



CANDIDO FERNÁNDEZ HERNANDO FILHO

FÁBIO MASINI RODRIGUES

MARCOS ANTONIO ALVES DE SOUZA

**VIABILIDADE ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE
REFORÇO AO CISALHAMENTO DE UMA VIGA EM
CONCRETO ARMADO**

SÃO PAULO

2010



CANDIDO FERNÁNDEZ HERNANDO FILHO

FÁBIO MASINI RODRIGUES

MARCOS ANTONIO ALVES DE SOUZA

**VIABILIDADE ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE
REFORÇO AO CISALHAMENTO DE UMA VIGA EM
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Pós
Graduação em Patologia nas Obras Cíveis para
obtenção do Grau de especialista.

Orientador: Prof. M. Sc. Luis Cesar Siqueira
De Luca.

SÃO PAULO

2010

FOLHA DE APROVAÇÃO

**VIABILIDADE ECONÔMICA DE ALTERNATIVAS DE REFORÇO AO CISALHAMENTO
DE UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO**

Por

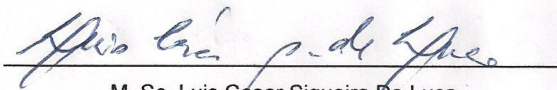
Candido Fernández Hernando Filho

Fábio Rodrigues Masini

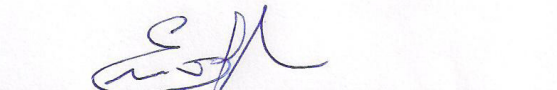
Marcos Antônio Alves de Souza

TRABALHO APROVADO COMO REQUISITO PARCIAL PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO
DE ESPECIALISTA EM PATOLOGIA NAS OBRAS CIVIS, DO INSTITUTO IDD, PELA
COMISSÃO FORMADA PELOS PROFESSORES A SEGUIR MENCIONADOS.

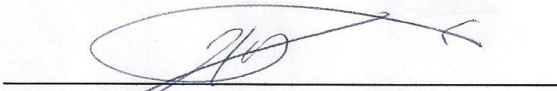
São Paulo (SP) 14 de dezembro de 2010.



M. Sc. Luis Cesar Siqueira De Luca
Professor Orientador



Dr. Enio José Pazini Figueiredo



M. Sc. Thomas Garcia Carmona

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo avaliar os custos e os benefícios de três sistemas estruturais de reforço ao cisalhamento para vigas de concreto armado, reforço com chapa metálica, reforço com incorporação de estribos e reforço com fibra de carbono. No desenvolvimento deste trabalho foi idealizado um caso hipotético de um pavimento de uma edificação com a necessidade de reforço devido ao acréscimo de carregamento, ficando esse trabalho restrito ao reforço de uma viga ao cisalhamento. Para o desenvolvimento do estudo foi realizada uma revisão bibliográfica, posteriormente, o dimensionamento do reforço da viga hipotética, considerando os três sistemas de reforços e, com base, nos quantitativos e procedimentos metodológicos adotados, foram levantados os custos e analisados os benefícios de cada sistema. Com base nos estudos realizados, os sistemas de reforço com chapa metálica e fibra de carbono demonstraram ter custos próximos e inferiores ao custo direto para a execução do reforço por incorporação de estribos, além disto, a rapidez, limpeza e minimização dos transtornos na rotina da edificação são notórias nos dois primeiros sistemas; contudo, os três sistemas têm sua aplicabilidade, conforme a situação e as necessidades de cada caso.

Palavras-chave: Reforço, cisalhamento, viga, chapa colada, incorporação de estribos, fibra de carbono.

ABSTRACT

The goal of this work is to evaluate the costs and the benefits, comparing three systems of reinforcement for the shear force in concrete beams: reinforcement with steel plate, reinforcement with addition of transversal rebars and reinforcement with carbon fiber. During the development of this work, it was idealized an hypothetical case of a pavement in an edification with the necessity of reinforcement, generated by additional load, staying this work restrict to the reinforcement of a concrete beam for the shear force. In order to develop this study it was made a bibliographical revision and the calculation of the reinforcement, considering the three systems of reinforcement and, according the quantitative raising and the methodological proceedings to the execution of each one, the costs were taken and analyzed the benefits of each system. According to the realized studies, the systems of reinforcement with steel plate and carbon fiber showed to have costs alike, however, they are less expensive than the reinforcement with addition of transversal bars and the quickness, the cleanness and the minimization of the problems during the use and the routine of the edification are clear in the two first systems, however, the three systems have their applicability, according to the situation and the necessities of each case.

Keywords: reinforcement, shear force, beam, plate bonded, add transversal bars, carbon fiber.

SUMÁRIO

SUMÁRIO

<u>1. INTRODUÇÃO</u>	10
<u>1.1. PROBLEMA DE PESQUISA</u>	13
<u>1.2. OBJETIVOS</u>	14
1.2.1. <i>Objetivo Geral</i>	14
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	14
<u>1.3. JUSTIFICATIVAS</u>	15
1.3.1. <i>Justificativa Social</i>	15
1.3.2. <i>Justificativa Ambiental</i>	15
1.3.3. <i>Justificativa Tecnológica</i>	15
1.3.4. <i>Justificativa Econômica</i>	15
<u>1.4. LIMITAÇÕES DA PESQUISA</u>	17
<u>1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS</u>	18
<u>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	19
2.1. CONCRETO ARMADO	26
2.1.1. <i>Cisalhamento de Vigas</i>	20
2.1.2. <i>Cálculo das funções tangenciais – comportamento básico para o concreto</i>	23
2.1.3. <i>Comportamento básico para armaduras transversais</i>	30
2.1.4. <i>Esforço cortante absorvido pelas armaduras transversais (estribos)</i>	32
2.1.5. <i>Esforço de compressão nas bielas de concreto</i>	33
2.1.6. <i>Dimensionamento de vigas submetidas à flexão simples no estado limite último</i>	34
2.2. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	43
2.3. REFORÇO AO CISALHAMENTO	44
2.3.1. <i>Reforço com aumento de seção transversal do concreto e da armadura</i>	44
2.3.2. <i>Reforço com chapa de aço</i>	46

2.3.3. Reforço com fibra de carbono	48
<u>3. ESTUDO DE CASO SIMULADO</u>	62
3.1. DESENHOS DO CASO SIMULADO.....	64
3.2. VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM ESTUDO.....	66
3.3. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM CHAPA DE AÇO.....	70
3.4. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM ESTRIBOS	73
3.5. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO	77
<u>4. ORÇAMENTO DAS ALTERNATIVAS DE REFORÇO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</u>	81
4.1. QUADRO COMPARATIVO	89
<u>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA PROSSEGUIMENTO DE ESTUDO</u>	90
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
5.2. RECOMENDAÇÕES PARA PROSSEGUIMENTO DE ESTUDO.....	91
<u>6. BIBLIOGRAFIA</u>	93

LISTA DE FIGURAS

- Figura - 1: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio I.
- Figura - 2: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio II.
- Figura - 3: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio III.
- Figura - 4: Linhas de isovalores de tensões no estágio I e nos estágios II e III.
- Figura - 5: Circulo de Mohr para ponto situado em área comprimida.
- Figura - 6: Circulo de Mohr para ponto situado em área tracionada.
- Figura - 7: Esquema simplificado da treliça idealizada por Mörsh.
- Figura - 8: Análise do equilíbrio de um trecho de viga submetida a esforço cortante.
- Figura - 9: Corte transversal passando pelo plano de um estribo de viga submetida a esforço cortante.
- Figura - 10: Configurações de reforço de seções ao cisalhamento.
- Figura - 11: Distribuição dos esforços ao longo da viga.
- Figura - 12: Detalhe de um reforço através de uma fissura.
- Figura - 13: Desenhos de forma do pavimento tipo.
- Figura - 14: Detalhamento da viga V 2 – corte longitudinal
- Figura - 15: Detalhamento da viga V 2 – corte transversal
- Figura - 16: Esquema estático da viga em estudo – carregamento original.
- Figura - 17: Diagrama de esforço cortante da viga em estudo – carregamento original.
- Figura - 18: Esquema estático - carregamento pretendido.
- Figura - 19: Diagrama de esforço cortante da viga em estudo – carregamento pretendido.
- Figura - 20: Viga antes do reforço com chapa colada.
- Figura - 21: Viga após o reforço com chapa colada.
- Figura - 22: Viga antes do reforço por meio da adição de estribos.
- Figura - 23: Viga após o reforço por meio da adição de estribos.
- Figura - 24: Viga antes do reforço com fibra de carbono.
- Figura - 25: Viga após o reforço com fibra de carbono.
- Figura - 26: Gráfico comparativo do custo total.
- Figura - 27: Gráfico comparativo do custo direto.
- Figura - 28: Gráfico comparativo considerando apenas o material de reforço.
- Figura - 29: Gráfico comparativo considerando custo total com a perda de faturamento.

LISTA DE QUADROS

- Quadro - 1: procedimentos de cálculo com o carregamento inicial.
- Quadro - 2: procedimento de cálculo com o carregamento pretendido.
- Quadro - 3: procedimento de cálculo pretendido.
- Quadro - 4: procedimento para reforço com a carga pretendida.
- Quadro - 5: procedimento para dimensionamento do reforço com chapa.
- Quadro - 6: procedimento para dimensionamento do reforço com estribos.
- Quadro - 7: procedimento para dimensionamento de reforço com fibra de carbono.
- Quadro - 8: orçamento para execução de reforço com chapa colada.
- Quadro - 9: orçamento para execução de reforço com adição de estribos.
- Quadro - 10: orçamento para execução de reforço com fibra de carbono.
- Quadro - 11: resumo dos valores para os sistemas de reforço.

NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA

Letras latinas

a : Vão de cisalhamento;

A_e : Área da seção eficaz homogênea

A_f : Área da seção transversal de 1 lâmina de fibra de carbono;

A_o : Área da seção transversal homogênea da viga;

A_α : Área por unidade longitudinal de cada grupo de armaduras que formam um ângulo α com a diretriz da viga;

b_w : Menor largura da seção transversal da peça;

d : Altura útil da seção transversal;

d_f : Comprimento da lâmina de fibra de carbono;

d_f : Profundidade da lâmina de fibra de carbono para reforço ao cisalhamento;

d_{fe} : Comprimento efetivamente aderido da lâmina de fibra de carbono utilizada;

f'_c : Resistência característica do concreto à compressão em MPa;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ct,m}$: Resistência média à tração do concreto;

f_{ctd} : Resistência de cálculo do concreto à tração;

f_{ctk} : Tensão de ruptura característica do concreto à tração simples;

f_f : Tensão limite de ruptura da fibra de carbono;

f_y : tensão específica do aço em MPa;

f_{ywd} : Resistência de cálculo da armadura que deverá ser no máximo igual à resistência de cálculo da armadura longitudinal;

$f_{y\alpha,d}$: Resistência de cálculo da armadura A_α ;

I_o : Momento de inércia da seção transversal homogênea em relação ao seu centro de gravidade;

I_e : Momento de inércia da área A_e em relação ao seu centro de gravidade.

K_1 : Fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da resistência do concreto;

K_2 : Fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da configuração adotada para o reforço de cisalhamento;

L_0 : Comprimento efetivo de colagem de uma lâmina de fibra de carbono;

L_e : Comprimento efetivo de aderência da lâmina de carbono;

M : Momento fletor atuante na seção;

M : Momento fletor;

N : Força normal;

n : Número estribos que atravessam uma fissura; número de camadas de fibra de carbono;

N_c : Resultante das tensões de compressão atuantes na seção;

R : Fator de redução da resistência última da fibra de carbono;

s : Espaçamento entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal da viga;

s : Espaçamento horizontal entre as armaduras transversais;

S_{00} : Momento estático máximo da seção homogeneizada;

S_f : Espaçamento entre as laminas de fibra de carbono;

t_f : Espessura da fibra de carbono;

V : Força cortante;

V_c : Força cortante resistida pelo concreto;

V_{cu} : Parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_n : Força cortante nominal;

V_s : Força cortante resistida pela armadura;

V_{su} : Parcela de esforço cortante resistido pelos estribos;

V_{sw} : Esforço cortante máximo resistido pelos estribos;

V_u : Esforço cortante máximo resistido pela viga no estado limite último;

V_u : Força cortante última;

w_f : Largura da lâmina de fibra de carbono;

z : Braço de alavanca.

Letras gregas

η : Coeficiente de minoração dos esforços;

α : Ângulo de inclinação do plano que contem o estribo, em relação à diretriz da viga;

α_L : coeficiente de dilatação térmica;

β : Ângulo que a fibra de carbono forma com a diretriz da viga;

β : Ângulo que as bielas comprimidas formam com a diretriz da viga;

γ_c : coeficiente de minoração da resistência característica do concreto;

γ_n : coeficiente de minoração da resistência de reforço;

$\Delta\gamma_s$: Incremento no coeficiente de minoração da resistência do aço;

ϵ_{fu} : deformação última da fibra de carbono;

θ : Ângulo que as bielas comprimidas formam com a diretriz da viga;

θ_0 : Ângulo de referencia da inclinação das fissuras;

ρ_l : taxa de armadura tracionada ancorada a uma distância igual ou maior que d a partir da seção em análise;

ρ_l : Taxa de armadura longitudinal;

ρ_{lm} : Menor taxa de armadura longitudinal na seção distante de $2h$ em relação à fzece interna do apoio;

σ_I : Tensão normal principal de compressão;

σ_{II} : Tensão normal principal de tração;

σ_{xd} : Tensões normais de cálculo do centro de gravidade da seção estudada paralela à diretriz da viga;

σ_y : Tensão normal atuante no plano paralelo a y ;

σ_{yd} : Tensões normais de cálculo do centro de gravidade da seção estudada paralela ao esforço cortante;

$\tau_{m\acute{a}x}$: Tensão máxima de cisalhamento;

τ_{Rd} : Tensão de referência para o cálculo do esforço cortante resistente;

τ_y : Tensão de cisalhamento atuante no plano paralelo a y ;

η : Fator de eficiência.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por finalidade a elaboração de análise econômica para a execução de reforço em viga de concreto armado ao cisalhamento, considerando a relação custo benefício, mediante a comparação de três alternativas de reforço.

O estudo em questão considerou o mesmo caso hipotético, descrito no trabalho de TCC “Viabilidade Econômica de Alternativas de Reforço à Flexão de uma Viga em Concreto Armado”, sendo especificamente estudada uma viga de um pavimento de edificação de concreto armado.

As três alternativas consideradas nesse estudo para o reforço ao cisalhamento são:

- 1ª. Reforço com chapa de aço colada;
- 2ª. Reforço com incorporação de estribos;
- 3ª. Reforço com fibra de carbono.

O concreto armado é, sem dúvida, o material mais utilizado no Brasil, por vários motivos: econômico, social, tecnológico e cultural. Sua flexibilidade arquitetônica e durabilidade são alguns dos fatores que tornam o uso deste material bastante interessante.

Contudo, como todo material, sujeito às condições de uso, se deteriora e, após o período de vida útil, poderá prescindir de uma intervenção, a fim de restabelecer suas características funcionais. Ainda há de se considerar que uma edificação pode sofrer alterações na sua utilização que podem não estar previstas no projeto original.

As intervenções terapêuticas em uma estrutura, segundo Helene (1992, ano, p.), podem ser divididas em três classes:

- a. Reparo: denominação para solução de defeitos de pequeno porte;
- b. Recuperação: quando se faz necessário intervir para restabelecer a capacidade portante de parte da estrutura ou de um elemento estrutural;

c. Reforço: quando se faz necessário aumentar a capacidade portante de uma estrutura ou elemento estrutural, com relação à capacidade originalmente projetada, visando atender novas situações de carga.

Os reparos normalmente estão associados à decrepitude dos elementos estruturais, situação intrínseca ao processo de deterioração.

Os conceitos de durabilidade são importantes para traçarmos paradigmas e premissas para projetos e para o planejamento na conservação das estruturas de concreto armado.

Durabilidade pode ser definida como a capacidade que uma estrutura tem de desempenhar suas funções, para as quais foi concebida, em um determinado período de tempo, sem que haja a necessidade de execução de manutenções não previstas.

A reabilitação, normalmente objetivo nas recuperações estruturais, pode ser definida como sendo uma intervenção necessária para devolver à estrutura ou ao elemento estrutural, capacidade suficiente para resistir aos esforços resultantes do carregamento ao qual a estrutura estará sujeita.

O reforço de elementos estruturais, não deixa de ser uma reabilitação, entretanto, entendemos que, ao se promover um reforço, esperamos um aumento na capacidade resistente do elemento estrutural com relação à capacidade originalmente projetada.

A necessidade de reforço estrutural pode ser justificada, por exemplo, quando ocorrer:

a. Alteração no uso da edificação, como por exemplo:

- Pisos de edifícios comerciais utilizados como estoque de materiais sensivelmente mais pesados que as cargas originalmente previstas em projeto;

- Reformas de ambientes com inclusão de novas alvenarias e/ou substituição de revestimentos com características muito discrepantes das consideradas originalmente;

- Edifício originalmente residencial adaptado para escolas, bancos, etc..

b. Deficiência na elaboração dos projetos, na execução da estrutura ou, ainda, na qualidade/desempenho dos materiais aplicados;

c. Situações não previstas como: incêndios, sismos, colisões de veículos, etc..

Os reforços em elementos estruturais normalmente são executados com incorporação de novos materiais ao elemento, como: a adição de armação, com ou sem acréscimo da seção transversal; incorporação de chapa de aço colada ou aparafusada; colagem de laminas ou tecido de fibra de carbono.

Conforme Robery & Innes (1997 citado por BEBER, 2003, p. 9), para cada situação de reforço devem ser estudadas suas peculiaridades e, as diversas alternativas de reforço devem ser analisadas, considerando as condições de carregamento, configuração geométrica, custo, desempenho, durabilidade, condições de execução e rapidez de execução.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Diante da necessidade de execução de um reforço estrutural, insurge uma questão fundamental:

“Dentre os tipos de reforços ao cisalhamento, reforço com fibra de carbono, com chapa de aço e com adição de estribos, qual o que apresenta menor custo direto de execução e menor custo considerando a paralisação das atividades exercidas na edificação?”.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar economicamente três alternativas de reforço ao cisalhamento de uma viga de concreto armado.

1.2.2. Objetivos Específicos

i. Dimensionar três tipos de reforço ao cisalhamento para uma viga de concreto armado, sendo eles:

- a. Reforço com chapa de aço colada;
- b. Reforço com adição de estribos;
- c. Reforço com fibra de carbono.

ii. Comparar os sistemas de reforço estrutural visando atender aos requisitos pré-estabelecidos: custo da intervenção, interferência gerada na rotina dos usuários e viabilidade executiva.

1.3. JUSTIFICATIVAS

1.3.1. Social

A solução tem forte impacto na sociedade, uma vez que visa reabilitar e garantir a continuidade da utilização de um edifício já construído, causando menor impacto social e alteração na rotina dos usuários e dos habitantes locais.

1.3.2. Ambiental

Ao se optar pela continuidade de uso da estrutura, considerando a execução dos reforços necessários e, considerando a definição de uma solução apropriada tecnicamente, estar-se-á contribuindo para a diminuição tanto do entulho gerado quanto de desperdícios de materiais, garantindo uma solução com menor impacto ambiental.

1.3.3. Tecnológica

O reforço de estrutura considerando os sistemas a serem estudados tem seus procedimentos, ainda pouco difundidos, normalmente com respaldo em normas estrangeiras e, sua disseminação, no meio técnico, vem sendo ampliada, com bases nos trabalhos de pesquisas e bibliografia desenvolvidas sobre o assunto.

Essas técnicas devem ser mais bem disseminadas, contribuindo para a formação de projetistas e executantes.

1.3.4. Econômica

Os aspectos econômicos são relevantes na propositura de um sistema de reforço estrutural, pois, pode resultar em um ganho significativo, resultado da menor interferência e paralisação das atividades de uma empresa e, ainda na viabilização de uma edificação existente e em uso para novas atividades.

Na execução de um reforço estrutural, são muitas as variáveis envolvidas no processo, sendo que, o custo não se define apenas pelo dinheiro gasto diretamente com materiais e mão de obra, mas também deve ser considerado o tempo gasto com o serviço, já que imóveis comerciais e industriais podem ter seu faturamento alterado negativamente com este inconveniente.

1.4. LIMITAÇÕES DA PESQUISA

- a. Os custos de serviços e valores de insumos foram considerados para o Município de São Paulo;
- b. Utilização dos sistemas de reforço estudado: chapa de aço, adição de estribos e fibra de carbono.
- c. O estudo se limita ao estudo de uma viga de concreto, no entanto, os reforços estruturais muitas vezes são para um conjunto de elementos ou parte da estrutura, devendo ser aplicadas técnicas distintas e análises comparativas com um conjunto de variáveis, bem mais complexas que a situação analisada neste trabalho.
- d. O dimensionamento do reforço considerou o alívio de tensões no elemento a ser reforçado, promovido por sistema adequado de transferência de carga, constituído, por exemplo, de escoras e macacos hidráulicos, eliminando as deformações no elemento e, por consequência, resultando em tensões desprezíveis nos componentes do modelo resistente.
- e. Os sistemas de reforço ao cisalhamento serão dimensionados e detalhados considerando o esforço cortante máximo na viga, sendo distribuído uniformemente no elemento.

1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Para analisar o problema e poder tecer algumas considerações, serão avaliados três procedimentos de reforço para uma viga de concreto armado hipotética, sujeita a um carregamento 40% superior ao valor considerado originalmente no projeto estrutural.

Em primeiro lugar será realizada uma pesquisa bibliográfica sobre os assuntos pertinentes e correlatos, sobre reforço de estruturas e cisalhamento em vigas de concreto, buscando subsídios e fundamentos para o desenvolvimento do presente trabalho.

