 45 - Protótipos pós concretagem**



Fonte: Autora (2017)

#### **3.2.3.3.2 Corpos de prova**

Foram moldados durante a concretagem quatro corpos de prova (CPs) por betonada de concreto realizada, com a finalidade de definir a resistência a compressão do concreto utilizado nos protótipos.

Primeiramente separou-se os 16 corpos de provas cilíndricos, de dimensões 10cm de diâmetro e 20cm de altura, e passou-se óleo na parte interna de cada um deles, preparando as formas para a aplicação do concreto. Em cada betonada eram moldados 4 CPs.

A moldagem dos CPs foi realizada conforme o estipulado NBR5738:2015. Dessa



forma, colocou-se concreto até atingir a metade do molde e aplicou-se 12 golpes com um bastão. Após, preencheu-se o restante do molde, e novamente aplicou-se mais 12 golpes. Para finalizar, bateu-se nas laterais das formas para melhor adensamento do concreto a fim de diminuir os vazios e efetuou-se o rasamento com uma colher de pedreiro, para alinhar a superfície dos mesmos. Com todos os CPs moldados, estes foram devidamente identificados.

Após 24 horas, estes foram desmoldados e imersos em água durante o mesmo período de tempo em que os protótipos estavam em cura úmida. Somente no dia do ensaio dos protótipos estes foram retificados e ensaiados a compressão e ao módulo de elasticidade.

### 3.2.3.3.3 Desforma e cura

Após 24h da concretagem iniciou-se a cura úmida do concreto, que consiste na aplicação de água sobre sua superfície, a cada 24h, para diminuir o calor de hidratação e dar resistência ao concreto. Passados três dias da concretagem, retirou-se os parafusos e as chapas compensadas, desenformando os protótipos.

**Figura 46 - Protótipos desformados e em cura úmida**



Fonte: Autora (2017)

Antes da aplicação de qualquer reforço, deixou-se as vigas com as superfícies expostas por mais quatro dias, para que quando fosse realizada a aplicação do reforço, estas estivessem o mais secas possíveis e tivessem maior aderência com resina.

### 3.2.3.4 Aplicação de Reforço

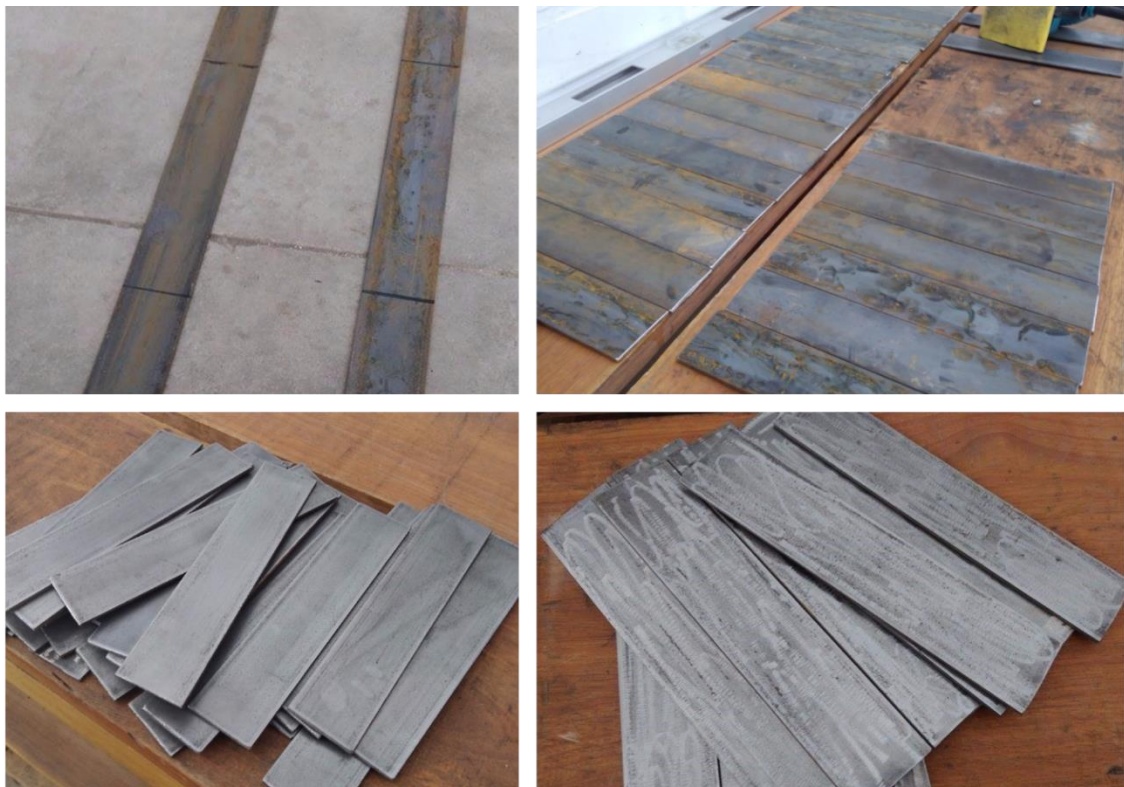
Previamente a aplicação da resina, as superfícies que teriam contato com o adesivo, tanto as chapas metálicas quanto a superfície de concreto, precisaram passar por processos específicos para garantir a aderência do reforço.

#### 3.2.3.4.1 Preparação das chapas metálicas

As chapas metálicas de reforço primeiramente foram medidas e cortadas, auxílio de uma trena e uma serra de corte respectivamente, em um comprimento de 24cm, aproveitando ao máximo toda a extensão da altura da viga, deixando uma folga de apenas 0,5cm em cada extremidade.

Com todas as chapas devidamente cortadas, seus cantos chanfrados em um esmeril e sua superfície lixada. Após lixadas, notou-se que as chapas permaneceram com a superfície lisa, então optou-se pela realização de ranhuras em toda a superfície que entraria em contato com a resina, para aumentar ao máximo a aderência entre a superfície da chapa e a resina (Figura 47).

**Figura 47 - Preparação das chapas metálicas**



Antes da colagem das chapas, realizou-se também uma limpeza destas com tiner, para a remoção possíveis óleos e gorduras presentes.

#### **3.2.3.4.2 Preparação da superfície do concreto**

Assim como a superfície da chapa, no concreto também foram realizadas ranhuras, para uma melhor aderência com a resina. Tal procedimento foi realizado com um disco de corte e o resultado está demonstrado na Figura 48.

**Figura 48 - Preparação da superfície dos protótipos**



Fonte: Autora (2017)

#### **3.2.3.4.3 Aplicação de resina epóxi e colagem das chapas**

O adesivo estrutural Sikadur32, escolhido para a colagem das chapas, por ser bi componente, teve que ter seus componentes previamente preparados. Primeiramente, abriu-se as latas dos componentes A e B e mexeu-se, individualmente cada um deles, até que estes se apresentassem homogêneos.

**Figura 49 - Preparação da resina epóxi**



Fonte: Autora (2017)

Após homogeneizados, os dois componentes foram misturados manualmente em proporção 2:1 durante 5 minutos. A mistura pronta foi então aplicada nas superfícies da chapa metálica e do concreto, já preparadas conforme os itens 3.2.3.4.1 e 3.2.3.4.2.