Posteriormente será realizado o dimensionamento de uma viga de concreto, verificando o esforço cortante capaz de ser resistido pelo elemento estrutural, será definido um acréscimo de carga de 40% no elemento estrutural, simulando uma mudança de uso na edificação e constatada a necessidade de reforço do elemento ao cisalhamento.

Será suposto que para a execução do reforço a estrutura será escorada e aplicada uma contra flecha capaz de promover o alívio de carga anulando os deslocamentos e deformações da viga até mesmo devido ao seu peso próprio.

Os reforços serão dimensionados e os quantitativos levantados, juntamente com a quantidade de homem hora para a realização do serviço. O tempo para execução será estimado com base nos resultados obtidos e correlação com obras executadas. Por fim, será realizada uma análise comparativa considerando o custo e os benefícios de cada sistema de reforço.

Neste capítulo foram abordados os conceitos introdutórios, objetivos da pesquisa, justificativas e os procedimentos metodológicos adotados; no próximo capítulo será abordada a revisão bibliográfica.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os conceitos necessários para tornar mais simples o entendimento dos mecanismos que se originam numa viga de concreto submetida a esforços cortantes.

2.1. Concreto Armado

O concreto simples tem como característica uma boa resistência à compressão, mas uma baixa resistência à tração. Mas se ao concreto simples são acrescentadas barras de aço nas regiões onde ele é tracionado o material resultante, concreto armado, se tornará apto a ser utilizado em situações onde o mesmo seja submetido a esforços de tração, compressão, cisalhamento e torção.

De acordo com Montoya (1981) o Concreto Armado foi utilizado pela primeira vez como material estrutural pelos franceses Monier e Coignet, que em 1861 criaram os primeiros regulamentos para a fabricação de vigas, tubos, etc.

De lá para cá, ao longo de 150 anos, as técnicas de execução e dimensionamento das estruturas de concreto armado tiveram um grande desenvolvimento, tornando-se o material mais empregado na construção civil.

Uma das maiores vantagens do concreto reside na sua capacidade de se amoldar o que permite uma grande liberdade de projetar estruturas. Outra vantagem das estruturas de concreto em relação às estruturas de aço reside no seu monolitismo. O concreto também oferece bom desempenho e comportamento em situação de incêndio.

O bom comportamento das estruturas de concreto armado é decorrente do trabalho conjunto de dois materiais o aço e o concreto, e para que isto ocorra, a aderência entre estes dois materiais tem papel fundamental. Se a aderência não existisse, as barras de aço não

poderiam absorver os esforços de tração uma vez que sem aderência as barras deslizariam livremente em toda a sua extensão.

Em virtude da aderência existente entre aço e concreto os dois materiais são capazes de trabalhar inicialmente em conjunto até a fissuração. Uma vez que o concreto fissurou o aço responde por todo o esforço de tração mantendo a sua união com o concreto por meio da aderência nas regiões entre fissuras.

Ainda de acordo com Montoya (1981) a aderência aço-concreto presente nos elementos de concreto armado é resultante de dois fenômenos, um de natureza físico-químico e o outro de natureza mecânica.

O fenômeno físico químico provoca a ligação do aço com o concreto que o envolve por meio de forças capilares e moleculares na interface, como se o aço absorvesse a pasta cimentícia que o envolve. Outro fator que se alia a esta aderência é a retração.

O de natureza mecânica é muito mais relevante e é decorrente da resistência ao deslizamento devido à penetração da argamassa de concreto na superfície irregular do aço existentes mesmo no caso de barras lisas. No caso das barras corrugadas ocorre ainda o efeito do encunhamento do concreto nas nervuras das barras.

2.1.1. Cisalhamento de Vigas

A Tensão de Cisalhamento ou tensão tangencial ou simplesmente força cortante como é bem conhecida é uma das principais prerrogativas para análise e dimensionamento de peças estruturais de concreto armado.

O estudo do comportamento de uma viga de concreto armado submetido a esforços tangenciais é bastante complexo, uma vez que os mecanismos resistentes que se desenvolvem ao longo da peça têm configuração tridimensional.

De acordo com F. Leonhardt (1977) muitas variáveis influenciam estes mecanismos, tais como, as relações constitutivas dos materiais, a esbelteza da peça, a variação da seção ao

longo do vão, o tipo de carga atuante, as armaduras longitudinais e transversais existentes e sua disposição ao longo da viga e, ainda, a aderência entre o aço e o concreto.

Do acima exposto observa-se que apesar das varias teorias propostas, nenhuma é totalmente satisfatória. Por outro lado os ensaios de laboratório também não são totalmente suficientes em virtude da quantidade de variáveis envolvidas.

De acordo com Montoya (1981), as tensões de cisalhamento têm o efeito de inclinar as tensões principais de tração em relação ao eixo da viga. Para cargas de pequena monta as tensões de tração não superam as tensões suportadas pelo concreto e, neste caso, são de fácil determinação (círculo de Mohr). No entanto, quando estas tensões superam as tensões de tração que o concreto pode suportar, o concreto passa para uma configuração fissurada e, a partir deste momento sucede-se um rearranjo bastante complexo de tensões entre o concreto e o aço. Com o aumento das cargas, a fissuração aumentará, até uma situação onde ocorrerá a ruptura da peça.

De acordo com F. Leonhardt (1977) a ruptura poderá ser decorrente dos seguintes fatores:

a) Ruptura por flexão pura:

Ela ocorrerá por deformações excessivas do aço, no caso de vigas sub-armadas, que à medida que a carga vai aumentando a linha neutra vai se aproximando da fibra mais comprimida, aumentando as tensões no concreto até a sua ruptura por compressão. No caso de vigas super armadas o concreto romperá antes de se atingir o limite elástico do aço, originando uma ruptura dita frágil, sem deformações suficientes para alertar quanto à deficiência da peça. É por esta razão que as vigas devem ser sempre projetadas no domínio 2 e 3, ou seja, sub armadas ou normalmente armadas, evitando vigas super armadas.

b) Ruptura por esforço cortante:

Este tipo de ruptura ocorre em função das fissuras inclinadas que surgem em decorrência das tensões principais de tração, como será abordado com mais detalhes posteriormente. De acordo com Rüsç (1985), quando as armaduras transversais não são

suficientes, a região comprimida do concreto passará a suportar uma parcela importante do esforço cortante e, se este esforço continuar crescendo a fissura se estenderá até a borda mais comprimida, ocasionando a diminuição da zona comprimida e conseqüentemente a ruptura da seção.

c) Ruptura por esforços combinados de flexão e cortante:

Quando as armaduras transversais são ligeiramente insuficientes, a fissuração do concreto se estenderá na zona de compressão, prioritariamente nas regiões onde a peça está submetida a esforços de combinados de flexão e cisalhamento do que nas regiões de flexão pura, resultando numa diminuição da capacidade resistente do concreto comprimido, que pode resultar na ruptura da viga em regiões onde o momento fletor não é máximo.

d) Ruptura por compressão da alma:

De acordo com Leonhardt (1978), este tipo de ruptura ocorre em vigas com seção T ou I de alma delgada, quando as tensões de compressão chegam a superar a resistência à compressão do concreto.

Quando isto ocorre, a ruptura é brusca, ou seja, ela ocorre antes que a armadura da alma escoe. Evidentemente o limite da capacidade resistente da alma das vigas é função da resistência do concreto.

e) Ruptura por deslizamento das armaduras longitudinais:

As tensões na armadura longitudinal de tração aumentam dos apoios em direção ao centro da viga, este acréscimo é obtido graças à aderência entre estas armaduras e o concreto. Se as barras não forem convenientemente ancoradas na região dos apoios e a armadura transversal não for suficiente poderá ocorrer, com o aumento do esforço cortante, a ruptura desta aderência.

A armadura transversal tem por objetivo garantir a segurança da peça aos tipos de ruptura acima descritos e também controlar a fissuração.

Abaixo serão detalhados os mecanismos resistentes que se desenvolvem em uma viga de concreto armado de seção retangular constante nos estádios I, II e III:

2.1.2. Cálculo das tensões tangenciais – comportamento básico do concreto:

a) Estádio I - Antes da fissuração:

Considere-se um corte transversal na seção da viga de espessura infinitesimal ds sujeita aos esforços abaixo indicados:

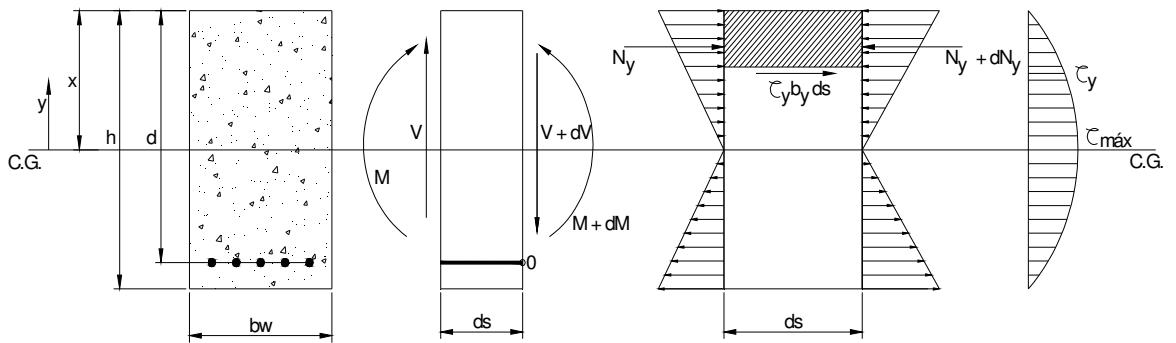


Figura – 1: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio I.

Considere-se o equilíbrio do elemento hachurado da figura acima. Tem-se:

$$\sum F_s = 0 \quad \rightarrow \quad \tau_y b_y ds + N_y = N_y + dN_y \quad (1)$$

Logo:

$$\tau_y = \frac{1}{b_y} \frac{dN_y}{ds} \quad (2)$$

Por outro lado:

$$N_y = \int_y^x \sigma_y b_y dy \quad (3)$$

Uma vez que por hipótese o concreto não está fissurado, de acordo com Montoya (1981) é possível considerar com suficiente aproximação que as tensões normais se distribuem linearmente, o que resulta em:

$$\sigma_y = \frac{N}{A_0} + \frac{M y}{I_0} \quad (4)$$

Onde:

A_0 : Área da seção transversal homogênea da viga;

I_0 : Momento de inércia da seção transversal homogênea em relação ao seu centro de gravidade;

M : Momento fletor atuante na seção em tela;

N : Força normal atuante na seção em tela.

τ_y : Tensão de cisalhamento atuante no plano paralelo a y ;

σ_y : Tensão normal atuante no plano paralelo a y ;

Substituindo-se (3) em (4), tem-se:

$$N_y = \frac{N}{A_0} \int_y^x b_y dy + \frac{M}{I_0} \int_y^x b_y y dy \quad (5)$$

$$N_y = \frac{N}{A_0} A_{0Y} + \frac{M}{I_0} S_{0Y} \quad (6)$$

$$\tau_y = \frac{1}{b_y} \frac{d}{ds} \left(\frac{N}{A_0} A_{0y} + \frac{M}{I_0} S_{0y} \right) \quad (7)$$

Considerando-se seção constante e esforço normal N também constante ou nulo, resulta:

$$\tau_y = \frac{1}{b_y} \frac{S_{0y}}{I_0} \frac{dM}{ds} \quad (8)$$

Por outro lado considerando-se os momentos em relação ao ponto 0 da figura acima, observa-se que:

$$\frac{dM}{ds} = V \quad (9)$$

Onde V é o esforço cortante atuante na seção.

Resultando em:

$$\tau_y = \frac{V}{b_y} \frac{S_{0y}}{I_0} \quad (10)$$

O maior valor da tensão τ_y ocorre para a maior relação entre S_{0y} e I_0 , que para o presente caso, considerando que b_w constante, corresponde ao centro de gravidade da seção, visto que é neste local que S_{0y} atinge seu valor máximo.

Logo:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V}{b_w} \frac{S_{00}}{I_0} \quad (11)$$

Onde:

S_{00} : Momento estático máximo da seção homogeneizada

b) Estádio II - Após a fissuração e dentro do regime elástico:

Uma vez ultrapassadas as tensões de tração máximas que o concreto pode resistir, a peça começa a fissurar e, admitindo que a peça encontra-se ainda no regime elástico, é válido admitir que as tensões normais sejam distribuídas linearmente, através das seções transversais da viga.

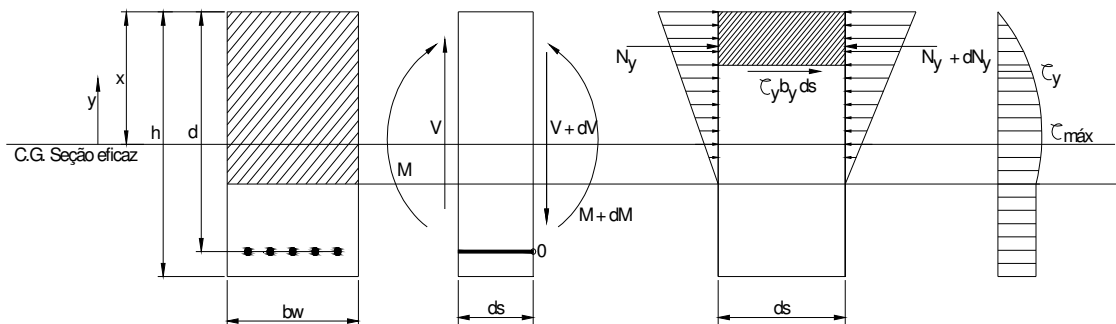


Figura – 2: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio II.

Neste caso a equação que representa a distribuição das tensões é definida por:

$$\sigma_y = \frac{N}{A_e} + \frac{M \cdot y}{I_e} \quad (12)$$

Onde:

A_e é a área da seção eficaz homogênea

I_e é o momento de inércia da área A_e em relação ao seu centro de gravidade.

As tensões transversais por sua vez serão representadas por:

$$\tau_y = \frac{V}{b_w} \frac{S_{ey}}{I_e} \quad (13)$$

Do acima exposto vale salientar que:

- i. A tensão tangencial máxima $\tau_{\text{máx}}$ ocorre na altura do centro de gravidade da seção eficaz;
- ii. A tensão de cisalhamento aumenta no sentido da fibra mais comprimida ($y = x$), em direção ao centro de gravidade da seção eficaz ($y = 0$);
- iii. Posteriormente a tensão de cisalhamento decresce para valores de $y < 0$, até atingir a região onde o concreto está fissurado.
- iv. Na região onde o concreto está fissurado a tensão de cisalhamento permanece constante.

c) Estádio III - Após a fissuração e o concreto no regime plástico (próximo da ruptura):

Quando as tensões no concreto atingem valores elevados, próximos da ruptura, não é mais possível considerar uma distribuição linear de tensões ao longo da seção. Neste caso, a equação que melhor representa o esforço cortante atuante ao longo de b_w será:

$$\tau_y b_y = \frac{d}{dx} \int_y^x \sigma_y b_w dy \quad (14)$$

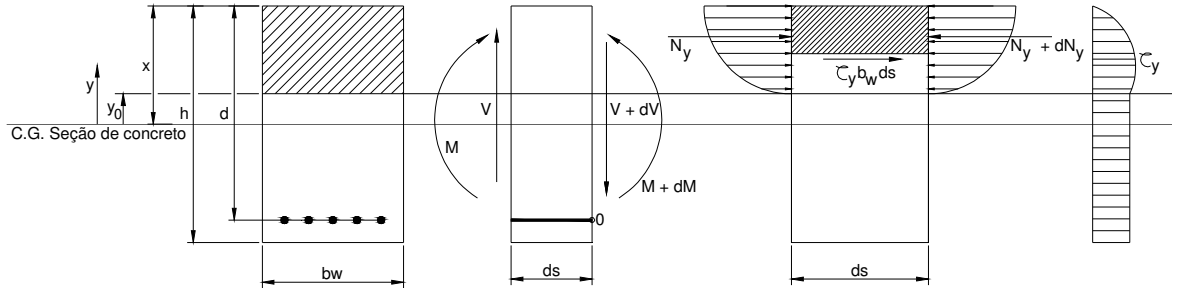


Figura – 3: Análise do comportamento da viga ao cisalhamento no estágio III.

Para valores de y abaixo da linha neutra, y_0 (região fissurada), a tensão de cisalhamento será constante, logo:

$$\int_{y_0}^x \sigma_y b_w dy = N_c = \frac{M}{z} \quad (15)$$

$$\tau_y b_w = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{z} \right) \quad (16)$$

Onde:

N_c é a resultante das tensões de compressão atuantes na seção;

M é o momento fletor atuante na seção;

z é o braço de alavanca que normalmente é considerado constante ao longo da peça.

Considerando-se z constante ao longo da peça, resulta:

$$\tau_y b_w = \frac{V}{z} \quad (17)$$

É importante salientar que se a armadura atingiu o seu limite elástico, esta simplificação deixa de ser válida. No caso da flexão simples e na região de concreto tracionado, ao admitir que a tração no aço N_s seja constante, resulta em N_c constante e, portanto, τ_y é nulo. No entanto, é sabido que a tensão da armadura varia em função da

fissuração, resultando de grande complexidade o cálculo das tensões tangenciais. Adiante serão abordados os vários mecanismos resistentes que surgem neste caso.

d) Análise das tensões principais:

Após a análise do comportamento das tensões normais e tangenciais que ocorrem ao longo da peça de concreto é possível determinar as tensões principais atuantes em qualquer ponto da peça, de forma analítica ou graficamente por meio do círculo de Mohr.

De acordo com Montoya (1981), as tensões em dois pontos P (situados em região comprimida) e Q (situado em região de tração), são as seguintes:

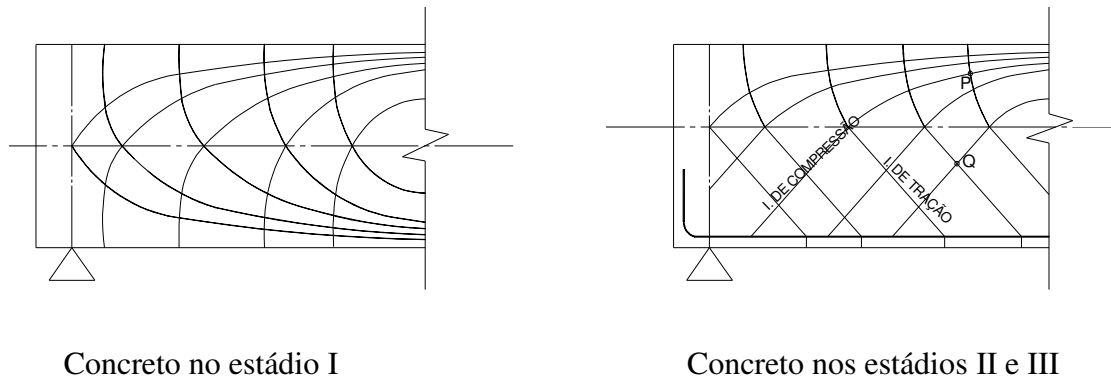


Figura – 4: Linhas de isovalores de tensões no estágio I e nos estádios II e III

Para o ponto P situado em zona comprimida, considerando um elemento infinitesimal que o envolve, esse elemento estará submetido à tensão normal σ_y e à tensão tangencial τ_y . Por meio do círculo de Mohr determinam se as tensões principais σ_I , de compressão e σ_{II} , de tração.

$$\sigma_I = \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{4}\right)^2 + \tau_y^2} \quad (18)$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{4}\right)^2 + \tau_y^2} \quad (19)$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_y}{\sigma_y} \quad (20)$$

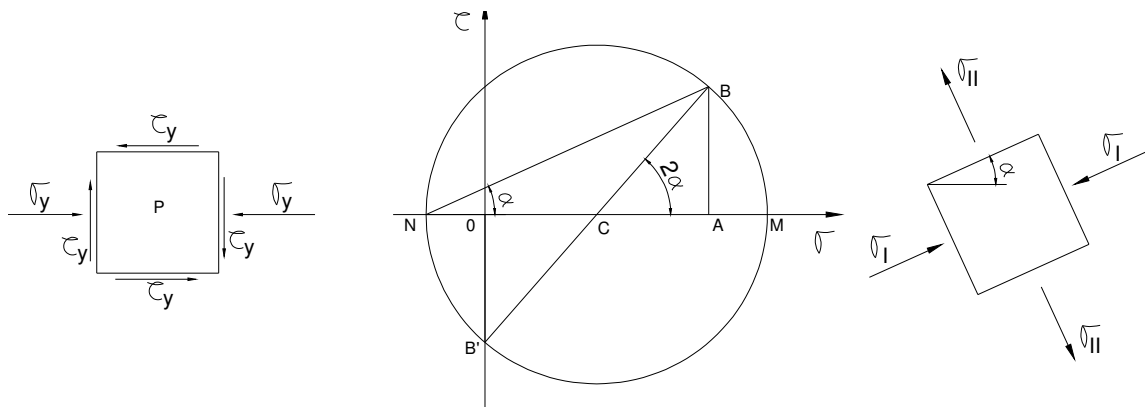


Figura – 5: Circulo de Mohr para ponto situado em área comprimida.

Na figura acima tem-se que:

$$OA = \sigma_y$$

$$AB = OB' = \tau_y$$

$$OM = \sigma_I \text{ (tensão máxima de compressão)}$$

$$ON = \sigma_{II} \text{ (tensão máxima de tração)}$$

Para o ponto Q situado em área de tração e considerando o concreto fissurado:

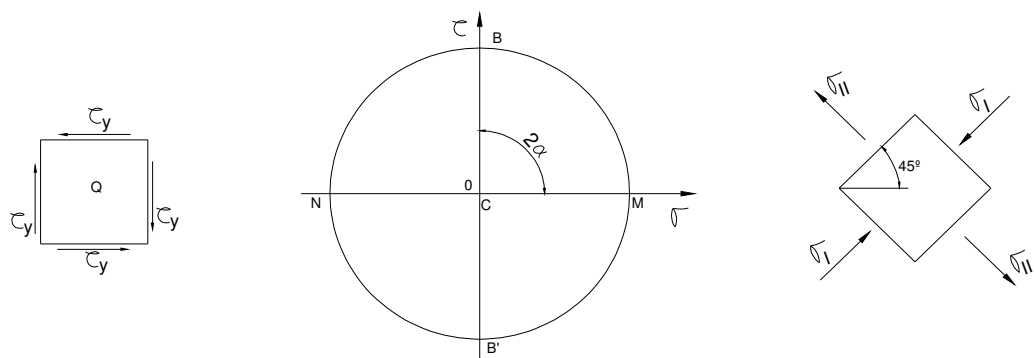


Figura – 6: Círculo de Mohr para ponto situado em área tracionada.

Na figura acima, há:

$$OB = OB' = \tau_y$$

$$OM = \sigma_I \text{ (tensão máxima de compressão)}$$

$$ON = \sigma_{II} \text{ (tensão máxima de tração)}$$

No ponto Q da região tracionada e fissurada, o elemento infinitesimal que o cerca está submetido a tensões normais σ_y , e tensões de cisalhamento $\tau_y = \tau_1$, e as tensões principais serão, $\sigma_I = \tau_1$ e $\sigma_{II} = -\tau_1$

2.1.3. Comportamento básico das armaduras transversais:

Neste tópico apresenta-se o modelo utilizado para o estudo do comportamento conjunto concreto e aço, com relação aos mecanismos resistentes ao esforço cortante em vigas esbeltas e de seção retangular constante.

A apresentação de um estudo mais abrangente do comportamento de vigas com seção variável ou, com pequena altura relativa, foi descrito por De Luca (2006).

O modelo abaixo apresentado é conhecido como analogia de treliça e foi idealizado por Mörsch e, consiste no estudo de mecanismos resistentes, que se desenvolvem ao longo de toda a peça.

As armaduras transversais são geralmente constituídas de estribos verticais, ou seja, perpendiculares à diretriz da viga em virtude da maior facilidade construtiva. Dificilmente se empregam estribos inclinados, devido às dificuldades construtivas.

De acordo com o modelo de treliça idealizado por Mörsch, os estribos servem como montantes tracionados de uma treliça virtual, cujo banzo superior, no caso de viga isostática, é constituído pela zona comprimida de concreto e, o banzo inferior, pelas armaduras longitudinais de tração.

Além dos montantes tracionados (estribos) a treliça é constituída pelas diagonais comprimidas, representadas pelas bielas de concreto. Neste modelo as diagonais comprimidas são admitidas retas, uma vez que as fissuras observadas configuram uma região praticamente linear de compressão.

Portanto o modelo de treliça, que constitui o esquema resistente de uma viga ao cisalhamento é ilustrado na figura abaixo:

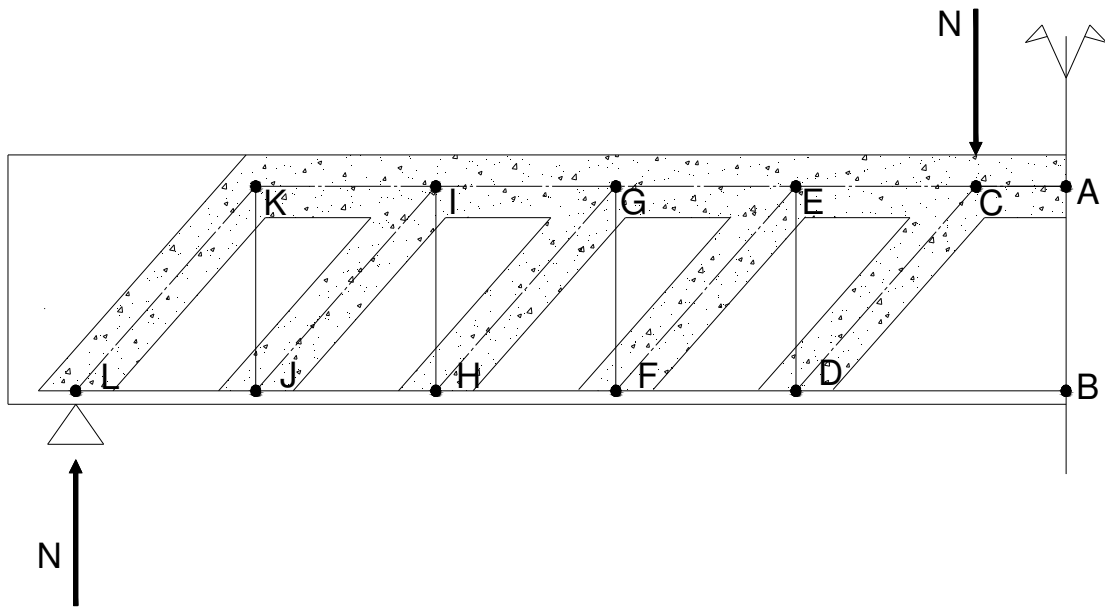


Figura -7: Esquema simplificado da treliça idealizada por Mörsh.

Do esquema acima se observa que a carga concentrada N se decompõe num esforço de compressão no banzo superior AC e de um esforço de compressão da diagonal CD . Considerando-se o equilíbrio do nó C , constata-se que a componente vertical da biela comprimida CD é igual ao esforço de tração atuante no montante (estribo) DE . A componente horizontal da biela comprimida é igual ao esforço de tração do banzo inferior BD (armadura de tração). Este mecanismo se desenvolve até o apoio.

Geralmente o espaçamento entre estribos nas vigas é menor do que o apresentado no esquema acima e, o mecanismo resistente pode ser considerado constituído da superposição de várias treliças.

2.1.4. Esforço cortante absorvido pelas armaduras transversais (estribos):

Efetuada-se um corte transversal em uma viga esbelta submetida a um esforço cortante e , analisando o equilíbrio deste trecho de viga tem-se:

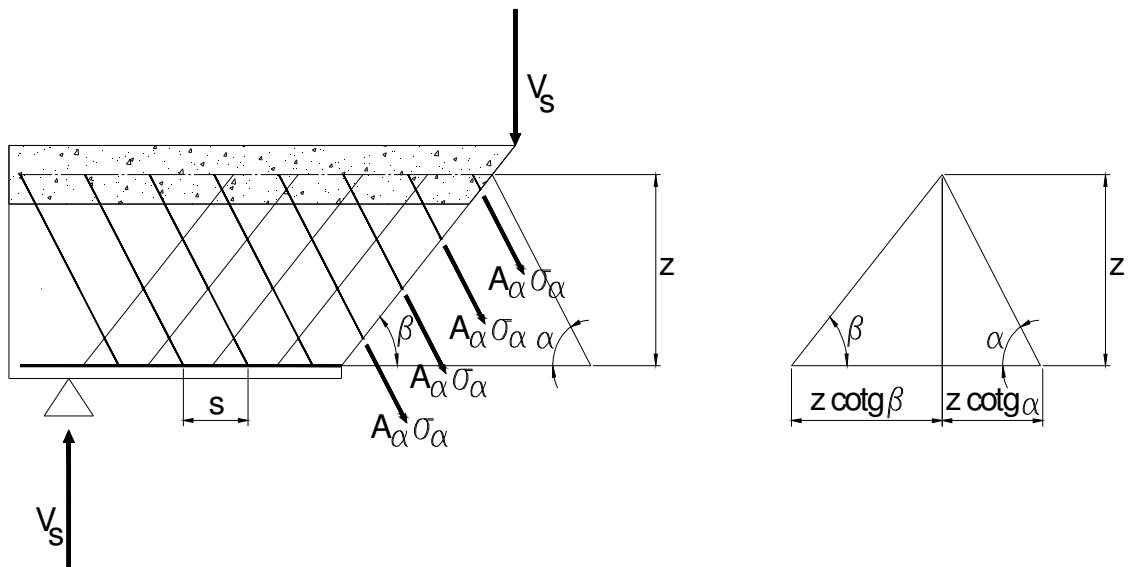


Figura 8: Análise do equilíbrio de um trecho de viga submetida a esforço cortante.

O numero de armaduras transversais (estribos) que atravessam cada fissura será:

$$n = \frac{z}{s} (\cotg \alpha + \cotg \beta) \quad (21)$$

Onde:

s = espaçamento horizontal entre as armaduras transversais;

z = braço alavanca.

α : Ângulo de inclinação do plano que contem o estribo, em relação à diretriz da viga;

β : Ângulo que as bielas comprimidas formam com a diretriz da viga;

O esforço cortante resistido é obtido pela projeção vertical dos esforços totais das armaduras, ou seja:

$$V_s = n A_{\alpha} \sigma_{\alpha} \sen \alpha \quad (22)$$

Substituindo-se (21) em (22) resulta:

$$V_s = \frac{z}{s} (\sen \alpha \cotg \beta + \cos \alpha) A_{\alpha} \sigma_{\alpha} \quad (23)$$

Para o caso de estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) e bielas com inclinação $\beta = 45^\circ$ a expressão acima se transforma em:

$$V_s = \frac{z}{s} A_{90} \sigma_{90} \quad (24)$$

Para o caso de estribos verticais e bielas com inclinação $\beta = 30^\circ$:

$$V_s = \sqrt{3} \frac{z}{s} A_{90} \sigma_{90} \quad (25)$$

Observa-se que quando o ângulo das bielas diminui de $\beta = 45^\circ$ para $\beta = 30^\circ$, o esforço resistido pelas armaduras transversais aumenta na proporção de $\sqrt{3}$.

2.1.5. Esforço de compressão nas bielas de concreto:

De acordo com Montoya (1981), o mecanismo de treliça também implica em esforços de compressão nas bielas de concreto. Estes esforços deverão também ser analisados para evitar que tensões excessivas ocasionem o esmagamento do concreto.

Efetuada-se um corte transversal passando pelo plano de um estribo de uma viga esbelta submetida a um esforço cortante e analisando o equilíbrio deste trecho de viga tem-se:

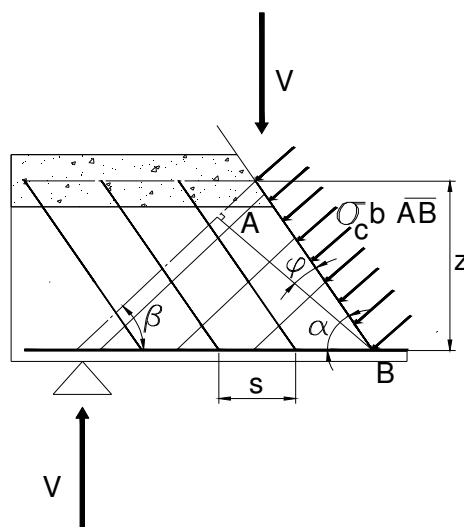


Figura – 9: Corte transversal passando pelo plano de um estribo de viga submetida a esforço cortante.

Logo:

$$AB = \frac{Z}{\operatorname{sen} \alpha} \cos \varphi \quad (26)$$

No entanto:

$$\varphi = \alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \beta \right) \quad (27)$$

$$V = \sigma_c b AB \operatorname{sen} \beta \quad (28)$$

Logo:

$$\sigma_c = \frac{\tau}{\operatorname{sen}^2 \beta (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{cotg} \beta)} \quad (29)$$

Para o caso de estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) e bielas com inclinação $\beta = 45^\circ$ a expressão acima se transforma em:

$$\sigma_c = 2\tau \quad (30)$$

Para o caso de estribos verticais e bielas com inclinação $\beta = 30^\circ$:

$$\sigma_c = 2,3\tau \quad (31)$$

2.1.6. Dimensionamento de vigas submetidas à flexão simples no estado limite último:

De acordo com a maioria das normas no dimensionamento de peças ao esforço cortante é considerada a colaboração do concreto, resultando numa adição ao esforço resistido pelas armaduras no modelo de analogia de treliça.

Portanto a capacidade total resistente da viga ao cisalhamento será a soma da capacidade resistente das armaduras e da colaboração do concreto.

De acordo com Leonhardt e Mönning (1977), a colaboração do concreto (V_c) é decorrente da soma de vários efeitos que vem sendo estudados através de ensaio à ruptura de vigas sem armadura transversal e, portanto, estes efeitos são independentes do efeito treliça.

Abaixo se descrevem os efeitos mais importantes:

- a) Resistência ao esforço cortante do banzo superior: Nesta região surgem tensões tangenciais que colaboram na resistência V_c . Esta resistência depende evidentemente da resistência à tração do concreto que por sua vez, está ligada á sua resistência característica à compressão.
- b) Efeito arco: A biela comprimida se inclina nas proximidades do apoio. A componente vertical deste esforço de compressão na biela contribui com uma parcela na resistência total de V_c .
- c) Efeito do atrito entre agregados: Entre as fissuras de duas bielas consecutivas, existe atrito decorrente do contato entre os agregados. Este atrito impede a livre movimentação entre as bielas, gerando um esforço resistente que colabora na resistência total V_c .
- d) Efeito costura: A armadura longitudinal atravessando as fissuras entre bielas, também impede a livre movimentação entre as bielas, originando também um esforço resistente que colabora com o esforço cortante e, de acordo com Montoya (1981) corresponde de 15% a 25% de V_c .

Portanto em consequência dos efeitos acima expostos o esforço cortante máximo, resistido por uma viga esbelta de concreto armado, no estado limite último é dado pela seguinte formulação:

$$V_u = V_{cu} + V_{su} \quad (32)$$

Abaixo se apresentam formulações adotadas por várias normas:

a) Norma brasileira – NBR 6118 – 2003:

De acordo com a norma brasileira em vigor, a resistência de uma seção transversal é considerada satisfatória, quando são atendidas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{RD2} \quad (33)$$

$$V_{Sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (34)$$

A norma brasileira considera dois modelos de cálculo:

a) O modelo de cálculo I:

Admite que as bielas comprimidas apresentem ângulo de inclinação $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga e, considera que o valor V_c tem valor constante, independente de V_{Sd} .

Inicialmente verifica-se se a compressão máxima admissível na biela comprimida:

$$V_{RD2} = 0,27 \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (35)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (36)$$

Em seguida calcula-se a armadura transversal:

$$V_{RD3} = V_c + V_{sw} \quad (37)$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) 0,9 d f_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (38)$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (39)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (40)$$

Sendo:

b_w : menor largura da seção transversal retangular;

d : altura útil da seção transversal;

s : espaçamento entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal da viga;

f_{ywd} : tensão de cálculo da armadura, que deverá ser no máximo igual à armadura de cálculo da armadura longitudinal;

α : angulo de inclinação do plano que contem o estribo, em relação ao eixo longitudinal da viga, podendo ser adotados ângulos de $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Para o caso de $\alpha = 90^\circ$ (mais freqüente), tem-se:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} \quad (41)$$

b) O modelo de cálculo II:

Admite que as bielas comprimidas apresentam ângulo de inclinação θ variável, entre 30° e 45° e, que a parcela resistida pelo concreto V_c , sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Inicialmente verifica-se a compressão máxima admissível na biela comprimida:

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (42)$$

Em seguida calcula-se a armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (43)$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha \quad (44)$$

$$V_c = V_{c1} \quad (45)$$

Sendo:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ para } V_{sd} \leq V_{c0} \quad (46)$$

$$V_{c1} = 0 \text{ para } V_{sd} = V_{Rd2} \quad (47)$$

Para valores intermediários interpola-se linearmente.

c) Norma espanhola – EHE – 1998:

De acordo com a instrução espanhola a verificação da segurança ao esforço cortante no estado limite último de uma viga de concreto armado será avaliada conforme abaixo:

O esforço cortante último por tração na alma é dada por:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (48)$$

Onde:

V_{su} : Parcela de esforço cortante resistido pelos estribos;

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d} \quad (49)$$

Onde:

A_{α} : Área por unidade longitudinal de cada grupo de armaduras que formam um ângulo α com a diretriz da viga;

$f_{y\alpha,d}$: resistência de cálculo da armadura A_{α} ;

z : braço de alavanca. Geralmente adotado como sendo $z = 0,9 d$

θ : ângulo que as bielas comprimidas formam com a diretriz da viga;

V_{cu} : Parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

$$V_{cu} = [0,10 \varepsilon (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma'_{cd}] b_0 d \beta \quad (50)$$

Neste caso f_{ck} em N/mm^2

Onde:

ρ_l : taxa de armadura tracionada ancorada a uma distância igual ou maior que d a partir da seção em análise. Não poderá ser anotado para ρ_l valor superior a 0,02;

$$\beta = \frac{2 \cotg \theta - 1}{2 \cotg \theta_0 - 1} \quad \text{para } 0,5 \leq \cotg \theta < \cotg \theta_0 \quad (51)$$

$$\beta = \frac{\cotg \theta - 2}{\cotg \theta_0 - 2} \quad \text{para } \cotg \theta_0 \leq \cotg \theta < 2 \quad (52)$$

θ_0 : Ângulo de referência da inclinação das fissuras resultante da expressão:

$$\cotg \theta_0 = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m} (\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) \sigma_{xd} + \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \quad (53)$$

$$0,5 < \cotg \theta_0 < 2,0 \quad (54)$$

Onde:

$f_{ct,m}$: resistência média a tração do concreto.

$$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (55)$$

σ_{xd} e σ_{yd} : tensões normais de cálculo no centro de gravidade da seção estudada paralelas à diretriz da viga e do esforço cortante V_d respectivamente.

Estas tensões serão obtidas a partir dos esforços de cálculo, concreto no estágio I (não fissurado) e considerando positivas as tensões de tração.

d) Norma americana – ACI 318 - 1995:

De acordo com o ACI a força cortante última (V_u), deverá ser menor ou igual à força cortante nominal (V_n) decrescida por um coeficiente ϕ , ou seja:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (56)$$

Onde:

ϕ : Coeficiente de minoração dos esforços, $\phi = 0,85$

Da mesma forma que o modelo de cálculo I, da norma brasileira, o ACI 318 – 1995 considera que a parcela de cortante resistida pelo concreto (V_c) é constante.

Portanto o esforço cortante nominal é expresso por:

$$V_n = V_c + V_{sw} \quad (57)$$

Este critério considera ainda que o ângulo formado pelas bielas comprimidas com o eixo longitudinal da viga é $\theta = 45^\circ$. Outra simplificação adotada por este método consiste em adotar braço de alavanca z igual à altura útil d .

O valor de V_c é obtido da expressão:

$$V_c = \text{Min} \left\{ \left(0,016\sqrt{f'_c} + 1,72 \rho_l \frac{d}{a} \right) b_w d ; 0,029 b_w d \sqrt{f'_c} \right\} \quad (58)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w d} \quad (59)$$

Onde:

f'_c : resistência característica do concreto à compressão em MPa;

a : vão de cisalhamento;

b_w : largura da seção transversal da viga;

d : altura útil da viga;

ρ_l : taxa de armadura longitudinal.

O esforço cortante resistido pelos estribos é dado pela expressão:

$$V_{sw} = \text{Min} \left\{ \frac{A_{sw} f_y d}{s} ; 0,029 \sqrt{f'_c} b_w d \right\} \quad (60)$$

Onde: f_y : tensão específica do aço em MPa

e) Norma europeia – EUROCODE 2 – 1991:

Da mesma maneira que a norma brasileira, o Eurocode, apresenta também 2 métodos para o dimensionamento ao esforço cortante. O primeiro deles considera que as bielas de compressão do concreto mantêm inclinação θ constante em relação ao eixo longitudinal da viga e considera $\theta = 45^\circ$. O segundo método considera que θ varia ao longo do eixo longitudinal da viga sendo a sua variação limitada conforme abaixo:

Armadura longitudinal igual em todo o vão da viga $\rightarrow 21,80^\circ \leq \theta \leq 68,20^\circ$

Armadura longitudinal variável ao longo do vão $\rightarrow 26,56^\circ \leq \theta \leq 63,43^\circ$

O Eurocode considera também, que para valores de cortante V_{sd} abaixo de um valor V_{Rd1} , não há necessidade de armadura de cisalhamento, mas sim de uma armadura mínima. O Valor de V_{Rd1} é determinado pela expressão abaixo:

$$V_{Rd1} = V_c = [\tau_{Rd} K (1,2 + 40 \rho_{1m})] b_w d \quad (61)$$

Onde:

$K = 1 \rightarrow$ Quando mais da metade da armadura longitudinal é interrompida no meio do vão, ou seja, a armadura que chega aos apoios é inferior à metade da armadura máxima de tração no vão;

$K = \text{Min} \left\{ \frac{160-d}{100} ; 1 \right\} \rightarrow$ Quando metade ou menos da metade da armadura é interrompida no meio do vão.

ρ_{1m} : menor taxa de armadura longitudinal na seção distante de 2 h em relação à face interna do apoio. Caso esta taxa seja superior a 0,02, utilizar-se-á este valor, ou seja, 0,02.

$$\tau_{Rd} = \frac{0,25f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (62)$$

Onde:

τ_{Rd} : tensão de referência para o cálculo do esforço cortante resistente;

f_{ctk} : tensão de ruptura característica do concreto à tração simples.

γ_c : coeficiente de minoração da resistência característica do concreto, usualmente adotada como sendo $\gamma_c = 1,5$.

Para valores de força cortante superiores a V_{Rd1} , torna-se necessário utilizar armadura de cisalhamento. O esforço de cisalhamento de uma seção com estribos será dado pela expressão:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (63)$$

É necessário verificar a força cortante resistente máxima para que não ocorra o esmagamento da biela de compressão do concreto conforme a expressão abaixo:

$$V_{Rd2} = 0,45 \vartheta f_{cd} b_w d \quad (64)$$

$$\vartheta = \text{Min} \left\{ 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} ; 0,5 \right\} \quad (65)$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica a compressão do concreto (MPa);

ϑ : fator de eficácia.

Conforme abordado anteriormente este código propõe 2 métodos de determinação da força cortante absorvida pela armadura.