Com ambas superfícies resinadas (Figura 50a), uniu-se as faces a serem coladas e aplicou-se uma pequena pressão sobre a chapa metálica para a remoção dos vazios que podiam existir (Figura 50b). Conforme especifica o fabricante, a espessura da camada de resina entre as superfícies, deve ser de 1mm a 2mm. A mistura dos componentes teve que ser realizada em várias etapas devido ao “pot life” da cola que ocorre em 35 minutos.

Para a aplicação da resina, virou-se as vigas com uma das faces laterais voltadas para cima e realizou-se a aplicação desta no mesmo lado de todas as vigas e esperou-se o tempo do “pot life” para virar a viga e aplicar o reforço no outro lado.

**Figura 50 - Colagem das chapas metálicas**



Fonte: Autora (2017)

#### **3.2.4.4 Cura**

Conforme o fabricante da resina, a cura completa desta ocorre com 7 dias, portanto esperou-se esse período até o rompimento dos protótipos.

**Figura 51 - Protótipos devidamente reforçados**

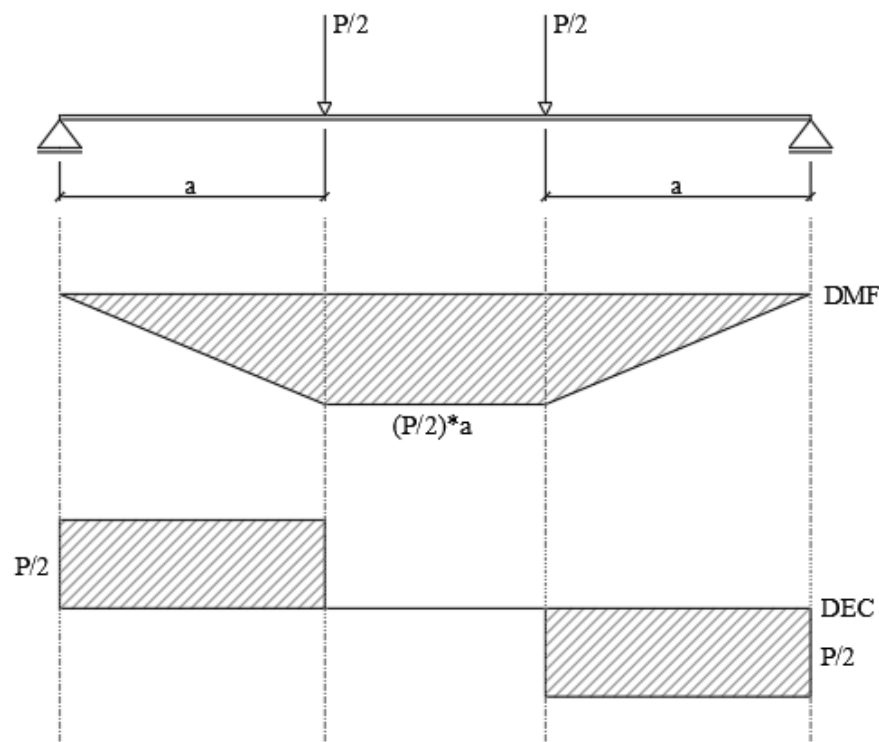


Fonte: Autora (2017)

### 3.2 Análise Experimental

O experimento realizado consiste na reprodução do ensaio de Stuttgart onde as vigas são posicionadas sobre dois apoios e submetidas a dois carregamentos pontuais distribuídos simetricamente, conforme o esquema da Figura 52. Este carregamento é realizado de forma gradativa até o protótipo atinja seu ponto de ruptura, no qual sua resistência é quantificada. Com os resultados obtidos, pode-se verificar o quanto o reforço aplicado influencia na resistência da peça.

**Figura 52 - Esquema da aplicação de cargas e diagramas padrão do modelo aplicado**



Fonte: Consorte, Oliveira, Ramos, Resende e Rocha, adaptada pela autora.

#### 3.1.1 Ensaio dos protótipos

Com a finalidade de reproduzir o modelo de aplicação de carga proposto, realizou-se toda uma montagem do equipamento onde seriam ensaiados os protótipos.

##### 3.1.1.1 Equipamento de ensaio

A máquina utilizada para ensaio dos protótipos das vigas e dos materiais envolvidos, já citado no item 3.1.2, consiste em uma máquina da EMIC, modelo GR048, capaz de realizar ensaios tanto a tração como a compressão. Esta apresenta um par de garras por efeito cunha, com sistema autotravante de alto desempenho e pré-aperto por sistema pneumático.

**Figura 53 - Equipamentos de ensaio**



Fonte: Autora (2017)

É importante ressaltar que capacidade máxima de carregamento do equipamento é de 30.000 kgf (300kN) e, portanto, nenhum dos ensaios pôde ultrapassar este limite.

### **3.1.1.2 Preparação do equipamento e procedimento de ensaio**

Para a realização dos ensaios, montou-se toda uma estrutura de base na qual os protótipos foram apoiados. Resumidamente, esta base consiste em uma estrutura onde, sobre uma “mesa metálica” foi apoiada uma viga metálica em I, na qual foram devidamente posicionados os dois apoios, também metálicos, que deram suporte aos protótipos a serem ensaiados.

**Figura 54 - Preparação do equipamento de ensaio montado**



Fonte: Autora (2017)

Na face superior do protótipo, foram posicionados, simetricamente ao eixo da viga, dois roletes. Sobre estes foi colocado um perfil metálico no qual o carregamento foi aplicado (Figura 54). Os roletes possuem a finalidade de distribuir a carga pontual aplicada pelo equipamento em dois pontos distintos, permitindo a reprodução da configuração aplicação de forças da figura 52.

### **3.1.1.3 Procedimento de ensaio**

Com a estrutura montada, cada protótipo foi posicionado sobre os apoios com o auxílio de um macaco hidráulico (Figura 55a). Com os roletes e perfil devidamente posicionados sobre a viga a ser ensaiada (Figura 55b), iniciou-se o processo de carregamento (Figura 55c). Este carregamento ocorreu da mesma maneira para todos os protótipos, ou seja, de forma gradativa até o momento de sua ruptura, onde foi quantificado sua resistência.



**Figura 55 - Preparação do ensaio**



Fonte: Autora (2017)

#### **3.1.1.4 Resultados dos ensaios**

A Figura 56 ilustra como ocorreram a ruptura dos testes 01 e 02. Ambos representam protótipos testemunhos, portanto sem reforço.

**Figura 56 - Ruptura dos testemunhos (Testes 01 e 02)**



Fonte: Autora (2017)

Conforme pode ser observado na Figura 56 as rupturas de ambos protótipos ocorreram ao esforço cortante conforme esperado, caracterizado pelas trincas em aproximadamente  $45^\circ$  entre o apoio e o rolete. O Teste 01 suportou um carregamento de 187,86 kN, apresentando uma deformação máxima de 29,14 mm e o Teste 02 um carregamento de 155,08 kN e uma deformação de 25,18mm.

O Teste 03, um dos protótipos reforçados, teve seu rompimento com uma carga de 176,46 kN e uma deformação máxima de 12,90mm. O mesmo também ocorreu ao esforço cortante, porém a Figura 57 ilustra que apenas uma pequena parcela da área das chapas de reforço ficou sobre a fissura da viga, ou seja, auxiliaram na sua resistência.