Para o método padrão que considera a inclinação das bielas θ constante e igual a 45° tem-se:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{yd} (1 + \cotg \alpha) \sen \alpha \quad (66)$$

Para o método que prevê as bielas com inclinação variável tem-se

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{yd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sen \alpha \quad (67)$$

2.2. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

O reforço de uma estrutura ou, parte dela, pode ser necessário em virtude de uma série de fatores, dentre os quais os mais freqüentes são: erros de construção, erros de projeto, acidentes durante a obra ou durante a fase de utilização, má utilização da estrutura, falta de manutenção e mudança de uso.

Uma vez comprovada a necessidade de se executar um reforço estrutural será necessário escolher o sistema mais adequado. Ele poderá ser executado de várias maneiras como se descreve adiante.

De acordo com Cánovas (1994) a escolha do melhor sistema estrutural estará condicionada a aspectos econômicos, à rapidez executiva, à estética e a sua definição dependerá da criatividade e capacidade do projetista.

Dentre os vários sistemas de reforço os mais empregados são: aumento de seção da peça estrutural com adição de armaduras; adição de chapas de aço coladas à estrutura, adição de fibras de carbono, protensões.

Um reforço estrutural visa aumentar a capacidade resistente de um ou mais componentes da estrutura aos vários tipos de solicitações a que estes estarão submetidos. Este reforço pode ser necessário para aumentar a capacidade do elemento à flexão, ao cisalhamento, à torção, à compressão, à tração.

Para aumentar a eficiência de um reforço é necessário antes de executá-lo aliviar as cargas existentes na estrutura; Nem sempre é possível o alívio total, mas evidentemente que, quanto maior este alívio, maior será o aproveitamento do material de reforço.

2.3. REFORÇO AO CISALHAMENTO

Neste trabalho serão apresentadas várias possibilidades de reforço ao cisalhamento de uma viga de concreto armado.

2.3.1. Reforço com aumento de seção transversal do concreto e da armadura:

Quando uma viga apresenta deficiência de armadura transversal podem ser incorporados a ela estribos adicionais, envolvidos em uma nova camada de concreto ou simplesmente instalados em sulcos executados na viga a ser reforçado.

De acordo com Cánovas (1994) quando a seção de concreto existente é capaz de resistir aos esforços de compressão nas bielas não é necessário aumentar a seção de concreto. No entanto quando o concreto existente apresenta má qualidade ou insuficiência de capacidade para resistir ao esforço cortante, torna-se necessário aumentar também a sua seção transversal.

O procedimento construtivo para o caso de não ser necessário aumentar a seção é composto de:

- a) Execução de escoramento ativo para alívio de carga na viga;
- b) Execução de furos na laje para passagem dos estribos adicionais;
- c) Execução de sulcos em torno das regiões onde serão alojados todos os estribos. Estes sulcos deverão atingir a armadura existente;
- d) Efetuar uma rigorosa limpeza da superfície;
- e) Posicionamento dos estribos adicionais que deverão envolver toda a superfície;

- f) Preencher os sulcos com argamassa de alto desempenho seguindo as instruções do fabricante;
- g) Após 7 dias retirar o escoramento.

O procedimento executivo para o caso de aumento de seção de concreto é composto de:

- h) Execução de escoramento ativo para alívio de carga na viga;
- i) Apicoamento manual de toda a superfície de contato entre o concreto existente e o concreto novo;
- j) Execução de furos na laje para passagem dos estribos adicionais;
- k) Execução de sulcos na superfície da laje nos locais onde passam os estribos adicionais;
- l) Os estribos deverão envolver toda a seção transversal do concreto;
- m) Deverá ser prevista armadura longitudinal complementar nos cantos dos estribos e também armadura de pele;
- n) Efetuar uma rigorosa limpeza de toda a região do reforço;
- o) Posicionar as armaduras complementares;
- p) Posicionar as formas de madeira que deverão estar distantes de 5cm em relação às faces do concreto existente;
- q) Antes do grauteamento, verificar novamente a limpeza do local e molhar a superfície de contato, mantendo-a na condição saturada seca;
- r) Efetuar o grauteamento;
- s) Após 48 horas retirar as formas laterais e proceder a cura de forma criteriosa por no mínimo sete dias;
- t) Após sete dias, retirar o escoramento.

Ripper (1998) afirmam que pelo fato dos modelos teóricos empregados para os reforços de estruturas em sua maioria não terem sido plenamente comprovados no que tange à sua eficiência o seu dimensionamento deve considerar a adoção de coeficientes de minoração da sua resistência.

O CEB em seu boletim nº 162 recomenda a adoção dos seguintes coeficientes γ_n :

- a) Quando a relação entre a área da seção de concreto após o reforço e a área existente antes do reforço for $\leq 1,3$: $\gamma_n = 0,8$;
- b) Quando a relação entre a área da seção de concreto após o reforço e a área existente antes do reforço for $> 1,3$: $\gamma_n = 0,65$;

Onde:

γ_n : coeficiente de minoração da resistência de reforço;

2.3.2. Reforço com chapa de aço:

Outro procedimento adotado para reforço de vigas com deficiência de estribos consiste na inclusão de chapas de aço, convenientemente aderidas às faces laterais das vigas e também normalmente na face inferior. Da mesma maneira que no caso anterior, para que o reforço seja eficiente é necessário efetuar o alívio de cargas da viga antes de executar o reforço.

O dimensionamento deste reforço é feito de maneira semelhante ao das almas de vigas metálicas e normalmente se utilizam chapas de 3.0 mm de espessura e de até 300 mm de largura.

Cánovas (1994) afirma que a espessura destas chapas está limitada pelos seguintes fatores:

- a) Tensão admissível ao cisalhamento do aço empregado;
- b) Flambagem: Se as placas são muito largas e com pequena espessura, durante a flexão da viga surgem acima da linha neutra tensões de compressão que podem ocasionar a flambagem localizada da placa;
- c) Nos locais agressivos é conveniente adotar espessuras maiores para as chapas e protegê-las contra os ataques químicos;

Ainda de acordo com Cánovas (1994) sempre que possível deve-se utilizar chapas com espessura de 3.0 mm e larguras máximas de 300 mm.

De acordo com Ripper (1998) para que um reforço tenha desempenho satisfatório é necessário que haja qualidade de execução e, sendo recomendável que a chapa de reforço ao cisalhamento seja ancorada na mesa, prevendo-se para isto uma aba na chapa de no mínimo 100 mm e, ainda, que a espessura desta chapa seja de no máximo 3 mm.

O roteiro executivo é composto das seguintes etapas:

- a) Efetuar o alívio de cargas na peça;
- b) Tratar eventuais fissuras existentes, por exemplo, por meio de injeções;
- c) A superfície do concreto deverá ser o mais plana possível. Qualquer irregularidade superficial deverá ser sanada, pois quanto mais espessa a camada de cola pior será o desempenho do reforço. Cánovas (1994) recomenda que a espessura da cola seja de no máximo 1,5 mm, sendo ideal que não ultrapasse 1,0 mm;
- d) Efetuar uma limpeza criteriosa da superfície do concreto;
- e) As chapas deverão estar isentas de gordura e de corrosão e, caso as mesmas não sejam imediatamente coladas, após a limpeza, deverão ser protegidas por meio de uma pintura, normalmente base epóxi;
- f) Caso tenha sido aplicada a camada de resina epóxi sobre a superfície da chapa e se essa camada já estiver endurecida, ela deverá ser lixada e removida. O ideal é aplicar o adesivo na superfície da chapa e substrato devidamente preparado pouco tempo antes da colagem da chapa na viga, não correndo o risco de iniciar o endurecimento da resina, antes da instalação da chapa no local de colagem;
- g) A superfície do concreto na região de contato com as chapas deverá estar também perfeitamente limpa e adequadamente preparada, conforme descrito anteriormente;
- h) Após aplicação da cola e colocação da chapa a mesma deverá ser pressionada uniformemente para que a camada de adesivo seja o mais fina possível. Esta pressão deve

ser mantida até que a cola tenha endurecido totalmente. O tempo de endurecimento depende da temperatura ambiente, variando inversamente com a temperatura.

Cánovas (1994) salienta que é necessário levar em consideração o tipo de utilização e o ambiente onde está inserida esta estrutura, pois para temperaturas elevadas (acima de 70°C), há uma diminuição da capacidade resistente da cola.

Para o dimensionamento deste tipo de reforço, o boletim nº 162 do CEB, recomenda a adoção de um coeficiente de correção $\gamma_n = 1$ desde que respeitadas as seguintes condições:

- a) Utilização de chapas com espessura de no máximo 3 mm;
- b) Incremento no coeficiente de minoração da resistência do aço $\Delta\gamma_s = 1,5$;
- c) Dimensionamento da união a partir da resistência característica do concreto à tração;
- d) As cargas adicionais não podem representar mais do que 50% das cargas atuais.

2.3.3. Reforço com fibra de carbono

i. Características e propriedades do CFC:

Segundo Machado (2006), a utilização de composto de fibra de carbono (CFC) para reforço de vigas de concreto ao cisalhamento pode ser uma solução viável, tanto tecnicamente quanto economicamente, devendo ser analisado o caso específico, quanto aos fatores condicionantes para o reforço, tais como: grau de intervenção na estrutura a ser reforçada, estado de conservação e deterioração dos elementos estruturais, dificuldades na paralisação das atividades do edifício, etc.

As capacidades resistivas das fibras de carbono são o grande atrativo para sua utilização, a aplicação, seu transporte e logística e a menor agressão ao meio ambiente são também algumas vantagens na utilização deste sistema de reforço.

Durante muito tempo a fibra de vidro tem sido aplicada na engenharia civil, devido ao seu custo e características de resistência desse material, entretanto, a fibra de carbono tem uma aplicação mais nobre na área de estruturas, devido a suas grandes resistências e módulo de deformação, bem superior ao da fibra de vidro.

Conforme Machado (2006) existe três processos distintos para a produção comercial das fibras de carbono: através do alcatrão, subproduto do petróleo; através das fibras de poliacrilonitril; através das fibras de rayon.

Segundo Machado (2006), existem duas classificações para as fibras de carbono, conforme suas características mecânicas:

- a. Tipo 1: fibra com elevado módulo de elasticidade
- b. Tipo 2: fibra com elevada resistência

As fibras de carbono são obtidas, em geral, pelos três processos citados anteriormente, sendo as fibras derivadas de alcatrão e rayon com baixo módulo de deformação e a poliacrilonitril com elevado módulo.

As fibras possuem resistências a altas temperaturas, entretanto, as resinas imprimantes, normalmente de base epoxidíca, tem maior vulnerabilidade as temperaturas altas, normalmente mantendo suas características de resistências até a temperatura de 80°C.

Ao estudarmos as fibras de carbono, vemos que suas propriedades são definidas pela sua estrutura molecular e pelo seu grau de tolerância quanto às suas imperfeições construtivas na fabricação. Para fabricar fibras de carbono, é necessário atingir temperaturas acima de 1.000° C e conforme o arranjo das moléculas mediante a matriz utilizada e a temperatura alcançada pode ter moléculas em forma hexagonal tridimensional; o material é denominado de grafite, que seria o material mais nobre, se as moléculas se arranjassem na forma bi-direcional temos o carbono.

Para reforço de elementos estruturais normalmente são mais utilizadas as fibras de carbono, material com boas características mecânicas e custo menor que o grafite, entretanto, o sistema de reforço é um composto dos seguintes materiais: resinas, imprimadores primários (*primers*), regularizadores de superfície (*putties*), resinas de saturação, resinas de proteção e as fibras de carbono.

As resinas a serem utilizadas são comercializadas em uma gama de variedade, com especificações compatíveis para cada fase do processo: imprimação inicial, imprimação das fibras (saturação), regularização da superfície e proteção das fibras.

As resinas devem ser especificadas e definidas conforme a sua aplicação no sistema e as mesmas devem ter características e qualidades básicas como:

- a) Compatibilidade com o substrato de concreto e resistência elevada á colagem;
- b) Resistência adequada aos agentes ambientais, que incluem elevadas temperaturas, água salgada, pressão de vapor e outros agentes agressivos normalmente associados ao concreto exposto;
- c) Capacidade de preenchimento de vazios;
- d) Compatibilidade e aderência com a fibra utilizada no reforço;
- e) Desenvolvimento de propriedades mecânicas apropriadas ao composto.

Os imprimadores primários são utilizados para preencher orifícios no substrato do elemento de concreto e constituir uma primeira camada ligante para as próximas películas de resinas a serem aplicadas.

Os regularizadores de superfície são utilizados para preencher reentrâncias e imperfeições no substrato, preparando a superfície para aplicação do reforço.

As resinas de saturação são utilizadas para impregnação das fibras que constituem o reforço estrutural, fixando-as no local e garantindo um meio efetivo para a transferência das tensões entre o substrato e o elemento de reforço.

A resina influi pouco para a resistência do sistema de reforço, mas sua aplicação em demasia pode diminuir a eficiência do sistema, devendo ser aplicado a quantidade necessária, sem excessos.

As características fundamentais das resinas a serem utilizadas nos compostos são:

- a) Baixa retração durante o processo de cura da matriz;
- b) Deformação de ruptura compatível com as deformações das armaduras existentes;
- c) Permanência de sua estabilidade frente a atuação de agentes químicos;
- d) Suficiente capacidade de aderência às fibras do sistema de reforço;
- e) Módulo de elasticidade da ordem de 2000 MPa;
- f) Proteção das fibras de carbono contra os efeitos do meio ambiente e da abrasão;
- g) Garantir a orientação das fibras de carbono na matriz.

Os adesivos são utilizados para a colagem dos sistemas compostos pré-impregnados ao substrato de concreto. A função básica dos adesivos é transferir os esforços entre o substrato e o material a ser ligado.

Os revestimentos de proteção são utilizados para proteger o sistema de reforço aos agentes agressivos externos (meio ambiente).

As fibras de carbono que constitui o elemento estruturante do sistema de reforço normalmente apresentam as seguintes características:

- a) Alta resistência mecânica;
- b) Elevada resistência aos ataques químicos;
- c) Não são afetados pela corrosão;
- d) Alta rijeza;
- e) Estabilidade térmica e reológica;
- f) Bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas;
- g) Peso específico da ordem de 1.8 g/cm^3 .

Propriedades físicas da fibra de carbono:

a) As fibras de carbono respondem diferentemente nas duas direções principais, ou seja, tem características de material anisotrópico, entretanto, sua composição e disposição na matriz podem conferir comportamento equivalente a de um material isotrópico.

b) O coeficiente de dilatação térmica dos compostos unidirecionais varia segundo suas direções longitudinal e transversal e dependem do tipo da fibra, da resina e do volume de fibra aplicado no composto. De forma geral o coeficiente de dilatação térmica unidirecional é negativo na direção longitudinal, sofrendo contração com o aumento de temperatura, sendo estimado em $\alpha_L = -10 \text{E-}6/^{\circ}\text{C}$ e na direção transversal, positivo, sofrendo dilatação com o aumento de temperatura, sendo estimado em $\alpha_t = 22 \text{E-}6/^{\circ}\text{C}$.

c) A temperatura em que o polímero (fibra) começa a “amolecer” e conhecida como temperatura de transição vítrea (T_g), da ordem de 1500°C , a partir dessa temperatura o material perde suas características de resistência, no entanto, como o sistema é um composto,

temos que considerar a temperatura de transição vítrea da resina que é bem menor que da fibra, da ordem de 80°C.

Principais características mecânicas:

a) Conforme o ACI 440, os compostos de fibra de carbono (CFC), deve possuir genericamente as seguintes características:

Tipo de Fibra de Carbono	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência máx. de tração (MPa)	Deformação de ruptura (%)
de uso geral	220 - 235	< 3790	> 1.2
alta resistência	220 - 235	3790 - 4825	> 1.4
Ultra alta resistência	220 - 235	4825 - 6200	> 1.5
alto módulo	345 - 515	> 3100	> 0.5
ultra alto módulo	515 - 690	> 2410	> 0.2

Fonte: Fibras de Carbono, Manual Prático de Dimensionamento – BASF

Quadro 1: quadro com as características das fibras de carbono

Basicamente o sistema de reforço com composto de fibra de carbono é constituído por dois elementos, a matriz polimérica, que mantém as fibras coesas e transferem os esforços do concreto (substrato) para as fibras propriamente ditas e o elemento estrutural, constituído pelas fibras de carbono.

A matriz polimérica deve possuir um alongamento ultimo muito maior que o alongamento das fibras, para permitir a transferência de esforços para as fibras, mesmo após ter atingindo o alongamento máximo para as fibras. Portanto, a matriz polimérica, apresenta um comportamento dúctil e as fibras um comportamento frágil.

No Brasil são comercializadas fibras de carbono em lâminas, tecido ou barras, sendo mais comum a utilização dos tecidos para reforço de elementos estruturais.

As laminas de fibras de carbono da empresa BASF, sistema Mbrace, são comercializadas em dois tipos, conforme segue juntamente com suas características:

Fibra de Carbono CF-130	
modulo de elasticidade	228.000 MPa
deformação específica de ruptura	1.7 % (0.017)
resistebcia ultima a tração	3.790 MPa
espessura da lâmina por camada	0.165 mm

Fibra de Carbono CF-530	
modulo de elasticidade	372.000 MPa
deformação específica de ruptura	0.9 % (0.009)
resistebcia ultima a tração	3.517 MPa
espessura da lâmina por camada	0.165 mm

Fonte: Fibras de Carbono, Manual Prático de Dimensionamento – BASF

Quadro 2 - características das fibras de carbono da empresa BASF

ii. Etapas de execução do sistema CFC:

Conforme Ripper (1998):

a. A execução de um sistema de reforço em um elemento de concreto armado basicamente é necessária a execução das seguintes etapas de serviços:

1. Recuperação do substrato de armado para que o sistema possa ser aderido ao elemento de concreto com segurança;
2. Imprimação da resina na superfície na qual será aderido o sistema de reforço, constituindo camada de impregnação dos poros e constituição de uma película aderente para o sistema de reforço. O imprimador normalmente é de base epoxídica;

3. Regularização do substrato, necessário para corrigir reentrâncias e imperfeições superficiais, resultando em uma superfície plana, regular e nivelada. Normalmente se utiliza uma pasta epoxídica;

4. Aplicação da primeira camada de resina saturante que tem como finalidade impregnar a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície do concreto;

5. Aplicação da lâmina de fibra de carbono, eliminando a presença de bolhas de ar entre a lâmina e o substrato;

6. Aplicação da segunda camada de resina saturante pra completar a impregnação da lâmina de fibra de carbono e envelopando o sistema de reforço;

7. Aplicação opcional de película de acabamento com finalidade de melhorar o acabamento estético e promover proteção às agressões ambientais ao sistema.

b. O sistema de reforço em laminas de CFC pode ser aplicado de forma superficial ou sub-superficial ao elemento de concreto. Nos procedimentos de reforço com montagem sub-superficial são normalmente utilizadas às fitas e as barras de fibras de carbono que são posicionadas em sulcos ou ranhuras escavadas na superfície dos elementos de concreto a serem reforçados. Para montagens superficiais são utilizadas as laminas e as fitas de fibra de carbono.

O sistema construtivo para as montagens sub-superficiais é o seguintes:

1. Com serra ou esmeril deve ser executada uma ranhura de dimensões um pouco maior que as dimensões das barras ou perfis de fibra de carbono;
2. Recobrir os bordos das ranhuras com uma fita gomada para evitar o excesso de adesivo;
3. Limpar adequadamente a ranhura com a utilização de ar comprimido ou um aspirador de pó;

4. Colocar o adesivo estrutural na ranhura com cuidado para que haja incorporação de ar;
5. Posicionar a barra ou o perfil dentro da ranhura;
6. Recobrir a barra ou o perfil com o adesivo estrutural;
7. Limpar todo o excesso de adesivo e remover a fita protetora.

iii. Reforço com CFC ao cisalhamento:

Os sistemas de reforço com fibras de carbono são dimensionados e detalhados conforme as teorias e modelos matemáticos de cisalhamento para vigas de concreto armado.

As laminas ou barras de fibras de carbono são coladas ou inseridas nas vigas de concreto conforme dimensionamento segundo o modelo de treliça de Mörsch, as lâminas são coladas transversalmente ao elemento estrutural, verticalmente ou inclinadas, constituindo um elemento adicional para resistir aos esforços de tração.

As barras de fibra de carbono também seguem os mesmos preceitos, no entanto, são inseridos ao elemento através de sucros executados previamente no elemento de concreto ou são dispostos ao entorno do elemento e revestidos com concreto incorporando um acréscimo a seção original.

As montagens com lâminas de fibras de carbono podem ter três configurações, conforme apresentadas a seguir:

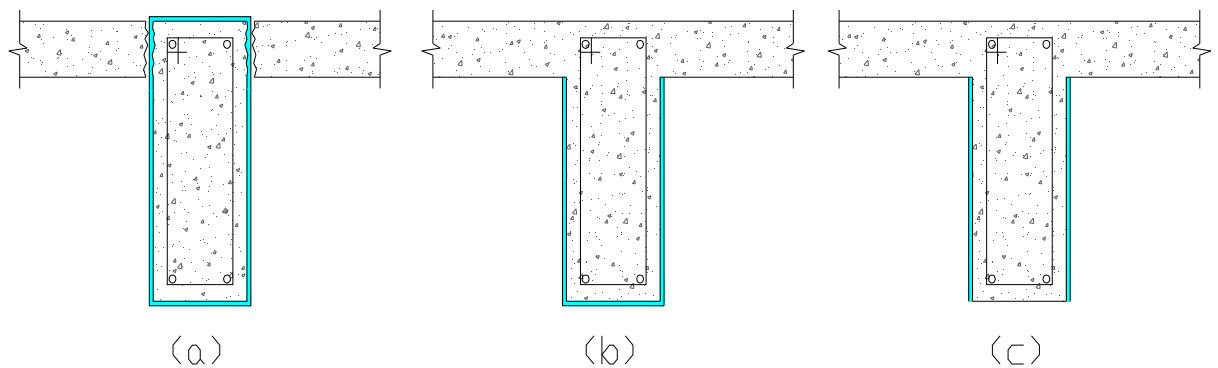


Figura -10: Configurações de reforço de seções ao cisalhamento.

A configuração (a) tem maior eficiência que a (b) e essa maior eficiência que a (c), entretanto, a configuração (a) é bastante utilizada para reforço de vigas sem lajes, quando existem lajes, são necessários executar rasgos na laje para transpor o sistema de reforço, dificultando e onerando o reforço estrutural, sendo neste caso, mais apropriado a utilização das configurações (b) e (c).

Na configuração (a) o reforço envolve toda a seção, na configuração (b), também denominado de reforço em “U”, o reforço envolve as faces laterais e a face inferior da viga e, na configuração (c), o reforço é disposto nas faces laterais.

O reforço em “U” oferece boa eficiência, sendo essa eficiência reduzida, quando o reforço está situado em regiões que ocorrem momentos negativos, em virtude da fissuração do concreto tracionado.

Procura-se optar pela configuração (b) em “U”, sempre que não for possível a adoção da configuração (a), sendo a ultima opção a configuração (c).

O dimensionamento do sistema de reforço seguirá as seguintes etapas:

1. Cálculo do acréscimo de esforço cortante, não resistido pelos estribos;
2. Verificação da capacidade resistente das bielas comprimidas face ao esforço cortante com o carregamento adicional;
3. Escolha da configuração do reforço e do sistema de reforço (com lâmina, barras ou fita);

4. Dimensionamento do reforço: espessura da lâmina, bitola das barras e espaçamento;
5. Detalhamento do sistema de reforço;
6. Planejamento da execução do sistema de reforço.

Uma vez determinado a força cortante a ser resistida pelo sistema de reforço, o dimensionamento do reforço pode ser determinado pela expressão:

$$V_f = \frac{A_f \cdot f_f (\sin\beta + \cos\alpha) d_f}{s_f} \leq 0.332 \sqrt{f_{cd} \cdot b_w \cdot d} \quad (68)$$

Onde:

$$A_f = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f \quad (69)$$

A_f : área da seção transversal de 1 lâmina de fibra de carbono

n : número de camadas de fibra de carbono

t_f : espessura de uma fibra de carbono

w_f : largura da lâmina de fibra de carbono

f_f : tensão limite de ruptura da fibra de carbono

β : ângulo, em graus, da inclinação da fibra de carbono, relativamente ao eixo longitudinal da peça

d_f : profundidade da lâmina de fibra de carbono para reforço ao cisalhamento

s_f : espaçamento entre as lâminas de fibras de carbono

A expressão acima pode ser simplificada admitindo as lâminas dispostas verticalmente nas faces laterais da viga, ou seja, com um ângulo $\beta=90^\circ$:

$$\frac{w_f}{s_f} = \frac{V_f}{2 \cdot n \cdot t_f \cdot f_f \cdot d_f} \quad (70)$$

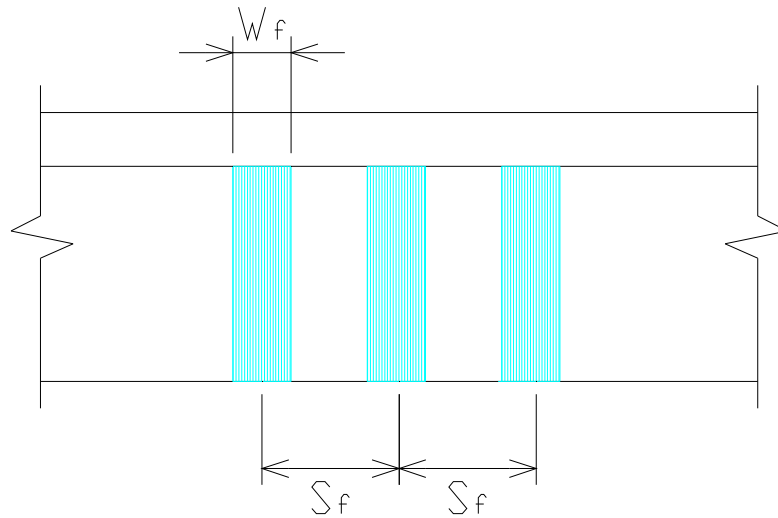


Figura -11: Distribuição dos esforços ao longo da viga.

A tensão limite de ruptura das fibras é determinado por:

$$f_f = R f_u \quad (71)$$

Onde:

R : fator de redução da resistência última da fibra de carbono

O valor de R é definido por:

$$R = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \epsilon_{fu}} \leq \frac{0.005}{\epsilon_{fu}} \quad (72)$$

Sendo:

K1 : fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da resistência do concreto

K2 : fator de multiplicação do comprimento efetivo de aderência estabelecido em função da configuração adotada para o reforço de cisalhamento

Le : comprimento efetivo de aderência da fibra de carbono

ε_{fu} : deformação última da fibra de carbono

O limite $(\frac{0.005}{\varepsilon_{fu}})$ tem por objetivo controlar a perda de coesão interna dos agregados. Essa coesão é conservada através da limitação da abertura das fissuras de cisalhamento. Segundo Machado, há um consenso na adoção da limitação da fissuração no limite anteriormente descrito.

O valor de K1 é determinado pela expressão:

$$K1 = \left(\frac{f_{cd}}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ (em MPa)} \quad (73)$$

O valor de K2 é determinado pela expressão:

$$K2 = \frac{d_{fe}}{d_f} \quad (74)$$

Sendo:

d_{fe} : comprimento efetivamente aderido da lâmina de fibra de carbono utilizada

d_f : comprimento da lâmina de fibra de carbono, tipicamente de valor (d-hf)

Após o desenvolvimento da fissuração apenas a parte da fibra de carbono que está situada antes da fissura será capaz de absorver o cisalhamento. A profundidade do reforço será reduzida, e conseqüentemente a sua área de contato, a menos que a fibra esteja ancorada através do envolvimento completo da seção (configuração a).

$$d_{fe} = d_f - L_e \quad (75)$$

Onde:

L_e : comprimento efetivo de aderência da lâmina de fibra de carbono

($d_e = d_f - L_e$) se a lâmina de fibra de carbono tiver disposta na configuração em “U”.

($d_e = d_f - 2L_e$) se a lâmina de fibra de carbono tiver disposta somente nas laterais da viga.

$$L_e = \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot L_0 \quad (76)$$

Onde:

n : número de camadas de lâminas de fibra de carbono

L_0 : comprimento efetivo de colagem de uma lâmina de fibra de carbono.

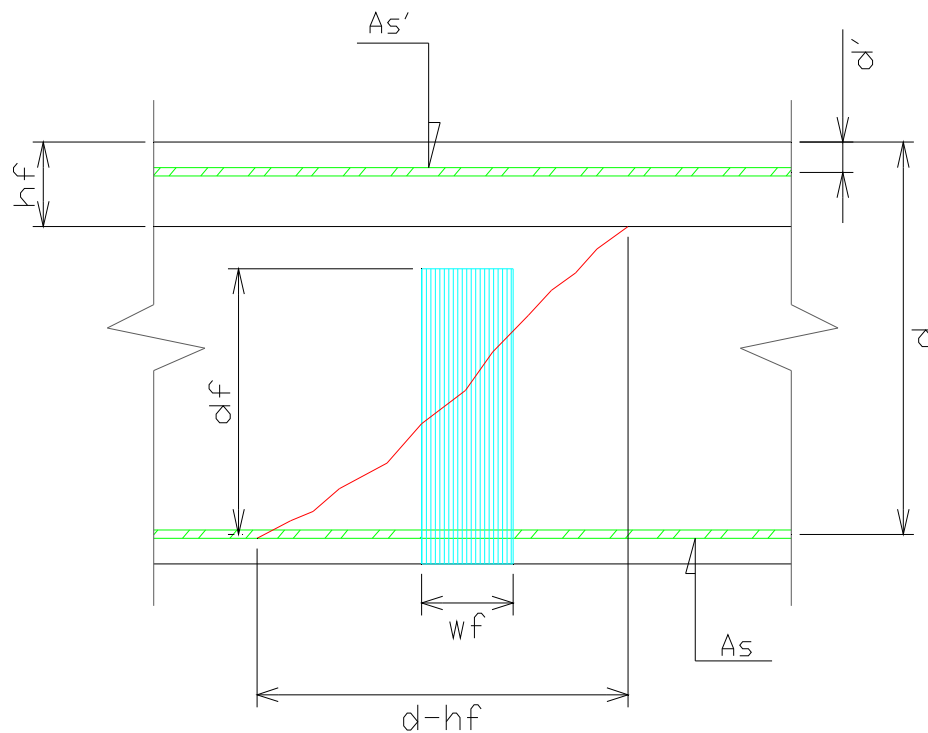


Figura -12: Detalhe de um reforço através de uma fissura.

O comprimento efetivo de aderência diminui com o aumento do número de camadas (aumento na espessura do composto). Fisicamente isso representa um aumento das tensões no concreto decorrente da diminuição da área de transferência do composto. A adição de camadas de lâminas de fibras de carbono aumenta a resistência geral do sistema composto, mas diminui a sua eficiência.

$$L_0 = \frac{2500}{(t_f \cdot E_f)^{0.58}} \quad (77)$$

Sendo:

t_f em polegadas e E_f em libras por polegadas quadradas.

Neste capítulo foi apresentada a revisão bibliográfica, que consistiu em pesquisa dos conceitos introdutórios sobre cisalhamento e reforços de vigas ao cisalhamento. No próximo capítulo será apresentado o caso simulado e o dimensionamento das três alternativas de reforço ao cisalhamento para uma viga hipotética.

3. ESTUDO DE CASO SIMULADO

Para desenvolvimento dos estudos dos sistemas de reforço de uma viga de concreto ao cisalhamento, foi considerado um projeto hipotético, considerando uma viga de um pavimento do edifício em uso comercial.

O edifício foi considerado em uso e a paralisação das atividades em decorrência das obras de reforço, causa prejuízos diários que devem ser considerados no comparativo entre os sistemas de reforço estudados.

O pavimento é constituído de elementos de concreto armado, com arranjo estrutural típico (laje – viga - pilar). Os pilares possuem seção de 40 x 40 cm e são dispostos em duas linhas de pilares nas extremidades da estrutura. A linha de pilares dista entre si de 12 m, entre eixos e, são espaçados ao longo do pavimento a cada 5 metros.

As vigas internas possuem seção transversal com dimensões de 30 x 100 cm e vão de 12 metros.

As lajes são pré-fabricadas unidirecionais, apoiando nas vigas transversais ao pavimento.

Carregamentos de projeto e esforços na viga a ser reforçada:

- Peso próprio: 2.5 kN / m²

- Sobrecarga: 5.0 kN / m^2
- Revestimento: 1.0 kN / m^2
- Reações nas vigas: $8.5 \times 5 = 42.5 \text{ kN / m}$
- Carga resultante na viga interna, considerando peso próprio e reação das lajes:
 $42.5 + 7.5 = 50 \text{ kN / m}$
- Concreto: $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Aço: CA 50 A
- Espessura de cobrimento para vigas = 4.0 cm
- Vigas consideradas bi - apoiadas
- Lajes isoladas apoiadas às vigas
- Momento fletor máximo: 900 kN m
- Esforço cortante máximo: 300 kN
- Área de aço a flexão: 38.9 cm^2 8 $\square$ 32
- Área de estribos: $4.07 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\square$ 6.3 c/15

O dimensionamento ao esforço cortante seguiu os preceitos da NBR6118/2003, considerando bielas comprimidas com inclinação de 45° e parcela resistida pelo concreto constante, modelo I (conforme 17.4.2.2 – NBR6118), os estribos serão dispostos na vertical e as armaduras de flexão sem cavaletes.

Considera-se que ocorreram alterações nas áreas comerciais do edifício, tendo sido alterado o uso do pavimento em estudo, com a necessidade de verificação e reforço dos elementos estruturais para um acréscimo de 40% na sobrecarga originalmente adotada em projeto, ou seja, a sobrecarga deve passar de 5.0 kN/m^2 para 7.0 kN/m^2 .

Esse estudo será realizado para uma viga interna e somente para o esforço cortante, uma vez que esse estudo hipotético já fora realizado para os esforços à flexão.

A carga distribuída resultante na viga em estudo passou de 50 kN / m para 60 kN / m , o esforço cortante máximo, junto aos apoios, se alteraram de 300 kN para 360 kN .

3.1. DESENHOS DO CASO SIMULADO

Para apresentar e ilustrar o caso hipotético, foram elaborados os desenhos das formas do pavimento tipo (Figura - 13), que segue abaixo.

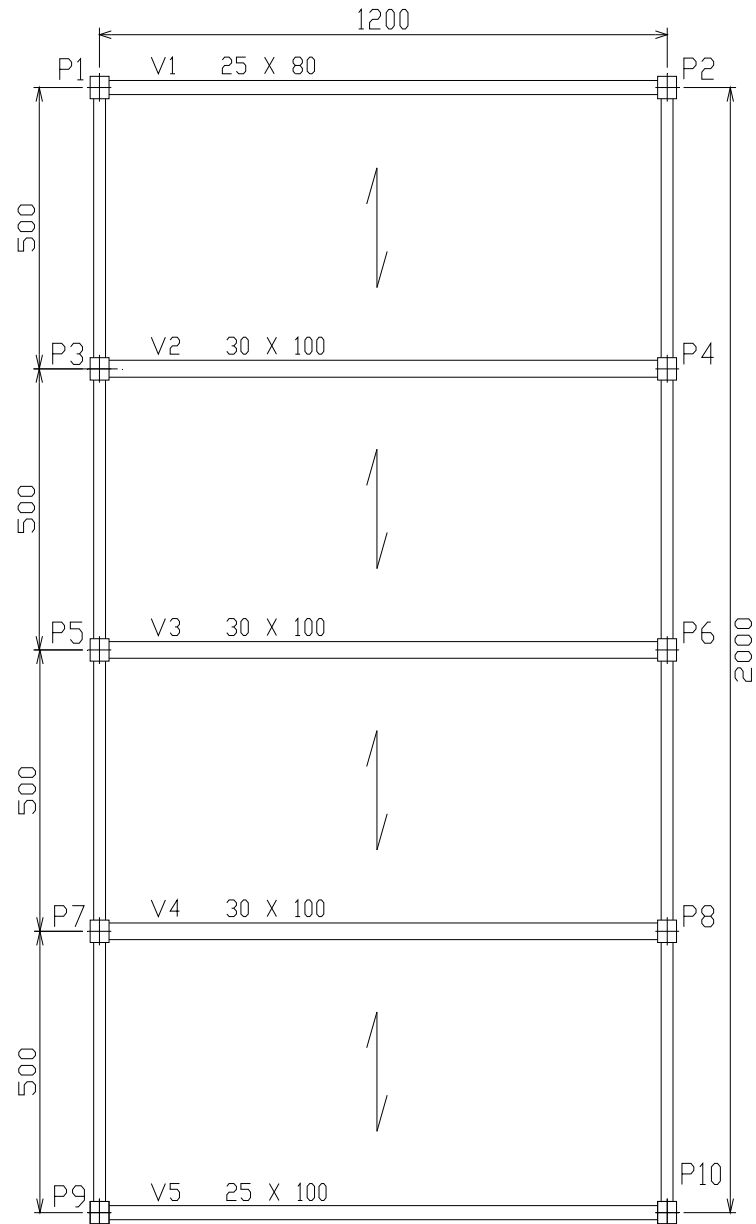


Figura - 13: Desenho de forma do pavimento tipo

A seguir está representado o detalhamento da viga V2 (Figuras - 14 e 15), que será objeto do reforço ao cisalhamento:

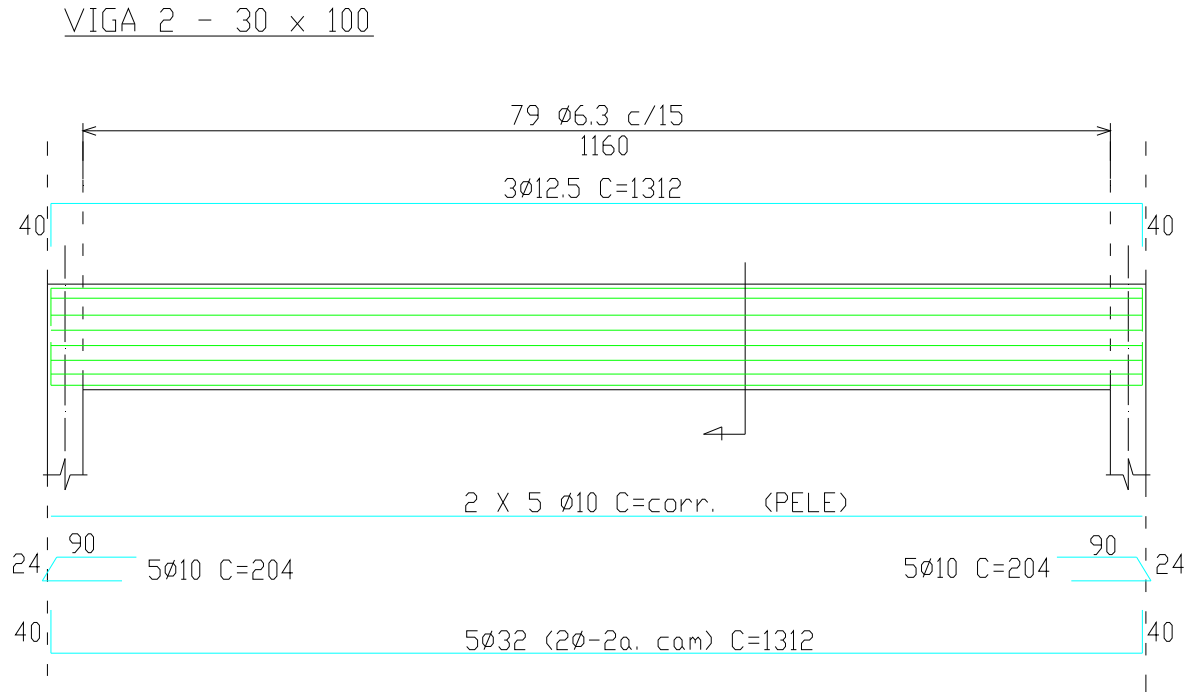


Figura – 14: Detalhamento da viga V 2 – corte longitudinal

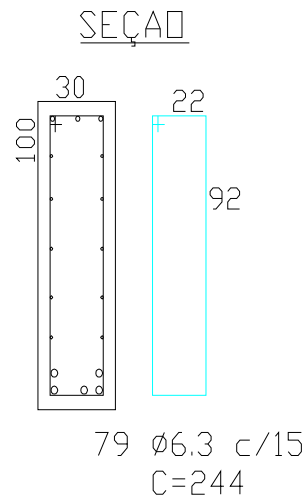


Figura – 15: Detalhamento da viga V 2 – corte transversal

3.2. VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM ESTUDO

Para identificar os esforços solicitantes máximos na viga em estudo, foi elaborada a modelagem da viga com utilização do software *Ftools*, desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, para fins acadêmicos.

Segue na figura abaixo ilustração do esquema estático, considerando o carregamento originalmente previsto no projeto estrutural.

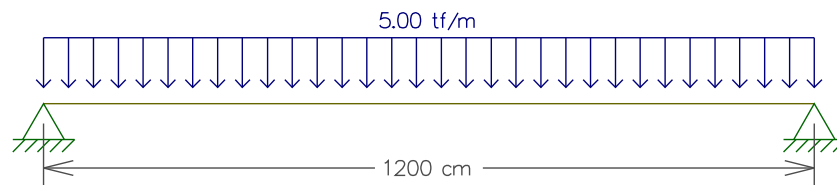


Figura – 16: Esquema estático da viga em estudo – carregamento original.

Abaixo está representado o diagrama de esforço cortante (Figura - 17), conforme esquema estático ilustrado na Figura - 16, considerando o carregamento previsto originalmente em projeto.

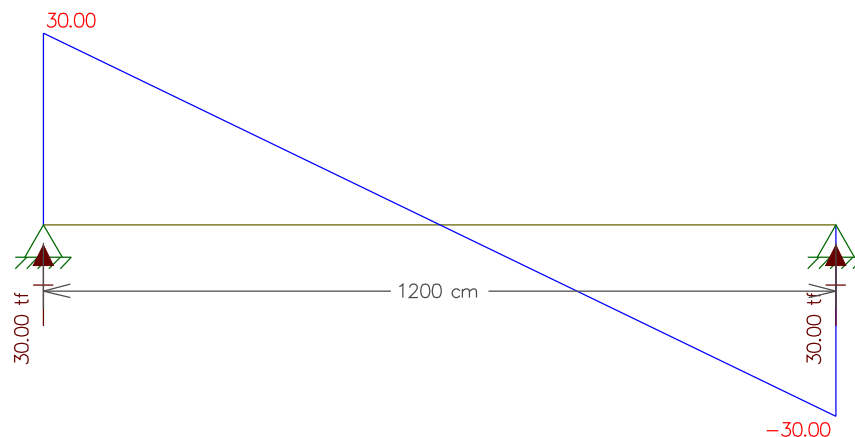


Figura – 17: Diagrama de esforço cortante da viga em estudo – carregamento original.

Para identificar os esforços solicitantes máximos na viga em estudo, foi elaborada a modelagem da viga conforme esquema estático identificado abaixo, considerando o novo carregamento, com a sobrecarga 40% superior a sobrecarga de projeto (Figura - 18).

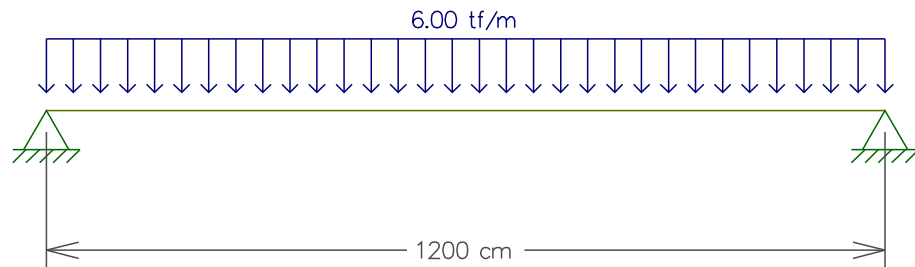


Figura – 18: Esquema estático - carregamento pretendido.