**Figura 57 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 03)**



Fonte: Autora (2017)

Pode-se observar que em ambas faces laterais da viga houveram deslocamento das chapas metálicas no momento da ruptura. Em uma delas pôde ser analisado que não houve a correta aplicação da resina pois as superfícies da chapa e do concreto apresentaram-se com a cola lisa (Figura 58a), demonstrando a falta pressão de contato durante a colagem. Já nos demais deslocamentos, a ruptura ocorreu no concreto como deveria (Figura 58b).

**Figura 58 - Detalhamento deslocamento do reforço**

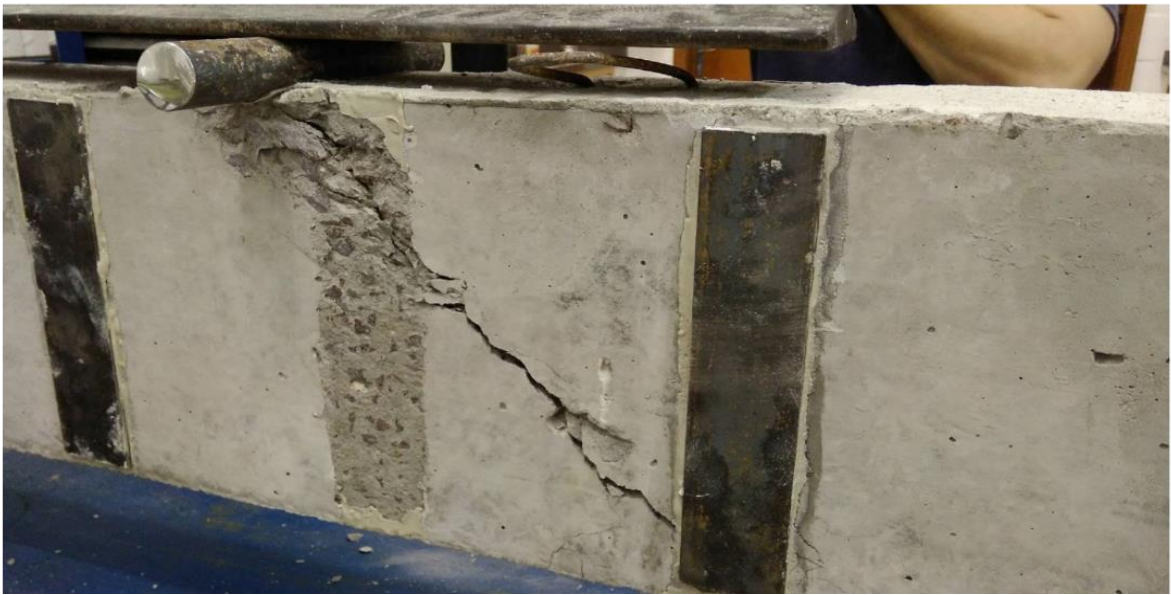


Fonte: Autora (2017)

O Teste 04, também reforçado, suportou um carregamento de 234,10kN, apresentando uma flecha de 13,23mm. As trincas apresentaram-se da mesma forma o Teste 03 e também houve deslocamento das chapas com ruptura no concreto.

**Figura 59 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 04)**

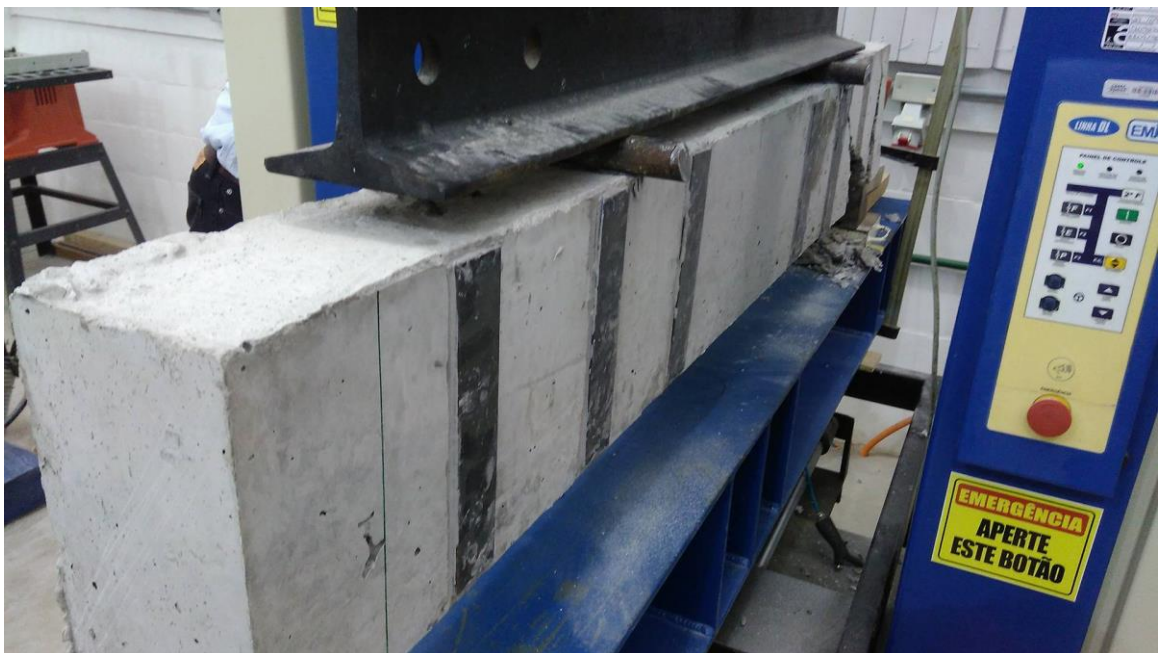




Fonte: Autora (2017)

O último protótipo ensaiado suportou um carregamento de 186,89 kN e teve uma flecha de 24,57mm. A Figura 60 demonstra que além das fissuras a 45°, próximo a um dos apoios ocorreu uma ruptura completa da face inferior da seção viga, o que pode indicar falhas de execução. Neste também houve o deslocamento de duas chapas com ruptura no concreto.

**Figura 60 - Ruptura dos protótipos reforçados (Teste 05)**





Fonte: Autora (2017)

### 3.3 Análise Teórica

#### 3.3.1 Estimativa de cálculo

Calculou-se pelo modelo de cálculo proposto pela NBR 6118:2014 e pelo modelo sugerido por Appleton e Gomes (item 2.7), o cortante máximo resistido por cada protótipo. Nesses cálculos foram consideradas as resistências médias dos materiais ensaiados em laboratório, sendo que a parcela do concreto varia por protótipo conforme a betonada utilizada e que as parcelas de aço se mantem constante em todas as vigas. Foi demonstrado a seguir um exemplo da aplicação do modelo para vigas sem reforço e outro para as com reforço. Portanto, os demais protótipos seguiram o mesmo padrão de cálculo.