Abaixo está representado o diagrama de esforço cortante (Figura - 19), conforme esquema estático ilustrado na Figura - 18, considerando o carregamento adicional, pretendido.

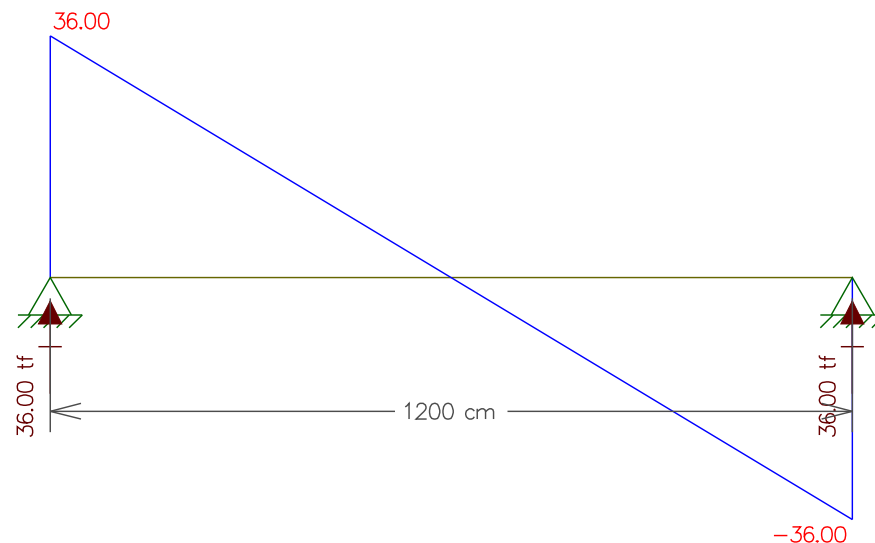


Figura – 19: Diagrama de esforço cortante da viga em estudo – carregamento pretendido.

Para verificação da viga em estudo e dimensionamento dos reforços, foi desenvolvido planilhas, considerando as formulações prescritas na NBR6118 e recomendações segundo Machado (2006), Cánovas (1988) e Ripper (1998).

Segue abaixo no quadro três as verificações das armações transversais, considerando a sobrecarga original prevista em projeto:

CÁLCULO AO ESFORÇO CORTANTE PARA VIGAS DE CONCRETO				
CONFORME DISPOSTO ITEM 17.4 - NBR6118/03 - MODELO DE CÁLCULO I - FLEXÃO SIMPLES				
OBS.: NÃO CONSIDERA REDUÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES NOS APOIOS				
CONSIDERA VC CONSTANTE E BIELAS A 45 GRAUS				
CONSIDERA SOMENTE ESTRIBOS A 90° COM O EIXO LONGITUDINAL DA VIGA				
CONSIDERA SOMENTE VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR				
DADOS DE ENTRADA				
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - Fck =	30	(MPa)		
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO AÇO - Fywk =	50.0	(KN/cm²)		
ESFORÇO CORTANTE A SER CONSIDERADO - VSk =	300.00	(KN)		
GEOMETRIA (SEÇÃO TRANSVERSAL)				
LARGURA DA ALMA DA VIGA - bw =	30.0	(cm)		
ALTURA UTIL DA VIGA - d =	100.0	(cm)		
COEFICIENTES:				
gama f =	1.4			
gama c =	1.4			
gama s =	1.15			
VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL DE COMPRESSÃO: VRd2 > VSd				
Cálculos auxiliares:				
alfaV2 =	0.88	Fcd =	2.14	bw.d = 3000.0 CONST= 0.27
VRd2 =	1527.43	(KN)	>	VSd = 420 (KN) OK
CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL:				
Fctk,med =	2.8965	FctK,inf =	2.0275	Fctd,inf = 0.1448 Vc0 = 260.68 (KN/cm²)
Fywd =	43.48	numerador =	159.32	denominador= 3913.04 consideração do Vc0 = 260.6821
Asmin =	17.379	50.0	=	3.4758
CONSIDERAR A COLABORAÇÃO DO CONCRETO (Vc0)? (S/N)? = S Vc0 = 260.68 (KN/cm²)				
Asw/S =	4.07	(cm² / m)	>	Aswmin/S= 3.5 (cm² / m)
TABELA DE ARMAÇÃO				
# (mm)	Área (cm²)	Asw/S	n.º de ramos	Espaçamento
5.0	0.2	4.07	2	# 5.0 c/ 9.8 (cm)
6.3	0.315	4.07	2	# 6.3 c/ 15.5 (cm)
8.0	0.5	4.07	2	# 8.0 c/ 24.6 (cm)
10.0	0.8	4.07	2	# 10.0 c/ 39.3 (cm)
12.5	1.25	4.07	2	# 12.5 c/ 61.4 (cm)

Quadro 3: procedimentos de cálculo para o carregamento inicial.

Conforme resultados descritos no quadro três, os estribos adotados em projeto, # 6.3 c/15 (faixa única de distribuição), estão compatíveis com a solicitação e carregamento previsto inicialmente.

Entretanto, com a consideração da nova sobrecarga, podemos observar que os estribos determinados no projeto estrutural, não são suficientes, conforme verificação demonstrada no quadro quatro, que segue abaixo.

CÁLCULO AO ESFORÇO CORTANTE PARA VIGAS DE CONCRETO CONFORME DISPOSTO ITEM 17.4 - NBR6118/03 - MODELO DE CÁLCULO I - FLEXÃO SIMPLES																																								
OBS.: NÃO CONSIDERA REDUÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES NOS APOIOS CONSIDERA VC CONSTANTE E BIELAS A 45 GRAUS CONSIDERA SOMENTE ESTRIBOS A 90º COM O EIXO LONGITUDINAL DA VIGA CONSIDERA SOMENTE VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR																																								
DADOS DE ENTRADA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - Fck = 30 (MPa) RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO AÇO - Fywk = 50.0 (KN/cm²) ESFORÇO CORTANTE A SER CONSIDERADO - VSk = 360.00 (KN) GEOMETRIA (SEÇÃO TRANSVERSAL) LARGURA DA ALMA DA VIGA - bw = 30.0 (cm) ALTURA UTIL DA VIGA - d = 100.0 (cm) COEFICIENTES: gama f = 1.4 gama c = 1.4 gama s = 1.15																																								
VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL DE COMPRESSÃO: VRd2 > VSd Calculos auxiliares: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="padding: 2px;">alfaV2 = 0.88</td> <td style="padding: 2px;">Fcd = 2.14</td> <td style="padding: 2px;">bw.d = 3000.0</td> <td style="padding: 2px;">CONST= 0.27</td> </tr> </table> VRd2 = 1527.43 (KN) > VSd = 504 (KN) OK					alfaV2 = 0.88	Fcd = 2.14	bw.d = 3000.0	CONST= 0.27																																
alfaV2 = 0.88	Fcd = 2.14	bw.d = 3000.0	CONST= 0.27																																					
CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Fctk,med = 2.8965</td> <td style="padding: 2px;">FctK,inf = 2.0275</td> <td style="padding: 2px;">Fctd,inf = 0.1448</td> <td style="padding: 2px;">Vc0 = 260.68 (KN/cm²)</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Fywd = 43.48</td> <td style="padding: 2px;">numerador = 243.32</td> <td style="padding: 2px;">denominador= 3913.04</td> <td style="padding: 2px;">consideração do Vc0 = 260.6821</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Asmin = 17.379</td> <td style="padding: 2px;">50.0</td> <td style="padding: 2px;">= 3.4758</td> <td></td> </tr> </table> CONSIDERAR A COLABORAÇÃO DO CONCRETO (Vc0)? (S/N)? = S Vc0 = 260.68 (KN/cm²) Asw/S = 6.22 (cm² / m) > Aswmin/S= 3.5 (cm² / m)					Fctk,med = 2.8965	FctK,inf = 2.0275	Fctd,inf = 0.1448	Vc0 = 260.68 (KN/cm²)	Fywd = 43.48	numerador = 243.32	denominador= 3913.04	consideração do Vc0 = 260.6821	Asmin = 17.379	50.0	= 3.4758																									
Fctk,med = 2.8965	FctK,inf = 2.0275	Fctd,inf = 0.1448	Vc0 = 260.68 (KN/cm²)																																					
Fywd = 43.48	numerador = 243.32	denominador= 3913.04	consideração do Vc0 = 260.6821																																					
Asmin = 17.379	50.0	= 3.4758																																						
TABELA DE ARMAÇÃO <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <thead> <tr> <th># (mm)</th> <th>Área (cm²)</th> <th>Asw/S</th> <th>n.º de ramos</th> <th colspan="2">Espaçamento</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="color: red;">5.0</td> <td style="color: red;">0.2</td> <td>6.22</td> <td style="color: red;">2</td> <td># 5.0</td> <td>c/ 6.4 (cm)</td> </tr> <tr> <td style="color: red;">6.3</td> <td style="color: red;">0.315</td> <td>6.22</td> <td style="color: red;">2</td> <td># 6.3</td> <td>c/ 10.1 (cm)</td> </tr> <tr> <td style="color: red;">8.0</td> <td style="color: red;">0.5</td> <td>6.22</td> <td style="color: red;">2</td> <td># 8.0</td> <td>c/ 16.1 (cm)</td> </tr> <tr> <td style="color: red;">10.0</td> <td style="color: red;">0.8</td> <td>6.22</td> <td style="color: red;">2</td> <td># 10.0</td> <td>c/ 25.7 (cm)</td> </tr> <tr> <td style="color: red;">12.5</td> <td style="color: red;">1.25</td> <td>6.22</td> <td style="color: red;">2</td> <td># 12.5</td> <td>c/ 40.2 (cm)</td> </tr> </tbody> </table>					# (mm)	Área (cm²)	Asw/S	n.º de ramos	Espaçamento		5.0	0.2	6.22	2	# 5.0	c/ 6.4 (cm)	6.3	0.315	6.22	2	# 6.3	c/ 10.1 (cm)	8.0	0.5	6.22	2	# 8.0	c/ 16.1 (cm)	10.0	0.8	6.22	2	# 10.0	c/ 25.7 (cm)	12.5	1.25	6.22	2	# 12.5	c/ 40.2 (cm)
# (mm)	Área (cm²)	Asw/S	n.º de ramos	Espaçamento																																				
5.0	0.2	6.22	2	# 5.0	c/ 6.4 (cm)																																			
6.3	0.315	6.22	2	# 6.3	c/ 10.1 (cm)																																			
8.0	0.5	6.22	2	# 8.0	c/ 16.1 (cm)																																			
10.0	0.8	6.22	2	# 10.0	c/ 25.7 (cm)																																			
12.5	1.25	6.22	2	# 12.5	c/ 40.2 (cm)																																			

Quadro 4: procedimento de cálculo para o carregamento pretendido.

Conforme verificação da armação transversal, considerando o acréscimo de sobrecarga no pavimento e, verificando a armação projetada e executada, constata-se a necessidade de reforço do elemento estrutural ao esforço cortante, garantindo a segurança do elemento conforme preceitos normativos.

Considerando o carregamento original, a viga em estudo carece de uma área de aço de 4.07 cm², tendo sido armada com estribos de 6.3mm de diâmetro espaçados a cada 15 cm, contudo com o novo carregamento, a viga passa a necessitar de uma área de aço de 6.22cm², ou seja, um acréscimo de 57%.

3.3. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM CHAPA DE AÇO

Para dimensionamento do reforço ao cisalhamento com chapa de aço colada, foi desenvolvida uma planilha, conforme os preceitos normativos (NRB6118) e recomendação segundo Cánovas e CEB, conforme segue:

a) Adoção do coeficiente adicional $\gamma_n = 1$, quando a espessura da chapa for de até 3.0mm e a largura de até 300 mm e, ainda seguindo as recomendações de execução descritas anteriormente;

b) Coeficiente de minoração da tensão de escoamento do aço $\gamma_s = 1.5$.

Conforme recomendação em Ripper (1998), a chapa utilizada para o reforço, também será colada na face inferior e ancorada 10 cm na mesa superior.

Segue abaixo, no quadro cinco, o dimensionamento das chapas a serem coladas para reforço da viga.

CÁLCULO DE REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE PARA VIGAS DE CONCRETO - CHAPA COLADA							
CONFORME DISPOSTO ITEM 17.4 - NBR6118/03 - MODELO DE CÁLCULO I - FLEXÃO SIMPLES							
OBS.: NÃO CONSIDERA REDUÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES NOS APOIOS							
CONSIDERA VC CONSTANTE E BIELAS A 45 GRAUS							
CONSIDERA SOMENTE ESTRIBOS A 90° COM O EIXO LONGITUDINAL DA VIGA							
CONSIDERA SOMENTE VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR							
ESPESSURA DA CHAPA MENOR QUE 3.0mm E LARGURA MÁXIMA DA CHAPA DE 300mm							
ESPESSURA DA COLA DE ATÉ 1mm, TOLERÁVEL ATÉ 15mm							
ANCORAR A CHAPA 10cm NAS MESAS E EXECUTAR CHAPA DE FECHAMENTO NA FACE INFERIOR DA VIGA							
DADOS DE ENTRADA							
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - Fck =				30	(MPa)		
TENSÃO DE ESCOAMENTO DA CHAPA DE REFORÇO =				25.0	(KN/cm ²)		
ESFORÇO CORTANTE INICIAL - VSk(i) =				300.00	(KN)		
ESFORÇO CORTANTE FINAL - VSk(f) =				360.00	(KN)		
GEOMETRIA (SEÇÃO TRANSVERSAL)							
LARGURA DA ALMA DA VIGA - bw =				30.0	(cm)		
ALTURA UTIL DA VIGA - d =				100.0	(cm)		
COEFICIENTES:							
gama f =		1.4	Coeficiente adicional gama n =		1		
gama c =		1.4	Ceficiente complementar para o reforço =		0.8		
gama s =		1.5	(0.8 para vigas cujo acréscimo de seção for de até 30%, demais casos 0.65)				
VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL DE COMPRESSÃO: VRd2 > VSd							
Cálculos auxiliares:							
alfaV2 =	0.88	Fcd =	2.14	bw.d =	3000.0	CONST =	0.27 (i)
VRd2 =	1527.43	(KN)	>	VSd(i) =	420	(KN)	OK
			>	VSd(f) =	504	(KN)	OK
				ΔVSd =	105.00	(KN)	
Verificação para possibilitar o reforço: ΔVSd < VSd(i)/2				105.00	<	210	
				OK			
CÁLCULO DA CHAPA DE REFORÇO:							
Fctk,med =	2.8965	Fctk,inf =	2.0275	Fctd,inf =	0.1448		
Fywd =	16.67	numerador =	105.00	denominador =	1500.00		
Asmin =	17.379	25.0	=	6.9515			
Asw/S =	7.00	(cm ² / m)					
CÁLCULO DO ESPAÇAMENTO E LARGURA DA CHAPA:							
DADOS DA CHAPA A SER UTILIZADA:							
Espessura adotada para a chapa:		2.3	mm	Área da chapa =		2.3	cm ²
Largura da chapa:		50	mm				
Espaçamento entre eixos das chapas:		32	cm				
Espaçamento mínimo:		32	cm				

Quadro 5: procedimento de cálculo para reforço com chapa

Conforme indicado no quadro acima, para o reforço da viga sujeita ao acréscimo de esforço cortante, serão incorporadas chapas coladas verticalmente nas faces laterais, com espessura de 3/32" (2.3mm) e largura de 50mm, espaçadas a cada 30 cm, sendo o aço utilizado ASTM A-36.

Segue abaixo ilustração da viga antes e após o reforço com chapa colada (Figura – 20 e 21).

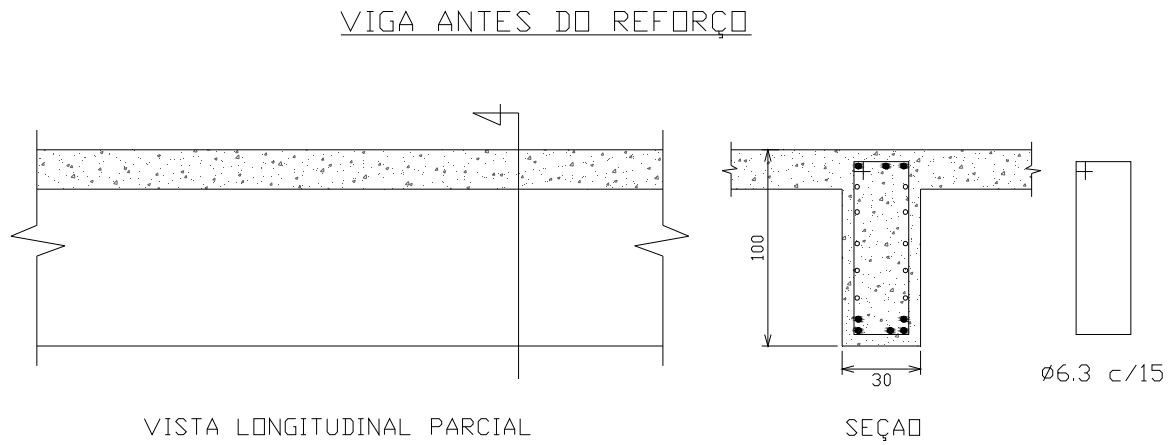


Figura – 20: Viga antes do reforço com chapa colada.

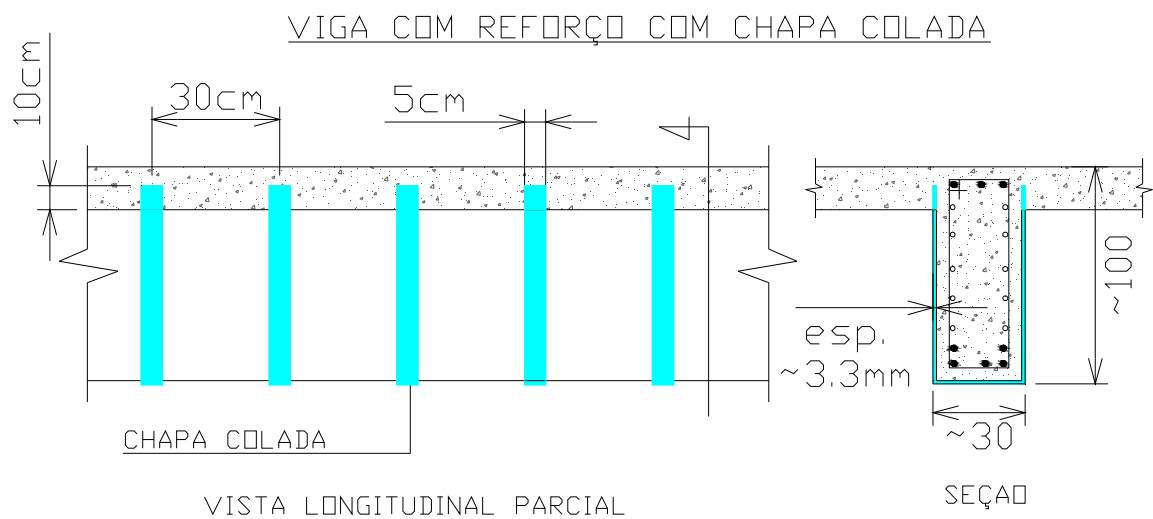


Figura 21: Viga após o reforço com chapa colada.

3.4. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM ADIÇÃO DE ESTRIBOS

Para dimensionamento do reforço com adição de estribos foi desenvolvido uma planilha, considerando os preceitos normativos (NBR6118) e a recomendação sugerida por Ripper (1998), da adoção de um coeficiente adicional de majoração para o acréscimo de esforços, a serem resistidos pelos estribos adicionais.

Conforme Ripper (1998), recomenda-se dividir o esforço cortante pelo coeficiente de 0.8, caso o acréscimo de seção transversal do elemento com o reforço não supere 30% da área da seção transversal original.

Segue abaixo no quadro 6 o dimensionamento dos estribos adicionais, considerados alojados em sulcos executados nas faces da viga, portanto, sem que o acréscimo da área da seção transversal supere em 30% da seção original.

CÁLCULO DE REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE PARA VIGAS DE CONCRETO - ESTRIBOS ADICIONAIS							
CONFORME DISPOSTO ITEM 17.4 - NBR6118/03 - MODELO DE CÁLCULO I - FLEXÃO SIMPLES							
OBS.: NÃO CONSIDERA REDUÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES NOS APOIOS							
CONSIDERA VC CONSTANTE E BIELAS A 45 GRAUS							
CONSIDERA SOMENTE ESTRIBOS A 90° COM O EIXO LONGITUDINAL DA VIGA							
CONSIDERA SOMENTE VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR							
DADOS DE ENTRADA							
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - F_{ck} =				30	(MPa)		
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO AÇO - F_{yk} =				50.0	(KN/cm ²)		
ESFORÇO CORTANTE INICIAL - $V_{Sk(i)}$ =				300.00	(KN)		
ESFORÇO CORTANTE FINAL - $V_{Sk(f)}$ =				360.00	(KN)		
GEOMETRIA (SEÇÃO TRANSVERSAL)							
LARGURA DA ALMA DA VIGA - b_w =				30.0	(cm)		
ALTURA UTIL DA VIGA - d =				100.0	(cm)		
COEFICIENTES:							
gama f =		1.4	Coeficiente adicional gama n =		1		
gama c =		1.4	Ceficiente complementar para o reforço =		0.8		
gama s =		1.15	(0.8 para vigas cujo acréscimo de seção for de até 30%, demais casos 0.65)				
VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL DE COMPRESSÃO: $VRd2 > V_{Sd}$							
Cálculos auxiliares:							
alfa $V2$ =		0.88	Fcd =		2.14	(i)	
bw.d =		3000.0	CONST =		0.27		
VRd2 =		1527.43	(KN)	>	V _{Sd(i)} =	420	(KN) OK
				>	V _{Sd(f)} =	504	(KN) OK
					ΔV_{Sd} =	105.00	(KN)
Verificação para possibilitar o reforço: $\Delta V_{Sd} < V_{Sd(i)}/2$				105.00	<	210	
				OK			
CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL:							
Fctk,med =		2.8965	FctK,inf =		2.0275	Fctd,inf = 0.1448	
Fywd =		43.48	numerador =		105.00	denominador = 393.04	
Asmin =		17.379	50.0		=	3.4758	
Asw/S =		2.68	(cm ² / m)				
Asw/S (existente) =		4.07	(cm ² /m)		calculado para a solicitação inicial		
TABELA DE ARMAÇÃO - ESTRIBOS ADICIONAIS A SEREM INCORPORADOS							
# (mm)	Área (cm ²)	Asw/S	n.º de ramos	Espaçamento			
5.0	0.2	2.68	2	# 5.0	c/	14.9	(cm)
6.3	0.315	2.68	2	# 6.3	c/	23.5	(cm)
8.0	0.5	2.68	2	# 8.0	c/	37.3	(cm)
10.0	0.8	2.68	2	# 10.0	c/	59.6	(cm)
12.5	1.25	2.68	2	# 12.5	c/	93.2	(cm)

Quadro 6: procedimento para dimensionamento do reforço com estribos

Conforme indicado no quadro acima, o acréscimo de esforço cortante a ser resistido pelos estribos incorporados é de 105 kN, sendo necessário a incorporação de estribos com 6.3 milímetros de diâmetro espaçados a cada 20 centímetros.

Segundo recomendação da NBR6118, limitando as tensões de compressão no concreto no valor de $VRd2$ (força cortante de cálculo, referente ao esgotamento da capacidade resistente da bielas de compressão) e, conforme orientação do ACI, de que o acréscimo de esforço cortante não deve superar a metade do esforço cortante, para o qual a viga fora inicialmente projetada, é justificável e recomendável o detalhamento e execução do reforço proposto.

Segue abaixo ilustração da viga antes e após o reforço com adição de estribos (Figuras – 22 e 23).

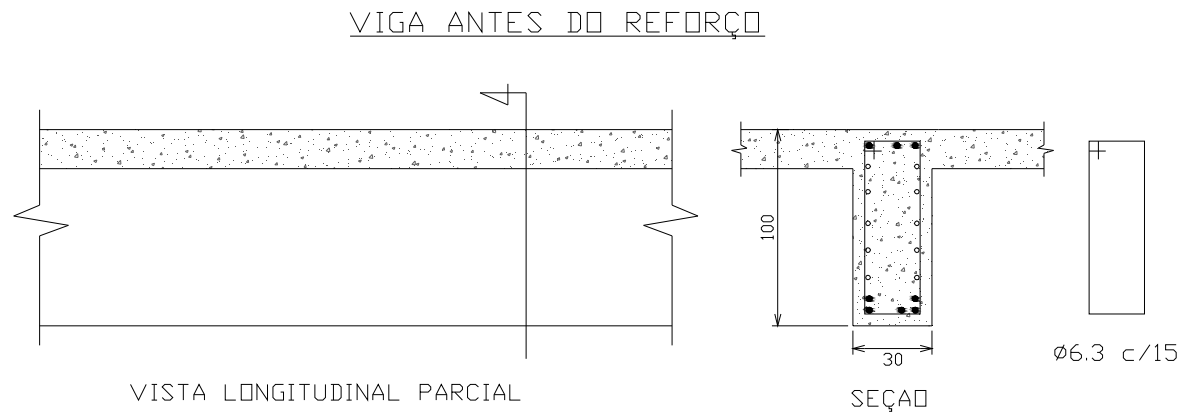


Figura – 22: Viga antes do reforço por meio da adição de estribos.

VIGA COM REFORÇO COM ESTRIBOS ADICIONAIS

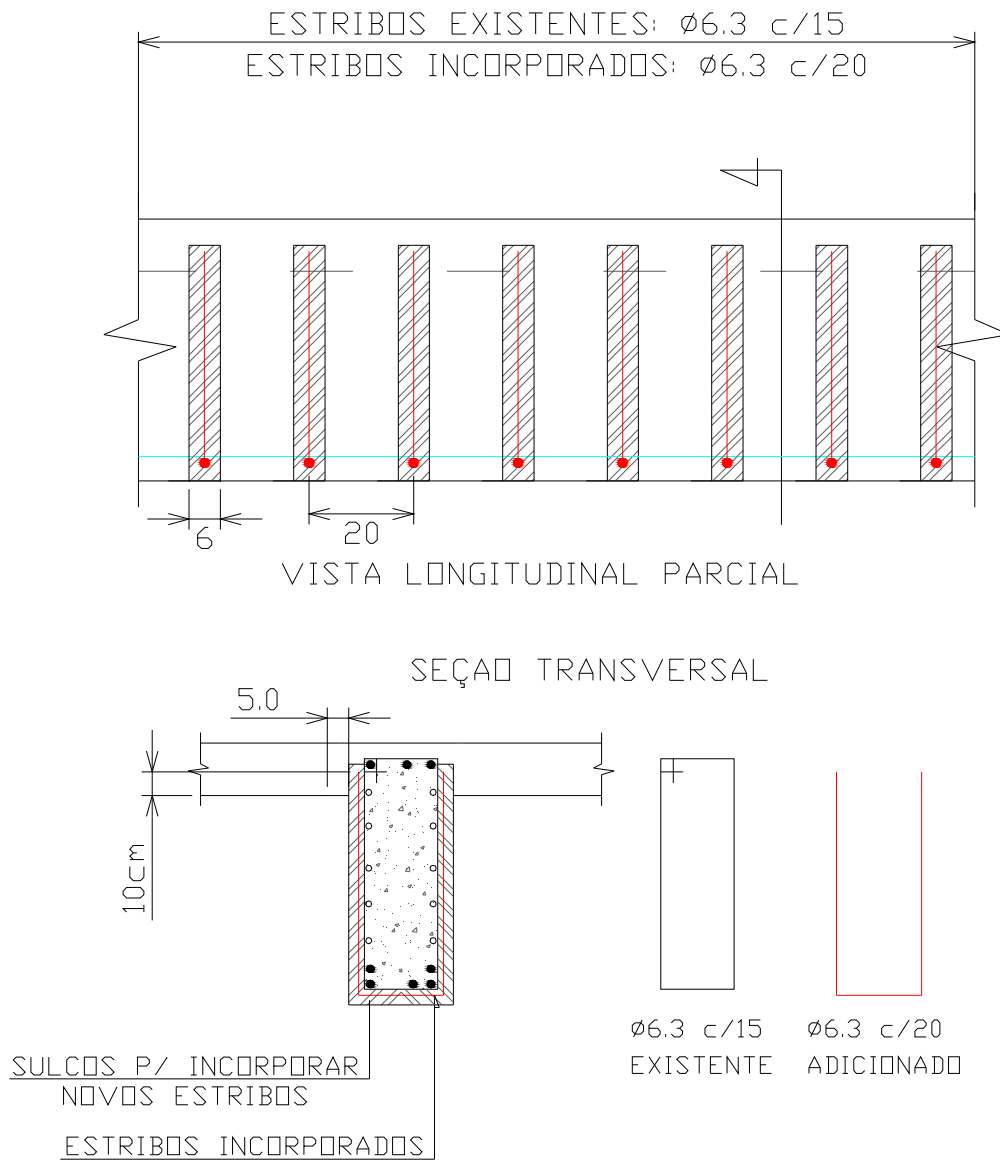


Figura – 23: Viga após o reforço por meio da adição de estribos.

3.5. DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO COM FIBRA DE CARBONO

Para dimensionamento do reforço com fibra de carbono foi desenvolvido uma planilha em excel, conforme critérios descritos em Machado (2006) e ACI.

Para definição do reforço, preliminarmente, considerou-se que as fibras seriam coladas nas faces laterais e face inferior da viga. A aplicação da fibra envolvendo toda a peça resulta em uma maior intervenção, sendo necessária a execução de trabalhos no andar acima da viga em questão, que muitas vezes não é possível, por intervir em um pavimento cuja atividade não poderá ser interrompida.

Para viabilizar o reforço considerou-se o critério do ACI e da NBR6118, verificando a resistência limite do concreto comprimido e a limitação do acréscimo de esforço cortante.

A fibra será colada e constituída de laminas de tecido, conforme características previstas pelos fabricantes.

Segue no quadro sete o dimensionamento do reforço com fibra de carbono, considerando o acréscimo de carregamento pretendido:

CÁLCULO DE REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE PARA VIGAS DE CONCRETO - FIBRA									
CONFORME DISPOSTO ITEM 17.4 - NBR 6118/03 - MODELO DE CÁLCULO I - FLEXÃO SIMPLES									
OBS.: NÃO CONSIDERA REDUÇÃO DE ESFORÇOS CORTANTES NOS APOIOS									
CONSIDERA VC CONSTANTE E BIELAS A 45 GRAUS									
CONSIDERA SOMENTE ESTRIBOS A 90° COM O EIXO LONGITUDINAL DA VIGA									
CONSIDERA SOMENTE VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR									
DADOS DE ENTRADA									
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - Fck =				30	(MPa)				
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO AÇO - Fyw =				50.0	(KN/cm²)				
ESFORÇO CORTANTE INICIAL - VSk(i) =				300.00	(KN)				
ESFORÇO CORTANTE FINAL - VSk(f) =				360.00	(KN)				
GEOMETRIA (SEÇÃO TRANSVERSAL)									
LARGURA DA ALMA DA VIGA - bw =				30.0	(cm)				
ALTURA UTIL DA VIGA - d =				100.0	(cm)				
COEFICIENTES:									
gama f =		1.4	Coeficiente adicional gama n =		1				
gama c =		1.4	Ceficiente complementar para fibra =		0.85				
gama s =		1.15							
VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL DE COMPRESSÃO: VRd2 > VSd									
Cálculo s auxiliares:									
alfaV2 =	0.88	Fcd =	2.14	bw.d =	3000.0	CONST =	0.27	(i)	
VRd2 =	1527.43	(KN)	>	VSd(i) =	420	(KN)	OK		
			>	VSd(f) =	504	(KN)	OK		
				ΔVSd =	98.82	(KN)			
Cálculo da limitação para adoção de reforço com fibra - ACI:									
Vf < 0.332 x raiz(fcdxbxd) =				9882.4	<	17251.23	OK		
CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL:									
Fctk,med =	2.8965	FctK,inf =	2.0275	Fctd,inf =	0.1448	Vc0 =	260.68	(KN/cm²)	
Fywd =	43.48	numerador =	159.32	denominador =	3913.04	consideração do Vc0 =		260.6821	
Asmin =	17.379	50.0	=	3.4758					
CONSIDERAR A COLABORAÇÃO DO CONCRETO (Vc0)? (S/N)? = S Vc0 = 260.68									
Asw/S =		4.07	(cm² / m)	>	Asw min/S =	3.5	(cm² / m)		
CÁLCULO DO REFORÇO COM FIBRA:									
Número de camadas de fibra adotado : n =				1					
Módulo de elasticidade da fibra : E =				228000	Mpa	33068.88	PSI		
Espessura de uma camada de fibra: tf =				0.165	mm	0.00650	in		
Comprimento reto da fibra (normalmente d - hf)					df =	56	cm		
(sendo, d a altura util da viga e hf espessura da laje)									
Resistência última a tração da fibra: fu =				3700	MPa				
Deformação última na fibra gfu =				0.017					
Coeficiente redutor da deformação na fibra Kv =				0.23					
(Recomendação ACI, para vigas reforçada em três faces - Kv = 0.23 e em duas faces - Kv = 0.2)									
Cálculo do comprimento efetivo de colagem (Lo) e comprimento efetivo de aderência (Le):									
Lo = 2500 / (tf x E) ^{0.58} =				111.0	mm	Le = (1/raiz(n))xLo =		111.0 mm	
Cálculo dos fatores de multiplicação do comprimento efetivo (k1) e (k2) :									
dfe = df - Le =				44.9	cm				
k1 = (fck / 27) ^{2/3} =				1.073					
k2 = dfe / df =				0.802					
Determinação da tensão limite na fibra (ft) :									
gfe efetivo = gfu x Kv =				0.004					
Limite do fator de redução na resistência da fibra Rmax = gfe / gfu =				0.230					
Fator de redução na resistência da fibra R = (k1xk2xLe)/11900xgfu =				0.472					
ft = R x fu =				851.0	MPa				
Cálculo das fibras do espaçamento das laminas de fibra de carbono (Sf) :									
Wf / Sf = Δ VSd / (2 x n x tf x f x df) =				0.628					
se, Wf/Sf < 1 laminas espaçadas igualmente									
Wf/Sf = 1 lamina contínua									
Wf/Sf > 1 lamina não é suficiente									
Resultados:									
Adotando a largura para as lâminas blamina =				15	cm, reforço a cada =	24	cm		
ou,									
Adotando o espaçamento para o reforço Sf =				24	cm, largura para as laminas =	15	cm		

Quadro 7: procedimento para dimensionamento do reforço com fibra

Conforme quadro acima, o reforço com fibras de carbono deverá ser constituído de laminas com 15 centímetros de largura espaçadas a cada 24 centímetros, coladas nas faces laterais da viga até o fundo da laje e colada na face inferior da laje. A espessura da fibra é de 0.165mm, por camada, como foi necessária apenas uma camada, somando à pequena espessura da camada de imprimação e primeira e segunda camada saturante, pode-se considerar que as dimensões da seção transversal permanecem muito próximas das originais.

Para ilustrar o reforço com fibra, segue o desenho da viga na situação inicial, sem o reforço e com o reforço (Figura - 24 e 25).

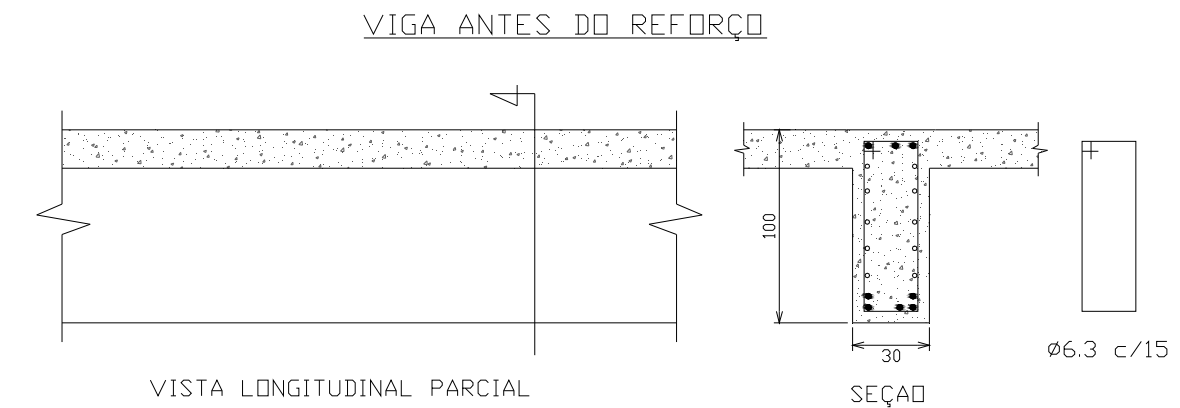


Figura 24: Viga antes do reforço com fibra de carbono

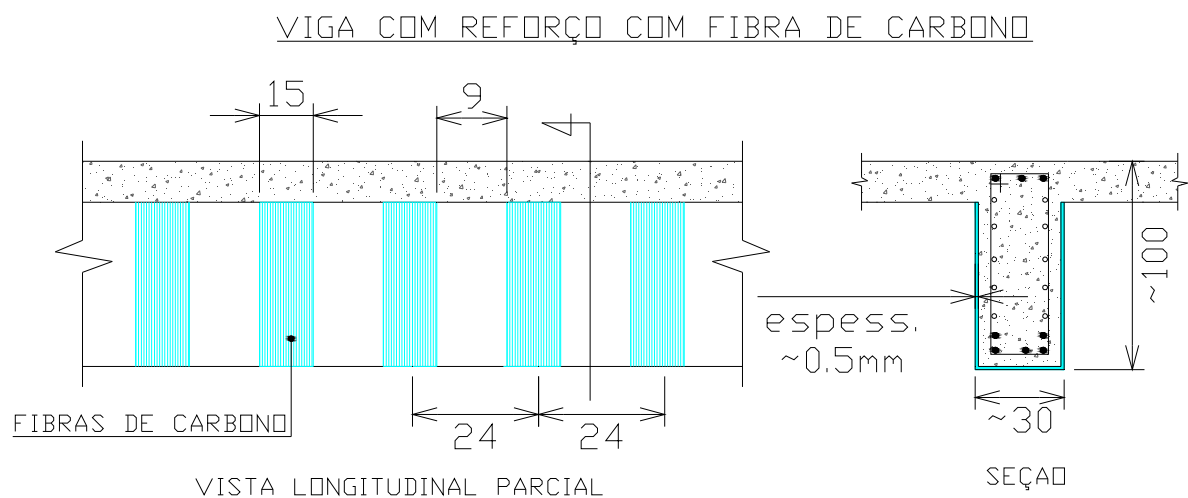


Figura – 25: Viga após o reforço com fibra de carbono

Neste capítulo foi apresentado o caso hipotético e o dimensionamento das três alternativas de reforço de uma viga ao cisalhamento; no próximo capítulo será apresentado os respectivos orçamentos para cada sistema de reforço e as análises comparativas.

4. ORÇAMENTO DAS ALTERNATIVAS DE REFORÇO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para análise do custo de cada sistema de reforço, foi elaborado um orçamento, para cada sistema de reforço dimensionado, com base em levantamentos de preço de matérias em fornecedores da cidade de São Paulo – Capital e as horas de cada profissional foram valorizadas conforme pesquisa mercadológica efetuada, considerando uma única empresa de engenharia com qualificação para a execução dos três sistemas de reforço propostos.

O orçamento foi elaborado considerando o levantamento quantitativo dos materiais aplicados, a composição das horas de cada profissional envolvido na execução, conforme equipe dimensionada para execução do serviço, incluindo nos valores unitários os respectivos encargos incidentes na mão de obra. As despesas com tributos incidentes, taxas e mobilização, não foram consideradas na composição dos custos conforme indicado nos quadros orçamentários.

Segue no quadro abaixo o orçamento analítico para execução do reforço de uma viga de concreto armado ao cisalhamento, conforme caso hipotético idealizado, considerando o sistema de reforço com chapa colada.

	DESCRIÇÃO	UNID.	QUANT.	R\$ unitário Material	R\$ unitário Mão Obra	R\$ Total
1	ADMINISTRAÇÃO DE OBRAS					
1.1	Engenheiro (1)	Dia	7,00		333,33	2.333,31
1.2	Mestre de obras (1)	Dia	7,00		200,00	1.400,00
1.3	Apontador/Almoxarife (1)	Dia	7,00		100,00	700,00
1.4	Tapumes	m²	48,00	23,02		1.104,96
2	EQUIPAMENTOS E FERRAMENTAS					
2.1	Andaimes internos	Dia	7,00	100,00		700,00
2.2	Equipamentos	Dia	7,00	65,00		455,00
2.3	Ferramentas e equipamentos de segurança individual (EPI's)	Dia	7,00	33,00		231,00
3	OUTROS					
3.1	Remoção de entulho do canteiro (aluguel caçamba)	Dia	7,00	16,00		112,00
4	DEMOLIÇÕES					
4.1	Escarificação concreto para colagem chapa	m²	3,30		50,00	165,00
5	REFORÇO					
5.1	Base para Colagem	m²	3,3	70,00	30,00	330,00
5.2	Adesivo Espatulado	m²	3,30	55,00	15,00	231,00
5.3	CHAPA e= 2,3 mm	kg	87,2	5,63	5,00	926,94
6	LIMPEZA FINAL DA OBRA					
6.1	Limpeza final para entrega da obra	VB	1,00		1.500,00	1.500,00
			TOTAL GERAL	10.189,21		

Custo direto: R\$ 3.150,94

Custo material de reforço (item 5): R\$1.487,94

Custo direto por área: R\$ 3.15,94 / 24 m² = R\$136,99 / m²

Quadro 8: orçamento para execução de reforço com chapa colada

O custo para execução da obra de reforço de uma viga ao cisalhamento com chapa colada resultou no valor de R\$10.189,21 e o custo direto, considerando apenas material aplicado e mão de obra de execução, ou seja, considerando os itens 2,3,4 e 5, resultou no valor de R\$3.150,94

Segue no quadro abaixo o orçamento analítico para execução do reforço de uma viga de concreto armado ao cisalhamento, conforme caso hipotético idealizado, considerando o sistema de reforço com adição de estribos.