##### 3.3.1.1 Teste 01 – Viga testemunho

Os protótipos sem reforço foram dimensionados conforme a NBR 6118:2014.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right) * \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{23,25}{250}\right)\right) * \left(\frac{2,325}{1,4}\right) * 14 * 19,75$$

$$V_{Rd2} = 112,45 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * (23,25)^{2/3}}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = 1,22 \text{ MPa} = 0,122 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 * 0,122 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 20,27 \text{ kN}$$

$$A_{\text{real}} = \frac{\pi * 0,5^2}{4} = 0,196 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ ramos} = 0,393 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sw} = \frac{100}{15} * 0,393 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,026 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * d * \left(\frac{A_{Sw}}{s}\right) * f_{ywd}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * \frac{76,67}{1,15}$$

$$V_{Sw} = 31,02 \text{ kN}$$

$$V_c + V_{Sw} = 20,27 + 31,02 = 51,30 \text{ kN}$$

O carregamento máximo que essa viga suportaria conforme o modelo da norma seria de 102,6 kN.

### 3.1.2.2 Teste 03 – Vigas reforçadas

$$f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * (25,34)^{2/3}}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 1,29 \text{ MPa} = 0,129 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 * 0,129 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 21,47 \text{ kN}$$

$$A_{Sw} = \frac{100}{15} * 0,393 = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,026 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * \frac{76,67}{1,15}$$

$$V_{Sw} = 31,02 \text{ kN}$$

$$A_{Sw}^r = 5,08 * 0,32 = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{Sw}^r}{s} = \frac{100}{20} * 1,61 = 8,0645 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,080645 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$V_{Rd3} = V_{cd} + \gamma_{n,v} * (V_{Sw}^i + V_{Sw}^r)$$

$$V_{wd} = \gamma_{n,v} * (0,9 * d^i * \frac{A_{Sw}^i}{s} * f_{syd}^i + 0,9 * d^r * \frac{A_{Sw}^r}{s} * f_{syd}^r)$$

$$V_{Sw}^r = 0,9 * 19,75 * 0,080645 * \frac{32,08}{1,1} = 41,80 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = 21,47 + 0,9 * (31,02 + 41,80) = 87,01 \text{ kN}$$

Portanto o carregamento que o protótipo do teste 03 suportaria seria de 174,02 kN.

### 3.3.2 Estimativa de ruptura

Anteriormente, no item 3.3.1, foram calculadas as estimativas de cálculo conforme sugerido pela NBR 6118:2014, no que diz respeito ao dimensionamento de vigas comuns, e por Appleton e Gomes, quanto à aplicação de reforços. Porém ambos os modelos já consideram em suas formulações coeficientes de segurança que minoram essa resistência. O cálculo da estimativa de ruptura tem por finalidade aplicar esses mesmos modelos desconsiderando esses coeficientes.

#### 3.3.2.1 Teste 01 – Viga testemunho

Considerando que o protótipo do teste 01 foi concretada com o concreto da betonada B4, e que esta não apresenta reforço, sua resistência é definida pelo somatório das parcelas de aço e de concreto somente, conforme a NBR 6118:2014.

$$f_{ctd} = 0,3 * (23,25)^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctd} = 2,444 \text{ MPa} = 0,244 \text{ kN/cm}^2$$



$$V_c = 0,6 * 0,244 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 40,55 \text{ kN}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * 76,67$$

$$V_{Sw} = 35,68 \text{ kN}$$

$$V_c + V_{Sw} = 40,55 + 35,68 = 76,22 \text{ kN}$$

### 3.1.2.2 Teste 03 – Vigas reforçadas

Considerando que a viga do teste 03 foi concretada com o concreto da betonada B1, e que esta apresenta reforço, em sua resistência também é contabilizada a parcela de reforço, conforme o modelo de Appleton e Gomes.

$$f_{ctd} = 0,3 * (25,34)^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctd} = 2,588 \text{ MPa} = 0,259 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 * 0,259 * 14 * 19,75$$

$$V_c = 42,93 \text{ kN}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,026 * 76,67$$

$$V_{Sw} = 35,68 \text{ kN}$$

$$V_{Sw} = 0,9 * 19,75 * 0,081 * 32,08$$

$$V_{Sw} = 45,98 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + 0,9 * (V_{Sw} + V_{Sw,r}) = 42,93 + 0,9 * (35,68 + 45,98) = 116,43 \text{ kN}$$

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Resultados experimentais

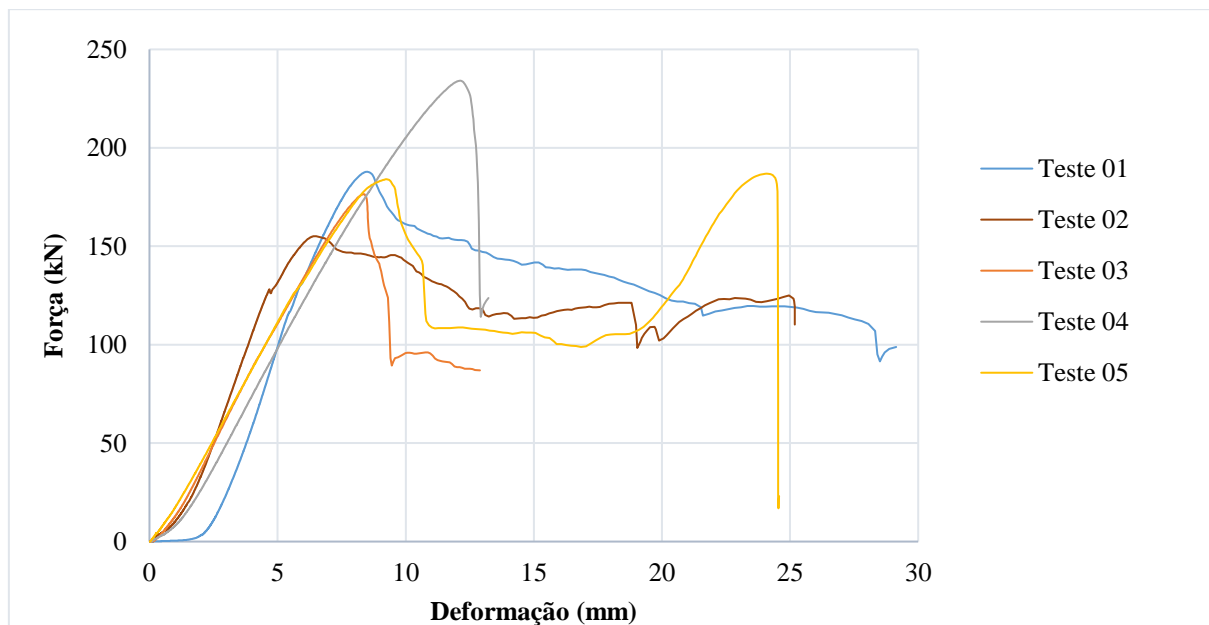
Os resultados obtidos dos ensaios experimentais realizados estão na sequência deste trabalho. A Tabela 11 apresenta resumidamente os carregamentos máximos suportados em cada teste realizado nas vigas ensaiadas. Os testes 01 e 02 representam vigas testemunhos e os testes 03,04 e 05 as reforçadas.