	<i>DESCRIÇÃO</i>	<i>UNID</i>	<i>QUANT.</i>	<i>R\$ unitário Material</i>	<i>R\$ unitário Mão Obra</i>	<i>R\$ Total</i>
1	ADMINISTRAÇÃO DE OBRAS					
1.1	Engenheiro autônomo (1)	Dia	15,00		333,33	4.999,95
1.2	Mestre de obras (1)	Dia	15,00		250,00	3.750,00
1.3	Apontador/Almoxarife (1)	Dia	15,00		100,00	1.500,00
1.4	Tapumes	m²	48,00	23,02		1.104,96
2	EQUIPAMENTOS E FERRAMENTAS					
2.1	Andaimes internos	Dia	15,00	100,00		1.500,00
2.2	Equipamentos	Dia	15,00	65,00		975,00
2.3	Ferramentas e equipamentos de segurança individual (EPI's)	Dia	15,00	33,00		495,00
3	OUTROS					
3.1	Remoção de entulho do canteiro (aluguel caçamba)	Dia	15,00	16,00		240,00
4	DEMOLIÇÕES					
4.1	Demolição Concreto para os Sulcos	m³	0,25		850,00	212,50
5	REFORÇO					
5.1	Adesivo para Chumbamento de Estribos	ud	60,00	3,50	2,00	330,00
5.2	Aço para Estribos					

5.3	Aço CA-50 6,3 mm	kg	50,00	5,63	2,00	381,50
5.4	Argamassa Polimérica	m³	0,25	1.200,00	90,00	322,50
6	LIMPEZA FINAL DA OBRA					
6.1	Limpeza final para entrega da obra	VB	1,00		1.500,00	1.500,00
TOTAL GERAL					17.311,41	

Custo direto: R\$ 4.456,50

Custo material de reforço (item 5): R\$1.034,00

Custo direto por área: R\$ 4.456,50 / 24 m² = R\$ 185,68/ m²

Quadro 9: orçamento para execução de reforço com adição de estribos

O custo para execução da obra de reforço de uma viga ao cisalhamento com adição de estribos resultou no valor de R\$17.311,41 e o custo direto, considerando apenas material aplicado e mão de obra de execução, ou seja, itens 2, 3, 4 e 5, resultou no valor de R\$4.456,50

Segue no quadro abaixo o orçamento analítico para execução do reforço de uma viga de concreto armado ao cisalhamento, conforme caso hipotético idealizado, considerando o sistema de reforço com fibra de carbono.

	<i>DESCRIÇÃO</i>	<i>UNID</i>	<i>QUANT.</i>	<i>R\$ unitário Material</i>	<i>R\$ unitário Mão Obra</i>	<i>R\$ Total</i>
1	ADMINISTRAÇÃO DE OBRAS					
1.1	Engenheiro autônomo (1)	Dia	4,00		333,33	1.333,32
1.2	Mestre de obras (1)	Dia	4,00		250,00	1.000,00
1.3	Apontador/Almoxarife (1)	Dia	4,00		100,00	400,00
1.4	Tapumes	M2	48,00	23,02		1.104,96
2	EQUIPAMENTOS E FERRAMENTAS					
2.1	Andaimes internos	Dia	4,00	100,00		400,00
2.2	Equipamentos	Dia	4,00	65,00		260,00
2.3	Ferramentas e equipamentos de segurança individual (EPI's)	Dia	4,00	33,00		132,00
3	OUTROS					

3.1	Remoção de entulho do canteiro (aluguel caçamba)	Dia	4,00	16,00		64,00
4	DEMOLIÇÕES					
4.1	Demolição Concreto (sulcos)	m ³	0,25		850,00	212,50
5	REFORÇO					
5.1	Base para Colagem	m ²	14,00	70,00	30,00	1400,00
5.2	Adesivo Para Colagem e Manta Fibra de Carbono	m ²	14,00	150,00	30,00	2.520,00
6	LIMPEZA FINAL DA OBRA					
6.1	Limpeza final para entrega da obra	VB	1,00		1.500,00	1.500,00
				TOTAL GERAL	10.326,78	

Custo direto: R\$ 4.988,50

Custo material de reforço (item 5): R\$3.920,00

Custo direto por área: R\$ 4.988,50 / 24 m² = R\$207,85/ m²

Quadro 10: orçamento para execução de reforço com fibra de carbono

O custo para execução da obra de reforço de uma viga ao cisalhamento com fibra de carbono resultou no valor de R\$10.326,78 e o custo direto, considerando apenas material aplicado e mão de obra de execução, ou seja, itens 2, 3, 4 e 5, resultou no valor de R\$4.988,50.

Comparando somente os materiais de reforço, observa-se que o custo do material para o sistema de reforço com fibra de carbono é mais dispendioso que os demais, perfazendo o custo de R\$3.920,00, seguido pelo sistema com chapa colada de R\$1.487,94 e por último pelo sistema com adição de estribos de R\$1.034,00, entretanto, o custo de equipamentos, de mão de obra, fiscalização e acompanhamento técnico cresce quando o sistema de reforço implica em um prazo de obra maior.

Em nosso estudo foi abordado apenas o reforço de uma viga de concreto e, neste caso, o custo do reforço com fibra de carbono se mostrou mais vantajoso do ponto de vista econômico, quando incluído os custos de fiscalização, gerenciamento e acompanhamento técnico da obra, mesmo sem considerar o impacto na rotina da edificação e possíveis perdas de faturamento com paralisação de atividades.

O prazo de cada obra foi definido, considerando os insumos levantados e prática pesquisada no mercado, sendo de, aproximadamente 7 dias para execução do reforço com chapa colada, aproximadamente 15 dias para execução do reforço com adição de estribos e, aproximadamente 4 dias para execução do reforço com fibra de carbono.

Se considerarmos a perda de faturamento devido à necessidade de paralisação da atividade da empresa, sem dúvida alguma, o sistema de reforço com fibra de carbono será mais vantajoso, seguidamente pelo sistema com chapa colada e por fim o sistema com adição de estribos.

Entretanto, analisando os resultados e custos, pode-se observar que o sistema por adição de estribos, torna-se vantajoso se o isolamento do local e o prazo de obra não forem decisivos e se os custos indiretos e de mobilização puderem ser amortizados com um volume maior de obra.

Segue abaixo figura com gráfico comparando os custos entre os sistemas de reforço, considerando o custo total: material aplicado, mão de obra, mobilização, equipamentos, acompanhamento e fiscalização.

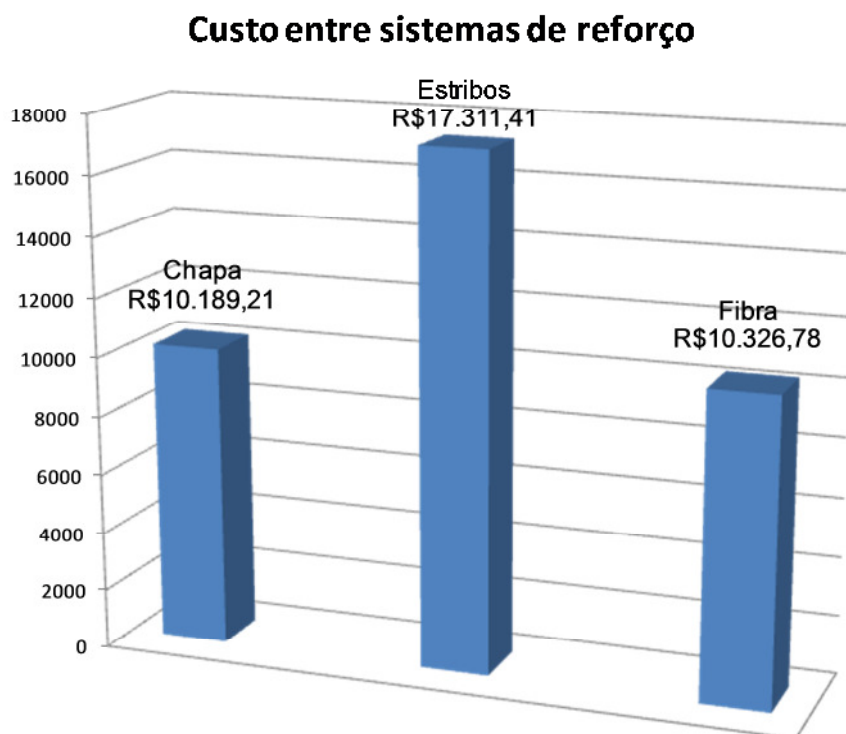


Figura – 26: gráfico comparativo considerando custo total

Segue abaixo figura com gráfico comparando o custo entre os sistemas de reforço, considerando os custos diretos: material aplicado, mão de obra e equipamentos.

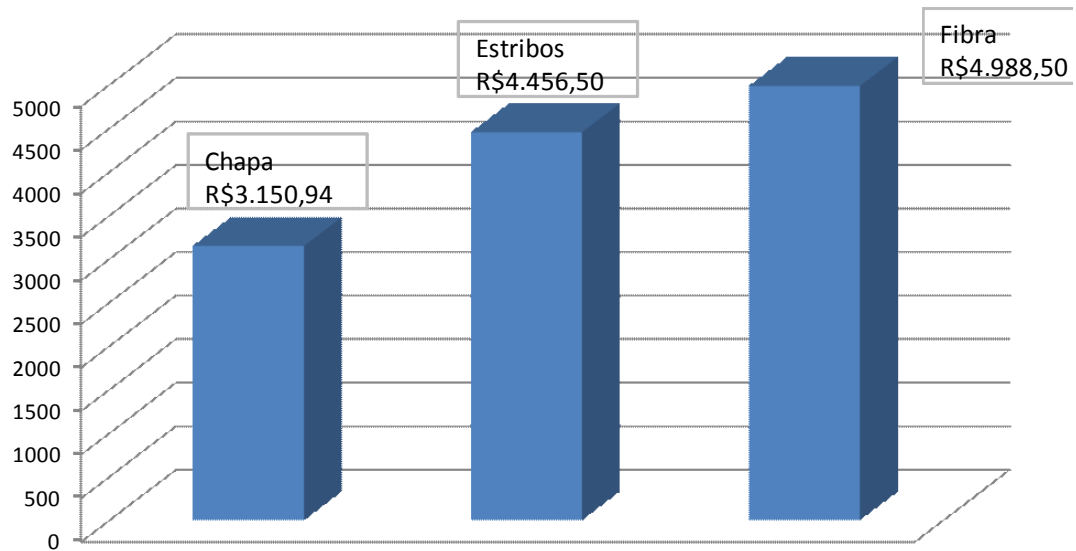


Figura – 27: gráfico comparativo considerando custo direto

Segue abaixo figura com gráfico comparando os custos entre os sistemas de reforço, considerando somente o material aplicado para cada tipo de reforço.

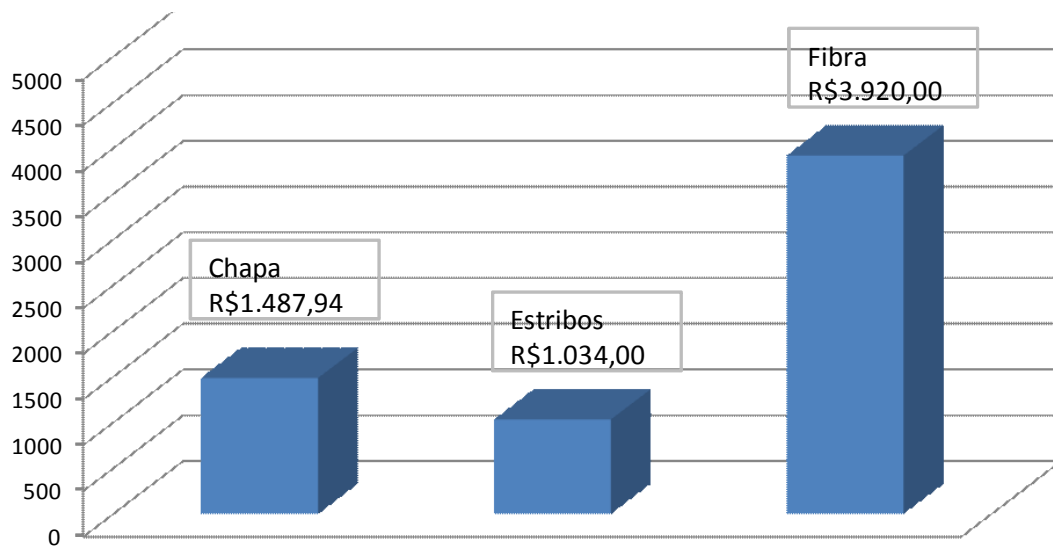


Figura – 28: gráfico comparativo considerando material aplicado

Conforme os prazos de obra de cada sistema de reforço e supondo uma perda de faturamento diário da empresa instalada no pavimento onde será realizada a execução do reforço de R\$1.000,00, pode-se observar um ganho em economia na execução do reforço com fibra de carbono, conforme se verifica na figura a seguir.

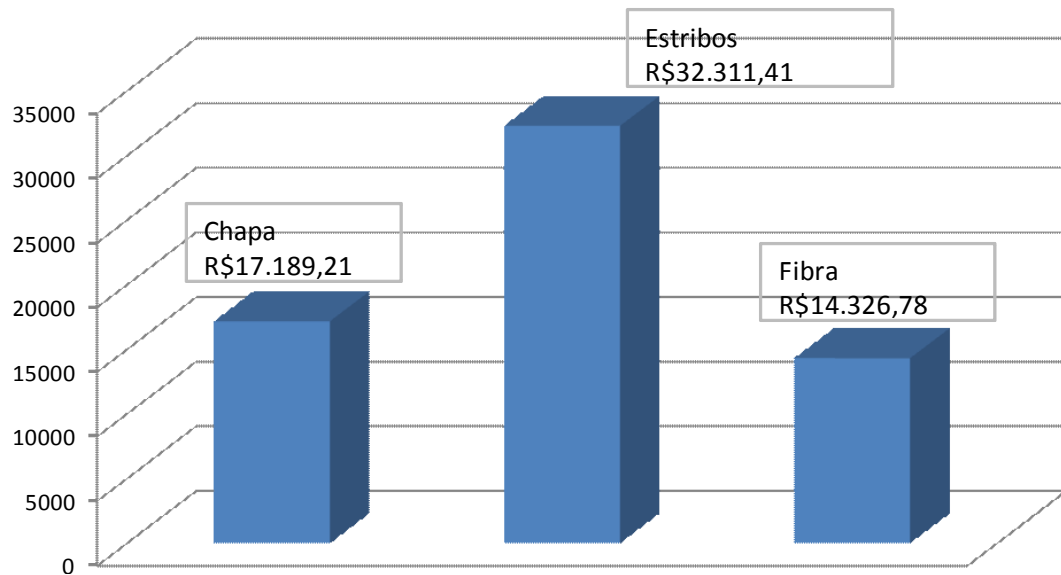


Figura – 28: gráfico percentual comparativo considerando a perda de faturamento.

Logo se verifica nos gráficos que o custo da obra, fica definido pelo prazo de obra, pois a paralisação das atividades e, conseqüentemente, a perda de faturamento traz prejuízos significativos.

Os valores encontrados sugerem que obras de maior porte, com valores significativamente maiores, devem ter uma relação direta com a perda de faturamento, uma vez que os prazos de obra também serão maiores, entretanto, uma análise bem específica deve ser elaborada, a fim de se identificar o real custo da cada obra.

4.1. RESUMO COMPARATIVO

A seguir será apresentado quadro com o resumo dos valores para execução dos três sistemas de reforços estudados.

RESUMO DOS VALORES PARA EXECUÇÃO DO REFORÇO DE 1 VIGA AO CISALHAMENTO			
Sistema de reforço	Custo do material aplicado	Custo direto mão de obra e material aplicado	Custo total (material, m.o., mobilização e despesas indiretas)
Reforço com chapa de aço	R\$ 1,497.84	R\$ 3,150.94	R\$ 10,189.21
Reforço com adição de estribos	R\$ 1,034.00	R\$ 4,456.50	R\$ 17,311.41
Reforço com fibra de carbono	R\$ 3,920.00	R\$ 4,988.50	R\$ 10,326.78

Quadro 11: resumo dos valores para os sistemas de reforço.

Neste capítulo foram apresentados os orçamentos para cada sistema de reforço e os dados e análises comparativas, no próximo capítulo serão apresentadas nossas considerações finais e recomendações para prosseguimento deste estudo.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA PROSSEGUIMENTO DO ESTUDO

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que foram atingidos os objetivos estabelecidos no início deste trabalho e pode-se observar que:

a) Considerando-se que a peça estrutural a ser reforçada encontra-se no interior da edificação comercial em atividade e, cuja interrupção dos serviços implica em perda de faturamento, a opção por sistemas mais limpos e rápidos tornam-se mais apropriados e econômicos. Considerando-se o custo total da obra e a paralisação das atividades da empresa no local de intervenção e, comparando o sistema de reforço "tradicional", adição de estribos com os demais, observa-se que, o sistema de reforço com chapa colada resulta em um custo aproximadamente 46% menor e, o reforço com fibra aproximadamente 55% menor.

b) Considerando-se os custos totais da obra, não levando-se em conta a paralisação e perda de faturamento diário, o reforço com chapa resulta em um custo muito próximo do custo do reforço com fibra, sendo aproximadamente 41% menor que o custo do reforço por adição de estribos.

c) Quando não se consideram os custos indiretos, de mobilização e acompanhamento de obra, os custos dos sistemas de reforço com adição de estribos e reforço com fibra de carbono resultam próximos, entretanto, o sistema com chapa colada resulta em um custo de aproximadamente 30% menor, demonstrando-se que o sistema "tradicional", adição de estribos, é onerado pelo prazo da obra e custo de mão de obra e, o sistema de fibra de carbono é onerado pelo custo do material aplicado.

d) Analisando-se apenas os custos referentes aos materiais aplicados constata-se que o reforço com fibra de carbono implica num custo 50 % superior ao da chapa colada que por sua vez apresenta um custo de aproximadamente 30% a mais que o reforço com estribos.

e) Para o caso hipotético demonstrou-se, neste trabalho, que o sistema “tradicional”, adição de estribos, para reforço de uma viga ao cisalhamento, em virtude da necessidade de um prazo maior para sua implantação, acaba implicando em um custo maior em decorrência da interrupção das atividades, ou seja, neste caso, o custo do material aplicado não é impactante no custo final da obra, sendo o tempo de execução mais expressivo na composição dos custos.

f) Considerando os comparativos e análises desenvolvidas, verifica-se que o custo de cada obra de reforço estrutural deve ser levantado cuidadosamente, considerando as questões de acessos, interferências, mobilização, prazos, interrupções na rotina da edificação, entre outros. O projeto de reforço também deve considerar essas questões e, como normalmente os reforços em estruturas causam grandes transtornos e impactam na rotina dos usuários, deve-se optar por procedimentos mais limpos, rápidos, que tragam maiores facilidades na execução.

g) Também se pode observar, conforme desenvolvimento deste trabalho, que cada sistema de reforço tem a sua aplicabilidade, oferecendo vantagens e desvantagens, que devem ser analisadas e ponderadas para cada caso. Numa mesma obra vários sistemas diferentes poderão ser empregados, cabendo ao engenheiro projetista avaliar para cada reforço qual o sistema mais adequado do ponto de vista técnico – econômico e ambiental.

5.2. RECOMENDAÇÕES PARA PROSSEGUIMENTO DO ESTUDO

Considerando os limites e abrangência definida na elaboração deste trabalho, entende-se que muito ainda deve ser analisado e pesquisado para tecerem-se considerações mais abrangentes e incisivas sobre o assunto. Sugere-se para prosseguimento dos estudos as recomendações abaixo:

a) Quanto aos estudos e levantamentos quantitativos seria importante analisar obras semelhantes, já executadas, para se ter um panorama mais realista das dificuldades

executivas, interferências e, por fim, o tempo de cada operário para a realização das atividades e composição do custo de mão de obra;

b) Cada situação de reforço é muito específica, mesmo considerando um único elemento estrutural e, seu custo depende das condições de execução para cada elemento e sistema de reforço adotado, portanto, recomenda-se uma abordagem metodológica diferenciada, com base em teorias, referências bibliográfica e normas técnicas, diferentes das pesquisadas e utilizadas neste trabalho;

c) Com relação à abrangência, no que tange a uma obra de recuperação estrutural, este trabalho se limitou ao estudo de uma viga de concreto, definida em um caso hipotético, recomenda-se um estudo complementar, com outros elementos estruturais, a fim de se obter uma análise comparativa para diversos sistemas de reforço, não somente para vigas, mas também para os demais elementos estruturais que possam fazer parte do contexto global de uma recuperação estrutural;

d) Este trabalho também poderá ser complementado com o reforço de vigas à torção, dando prosseguimento aos estudos de reforço de vigas de concreto armado.

Neste capítulo foram apresentadas as considerações finais e recomendações para novos estudos, no próximo capítulo será apresentada a bibliografia utilizada.

6. BIBLIOGRAFIA

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. Hormigón Armado. 11ª edición. España: Editorial Gustavo Gili, 2004.

EHE Norma Espanhola de Concreto Estrutural, Instrucción de Hormigón Estrutural, 1984.

ABNT NBR 6118/2003, Projeto de Estruturas de Concreto, Procedimentos, 2003.

MACHADO, A. P., Fibras de Carbono Manual Prático de Dimensionamento, Belo Horizonte, BASF The Chemical Company, 2006.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. R. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. 1ª edição. Brasil: Editora Pini, 1998.

CÁNOVAS, M. F. Patologia y Terapeutica del Hormigon Armado. 3ª edición. España. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1994.

HELENE, P. R. L. Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto, 1ª edição. Brasil: editora Pini, 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUT, COMITEE 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Comentary (ACI 318-89 / 318 R-89), ACI, USA, 1989

LEONHARDT, F.; Mönning E., Construções de Concreto. 1ª edição. Brasil: Editora Interciência, 1977.

LEONHARDT, F. Shear in Concrete Structures. Boletim nº 126 do CEB, Paris 1978.

DE LUCA, L. C. S. Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compostos de Fibras de Carbono: Avaliação de Criterios de Projeto. Florianópolis, 2006. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, USFC.

SPINARDI, D.; ROTHSTEIN, R. Viabilidade Econômica de Alternativas de Reforço à Flexão de uma Viga em Concreto Armado. Curitiba, 2008. T.C.C., Universidade Tuiuti do Paraná.

C.B.E.: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Re-design) Task Group 12. Bulletin 162. Comite Euro-International du Beton. Lousanne 1983.

RÜSCH, H. Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Editorial CECSA, Barcelona, 1985.

MÖRSH, E. Teoría y Práctica del Hormigón Armado, Volume 1, Editorial Gustavo Gili, Madrid, 1952.

ROBERY, P., INNES, C. Carbon Fibre Strengthening of Concrete Structures, Anais, 97º Structural Faults and Repair, Portugal, 1977.