**Tabela 11 – Carregamentos máximos**

Teste	$f_{cm}$ (Mpa)	Carga máxima (kN)		$V_{Rd3}$ (kN)	
		Ensaio	Média	Ensaio	Média
01	23,25	187,86	171,47	93,93	85,74
02	23,66	155,08		77,54	
03	25,34	176,46	199,15	88,23	99,58
04	26,86	234,10		117,05	
05	23,66	186,89		93,45	

Fonte: Autora (2017)

**Gráfico 1 – Força x deslocamento**



Fonte: Autora (2017)

### 4.2 Resultados teóricos

Os resultados obtidos da estimativa de cálculo dos testes apresentados no item 3.3.1

estão condensados na Tabela 12.

**Tabela 12 - Resumo dos resultados da estimativa de cálculo**

Teste	Concreto		Estribos		Reforço		$V_{Rd3}$	Carga máx. (kN)
	$f_{cm}$ (Mpa)	$V_c$ (kN)	$f_y$	$V_{sw}$	$f_y$	$V_{sw,r}$		
01	23,25	20,27	76,67	31,02	-	-	51,30	102,59
02	23,66	20,51	76,67	31,02	-	-	51,53	103,06
03	25,34	21,47	76,67	31,02	32,08	41,80	87,01*	174,02
04	26,86	22,32	76,67	31,02	32,08	41,80	87,86*	175,72
05	23,66	20,51	76,67	31,02	32,08	41,80	86,05*	172,11

Fonte: Autora (2017)

Já os valores da estimativa de ruptura calculados conforme o item 3.3.2 estão apresentados na Tabela 13.

**Tabela 13 - Resumo dos resultados da estimativa de ruptura**

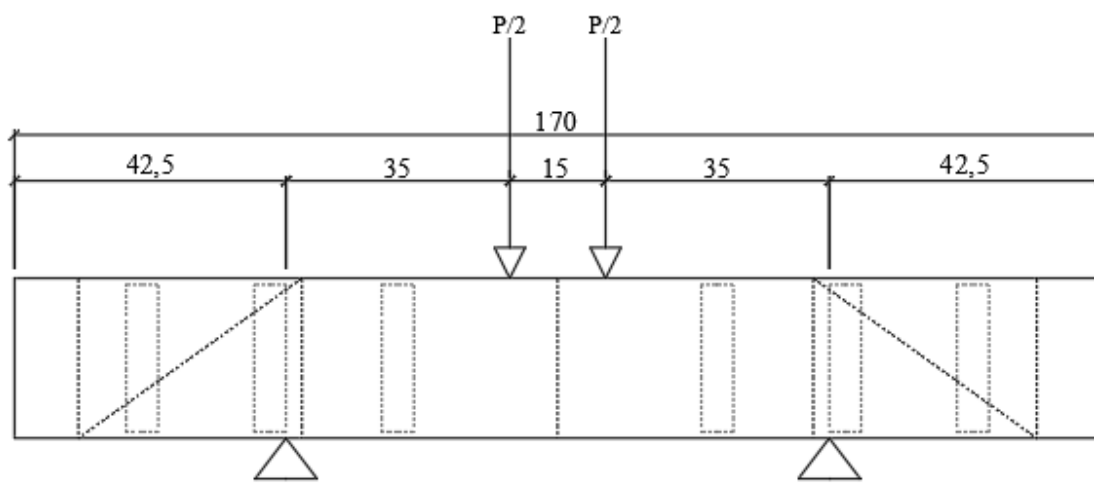
Teste	Concreto		Estribos		Reforço		$V_{Rd3}$	Carga máx. (kN)
	$f_{cm}$ (Mpa)	$V_c$ (kN)	$f_y$	$V_{sw}$	$f_y$	$V_{sw,r}$		
01	23,25	40,55	76,67	35,68	-	-	76,22	152,45
02	23,66	41,02	76,67	35,68	-	-	76,69	153,39
03	25,34	42,93	76,67	35,68	32,08	45,98	116,43*	232,86
04	26,86	44,63	76,67	35,68	32,08	45,98	118,13*	236,26
05	23,66	41,02	76,67	35,68	32,08	45,98	114,51*	229,02

Fonte: Autora (2017)

### 4.3 Resultados complementares

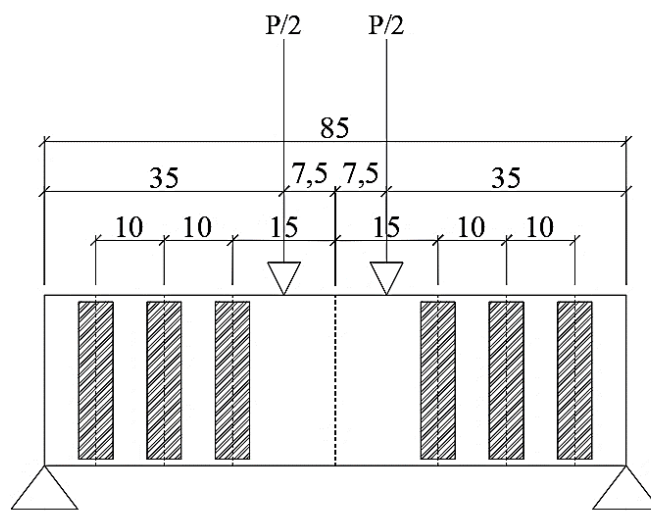
Concluídos os ensaios, analisou-se que os resultados não atingiram exatamente os valores esperados. Verificou-se que seria possível reaproveitar o vão central das vigas rompidas e utiliza-las para testes complementares devido ao fato de que, esforços cortantes ocorrem entre ponto de aplicação de carga e o apoio. Dessa forma, como a distância entre os roletes no primeiro ensaio era de 80cm pode-se manter os 35cm padrão entre carga e apoio e assim reensaiar os mesmos protótipos com menor espaçamento entre a colagem das chapas.

**Figura 61 - Esquema da modificação de cargas e apoios no ensaio complementar**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 62 - Esquema dos protótipos reforçados com menor espaçamento**



Fonte: Autora (2017)

Então, separou-se as vigas e aplicou-se os reforços com um espaçamento de 10cm entre eixos de chapas. Todos os procedimentos foram executados do mesmo modo que no ensaio anterior, porém agora com uma aproximação entre os apoios.

**Figura 63 - Reaplicação dos reforços**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 64 - Rupturas do ensaio complementar (Teste 06)**



Fonte: Autora (2017)

**Figura 65 - Fissuras do ensaio complementar (Teste 07)**

Fonte: Autora (2017)

A síntese dos resultados dos novos ensaios está quantificada na Tabela 14.

**Tabela 14 – Carregamentos máximos dos ensaios complementares**

Teste	$f_{cm}$ (Mpa)	Carga máxima (kN)		$V_{Rd3}$ (kN)	
		Ensaio	Média	Ensaio	Média
06	25,34	246,24	269,35	123,12	134,68
07	26,86	292,46		146,23	

Fonte: Autora (2017)

A estimativa de cálculo e estimativa de ruptura também foram realizados para estes ensaios com um espaçamento de 10cm. Os mesmos estão resumidos nas tabelas 15 e 16 respectivamente.

**Tabela 15 - Resumo dos resultados complementares da estimativa de cálculo**

Teste	Concreto		Estribos		Reforço		$V_{Rd3}$	Carga máx. (kN)
	$f_{cm}$ (Mpa)	$V_c$ (kN)	$f_y$	$V_{sw}$	$f_y$	$V_{sw,r}$		
06	25,34	21,47	76,67	31,02	32,08	83,61	124,63	249,27
07	26,86	22,32	76,67	31,02	32,08	83,61	125,48	250,97

Fonte: Autora (2017)

**Tabela 16 - Resumo dos resultados complementares da estimativa de ruptura**

Teste	Concreto		Estribos		Reforço		$V_{Rd3}$	Carga máx. (kN)
	$f_{cm}$ (Mpa)	$V_c$ (kN)	$f_y$	$V_{sw}$	$f_y$	$V_{sw,r}$		
06	25,34	42,93	76,67	35,68	32,08	91,97	157,81	315,63
07	26,86	44,63	76,67	35,68	32,08	91,97	159,51	319,03

Fonte: Autora (2017)

## 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Com base nos resultados dos ensaios realizados, pode-se analisar alguns comparativos quanto aos modelos teóricos e ensaios práticos.

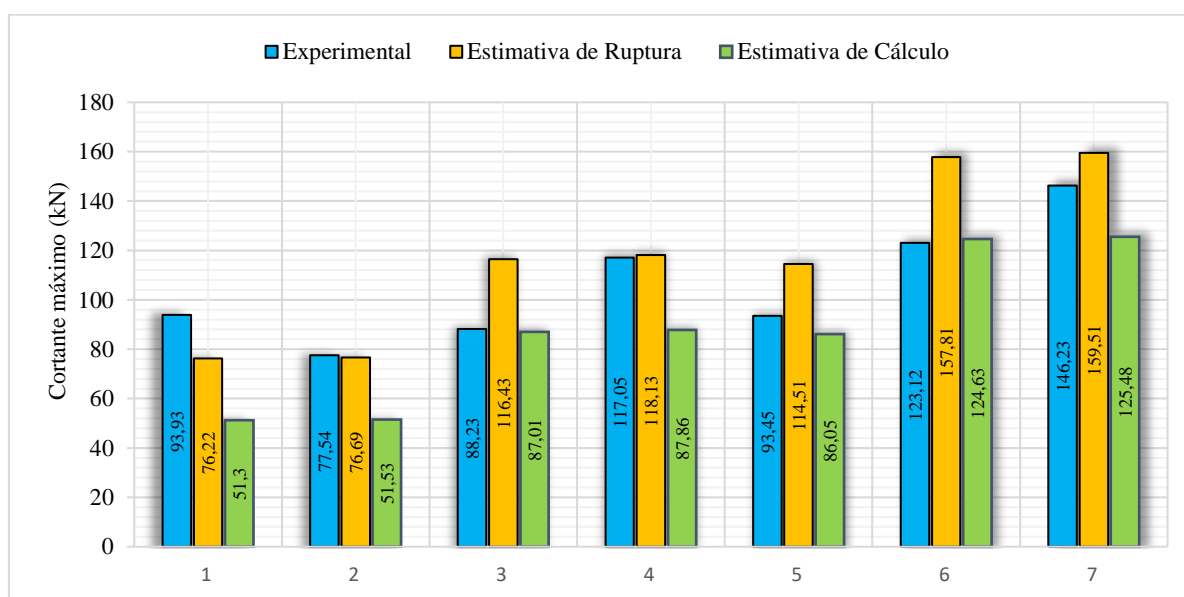
A Tabela 17 e o Gráfico 2 apresentam uma síntese de todos resultados obtidos das análises teóricas e experimental referentes a resistência dos protótipos ao esforço cortante e a Tabela 18 e o Gráfico 3 as respectivas médias calculadas.

**Tabela 17 – Resultados experimentais e teóricos**

Teste	Experimental		Teórico	
	Carga Máxima (kN)	V <sub>exp.</sub> (kN)	V <sub>est. ruptura</sub> (kN)	V <sub>RD3</sub> (kN)
01	187,86	93,93	76,22	51,30
02	155,08	77,54	76,69	51,53
03	176,46	88,23	116,43	87,01
04	234,10	117,05	118,13	87,86
05	186,89	93,45	114,51	86,05
06	246,24	123,12	157,81	124,63
07*	292,46	146,23	159,51	125,48

Fonte: Autora (2017)

**Gráfico 2 – Experimental x Teóricos – Por teste realizado**



Fonte: Autora (2017)



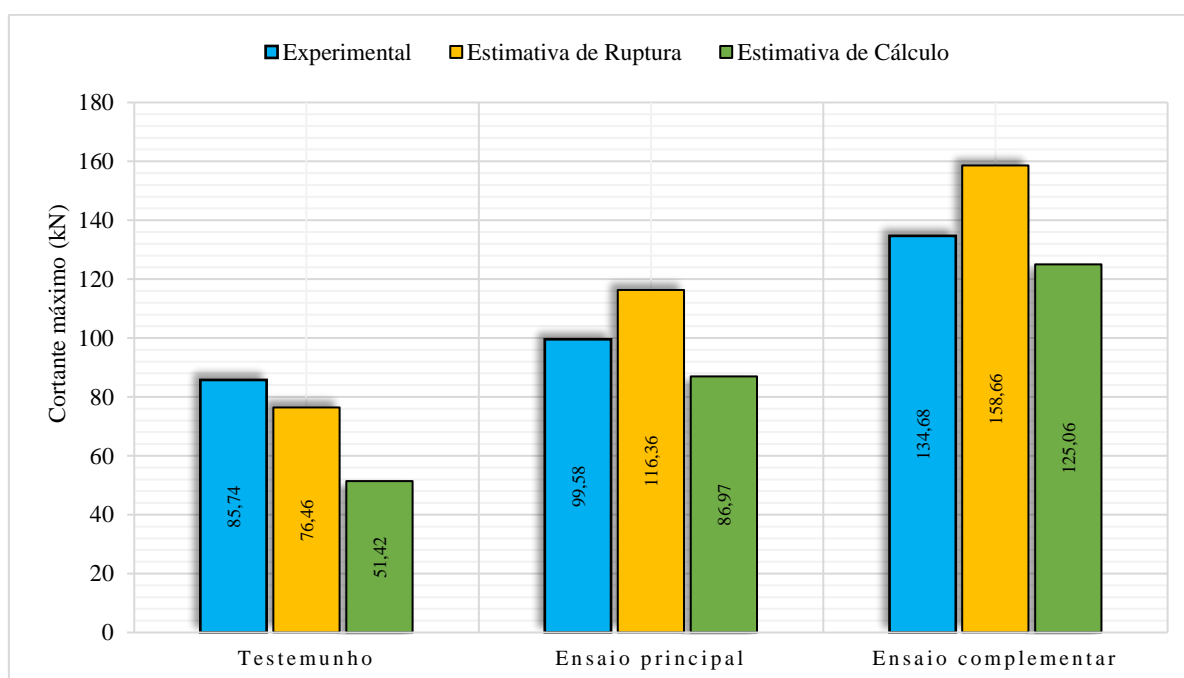
Quando analisados individualmente os resultados, pode-se verificar diferenças consideráveis entre valores encontrados nos testes referentes ao mesmo ensaio. Pode-se perceber também que os protótipos dos testes 03 e 06, e 05 e 07 se destacam por apresentarem valores bastante abaixo do estimado para sua ruptura.

**Tabela 18 - Médias dos resultados**

	Teste	V <sub>experimental</sub> (kN)		V <sub>est. ruptura</sub> (kN)		V <sub>Rd3</sub> (kN)	
		Ensaio	Média	Calculado	Média	Calculado	Média
Testemunho	01	93,93	85,74	76,22	76,46	51,30	51,42
	02	77,54		76,69		51,53	
Ensaio principal	03	88,23	99,58	116,43	116,36	87,01	86,97
	04	117,05		118,13		87,86	
	05	93,45		114,51		86,05	
Ensaio complementar	06	123,12	134,68	157,81	158,66	124,63	125,06
	07*	146,23		159,51		125,48	

Fonte: Autora (2017)

**Gráfico 3 - Experimental x Teóricos – Médias**

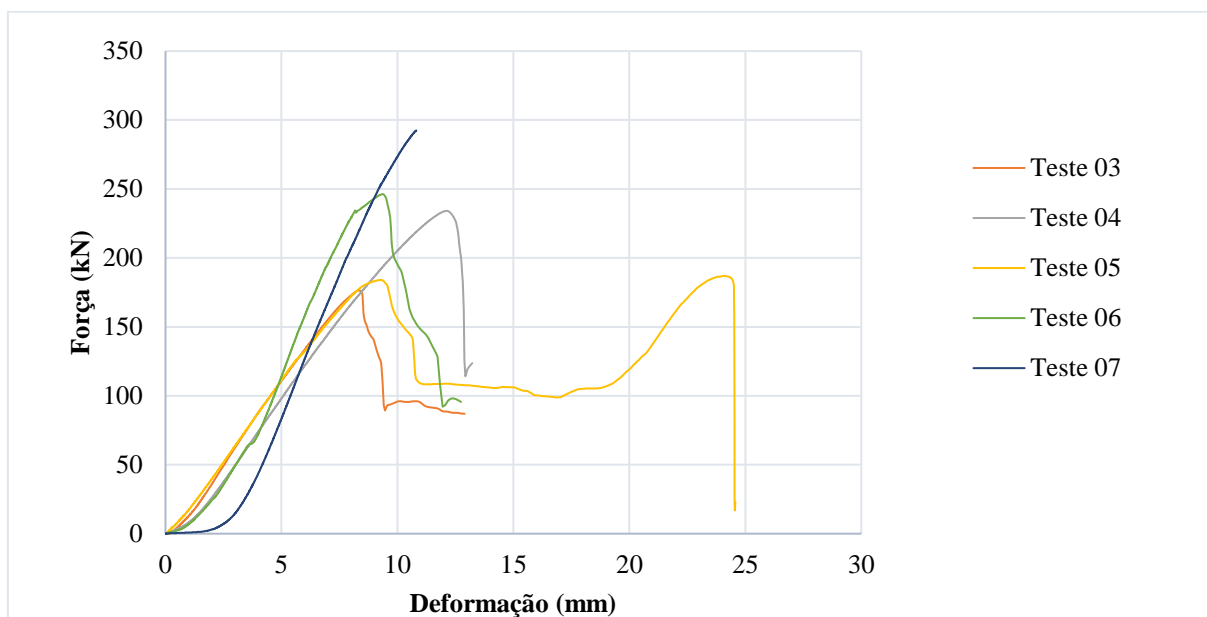


Fonte: Autora (2017)

O Gráfico 3 ilustra a relação entre as médias calculadas. Pode-se concluir que a aplicação de reforço nas vigas permite que estas suportem carregamentos superiores aos testemunhos e que, quanto mais próximos os reforços, maiores as cargas suportadas. Pode-se

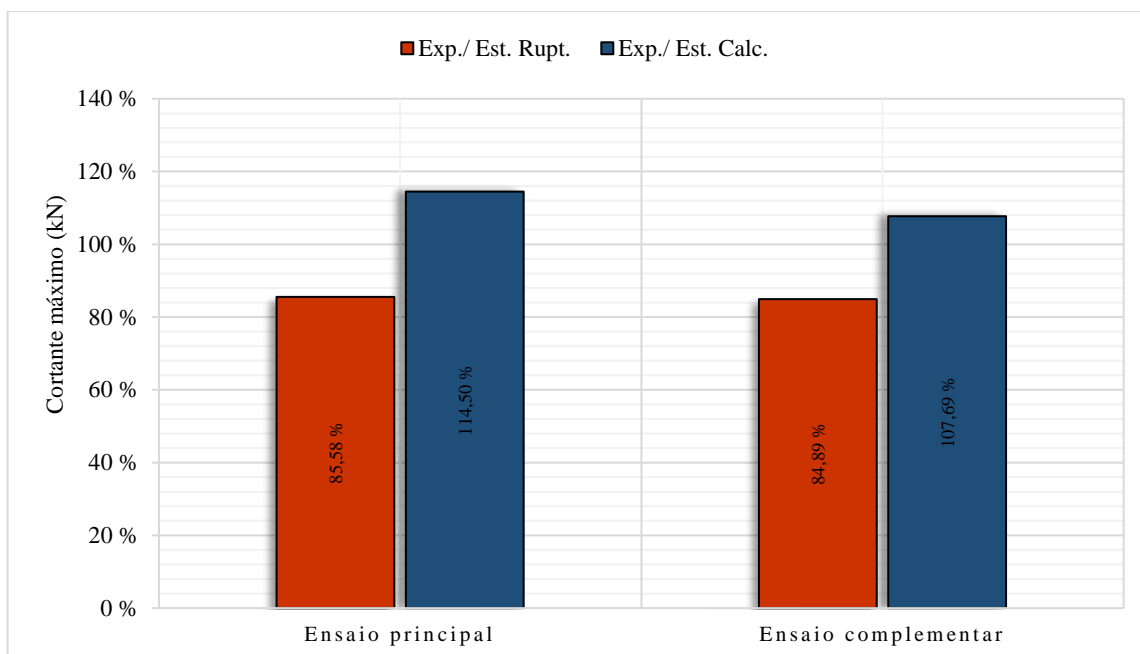
observar também que, de modo geral, os valores encontrados durante os ensaios experimentais foram inferiores aos de estimativa de ruptura, mas superiores aos de estimativa de cálculo, o que indica que, embora os rompimentos, na prática, tenham ocorrido antes do carregamento previsto, o modelo de cálculo ainda é válido, porém apresenta uma eficiência menor que esperada.

**Gráfico 4 - Força x Deformação – Protótipos reforçados**



Fonte: Autora (2017)

Dos resultados complementares pode-se verificar que, com a diminuição do espaçamento entre as chapas há um ganho de resistência significativo dos protótipos, verificado pelo Gráfico 4 e pelas médias da Tabela 18, que elevam sua resistência de 99,58kN para 134,68kN. Entretanto, não se pode considerar 100% de fidelidade nos testes pois, primeiramente, não houve rompimento do protótipo no Teste 07 pois ultrapassou o limite da capacidade do equipamento de ensaio e, também pois entre o ensaio principal e o ensaio complementar foram necessários 7 dias de cura da resina após a reaplicação de reforços e neste período de tempo o concreto continuou adquirindo resistência.

**Gráfico 5 - Relação entre resultados experimental e teóricos em percentagem**

Fonte: Autora (2017)

Com base no Gráfico 5, pode-se observar que em ambos os ensaios, os valores reais de ruptura representam aproximadamente 85% dos valores da estimativa teórica e que, tanto nos reforços com espaçamento de 20cm quanto nos de 10cm, esse padrão se mantém. Portanto, de acordo com os testes, a eficiência do modelo de cálculo seria de apenas 85%.

## 6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido à necessidade de reforços estruturais em construções civis e carência de estudos referentes ao assunto, realizou-se este trabalho onde, após uma maior compreensão sobre o referido tema, ensaios experimentais foram realizados, fundamentados no mesmo. Em tais ensaios, foram aplicados reforços com chapas metálicas coladas com resina epóxi nos protótipos de vigas moldadas, para a verificação da influência desses reforços na resistência da peça.

Dos ensaios realizados, conclui-se que os resultados experimentais tiveram valores de ruptura inferiores dos encontrados na estimativa de ruptura, porém acima dos estimados de cálculo. Devido a inconsistência de resultados, foram realizados ensaios complementares, onde reforços foram reaplicados com um menor espaçamento entre chapas, no vão central das vigas já rompidas. Da análise destes conclui-se que a aproximação dos reforços aumenta consideravelmente a capacidade resistiva da viga, mas que, da mesma maneira que o ensaio principal, os resultados experimentais ficaram abaixo do valor estimado de ruptura.

É interessante ressaltar que em ambos os ensaios realizados, os valores obtidos dos ensaios práticos, representam aproximadamente 85% da estimativa, ou seja, tanto no ensaio principal quanto no complementar segue-se um padrão de eficiência.

Portanto, conforme os resultados obtidos no presente trabalho, pode-se sugerir uma adaptação sobre o modelo de cálculo de Appleton e Gomes, que consiste na consideração de um fator global de minoração de resistência de 0,85 sobre o mesmo para que o modelo atinja a eficiência para o qual foi proposto. Entretanto, para uma comprovação de resultados, sugere-se a realização de mais testes.

Para trabalhos futuros, seria interessante a realização de mais ensaios com variações de espaçamento entre a colagem de reforços, de espessura e tipo de adesivos empregados, do tipo e dimensões das chapas metálicas reforço, dentre outras alterações passíveis de execução.

Apesar dos resultados, todos os processos realizados durante a execução deste trabalho, desde a instrumentação teórica, a moldagem, o rompimento dos protótipos até o processo de análise de dados, são de fundamentais importâncias para a aquisição de conhecimentos e experiências, agregando na vida pessoal, acadêmica e profissional do estudante. Trabalhos desse tipo possuem a capacidade de instigar a busca por novos conhecimentos e tem por finalidade sempre acrescentar para o desenvolvimento de um tema cada vez mais requisitado na construção civil.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND *Guia básico de utilização do cimento Portland*. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106)
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- APPLETON, J.; GOMES, A. *Reforço de estruturas de betão armado por adição de armaduras exteriores*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), n. 41, p. 15-20, 1997.
- APPLETON, J.; GOMES, A. *Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, 1997.
- CÁNOVAS, Manuel Fernández. *Patologia e terapia do concreto armado*. Pini, 1988.
- CARNEIRO, Luiz Antônio Vieira, 1998, *Reforço à Flexão e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- CERQUEIRA, Eliete Conceição, 2000, *Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- DONIN, C. *Notas de aula da Disciplina de Patologia em Estrutura de Concreto Armado*, Curso de Engenharia Civil, UNISC, 2015.
- DIAS, Salvador JE; BARROS, Joaquim AO. *Vigas de betão armado reforçadas ao corte com laminados de CFRP: uma técnica nova*. *Betão Estrutural* 2002, p. 223-232, 2002.
- FREITAS, Luciana Barbosa de, 1997, *Reforço de Vigas de Concreto Armado ao Esforço Cortante com Chapas de Aço Coladas*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- HELENE, Paulo R. L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992 213 p. (Projeto de divulgação tecnológica FOSROC)
- LAMAS, António [et al.], org. –“Congresso de construção metálica e mista, 4 Lisboa, 2003”. Coimbra : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2003. ISBN 97-298-3765-1. p. 561-569.
- MORAIS, Márcio Cardoso de Moraes, 1997, *Reforço de Vigas de Concreto*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MICHEL, Daniela Pires, 1996, *Reforço ao esforço cortante de vigas com estribos pré-tracionados*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- PFEIL, Walter. *Estruturas de Aço Dimensionamento Prático de Acordo com a norma NBR 8800: 2008*. S. 1.]: LTC (2008).
- PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios*. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

PINTO, C., 2000, *Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

REIS, Andréa Prado Abreu. *Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*. 1998. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

SOUZA, R.H.F. *Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal*. Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1990.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

THOMAZ, Ercio. *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. 1. ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989. 194 p.

VIANA, Roberta David de Aquino., 2004. *Programa para dimensionamento de reforço à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto armado*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

**ANEXO I - Propriedades Mecânicas dos Aços Estruturais Padrão ABNT (NBR 8800:2008)**

Descrição	Classe/Grau	fy (MPa)	fu (MPa)
Aços para perfis laminados para uso estrutural NBR 7007	MR250	250	400-560
	AR350	350	450
	AR415	415	520
	AR350-COR	350	485
Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural NBR 6648	CG-26	255	410
	CG-28	275	440
Chapas finas de aço-carbono para uso estrutural (a frio/a quente) NBR 6649/NBR 6650	CF-26	260/260	400/410
	CF-28	280/280	440/440
	CF-30	-/300	-/490
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5000	G-30	300	415
	G-35	345	450
	G-42	415	520
	G-45	450	550
Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5004	F-32/Q-32	310	410
	F-35/Q-35	340	450
	Q-40	380	480
	Q-45	450	550
Chapas grossas de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais NBR 5008	CGR 400	250	380
	CGR 500 e CGR 500A	370	490
Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais (a frio/a quente) NBR 5920/NBR 5921	CFR 400	-/250	-/380
	CFR 500	310/370	450/490
Perfil tubular de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular, para usos estruturais NBR 8261	B – seção circular	290	400
	B – seção retangular	317	400
	C – seção circular	317	427
	C – seção retangular	345	427

**ANEXO II - Propriedades Mecânicas de Alguns Aços Estruturais Padrão ASTM (NBR 8800:2008)**

Classificação	Denominação	Produto	Grupo/Grau	fy (MPa)	fu (MPa)	
Aços-carbono	A-36	Perfis	1,2,3	250	400-550	
		Chapas e Barras	t < 200mm			
	A-500	Perfis	Grupo 4	Grau A	230	310
				Grau B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A-572	Perfis	Grupos 1,2,3	Grau 42	290	415
				Grau 50	345	450
		Chapas e Barras	Grau 42 (t <= 150mm)	290	415	
			Grau 50 (t <= 100mm)	345	450	
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes a corrosão atmosférica	A-242	Perfis	Grupo 1	345	485	
			Grupo 2	315	460	
		Chapas e Barras	t < 19mm	345	480	
			19mm < t < 37,5 mm	315	460	
			37,5 mm < t < 100 mm	345	435	
	A-588	Perfis	Grupos 1,2	315	485	
		Chapas e Barras	t <= 100mm	290	480	















