

2

Projeto de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Força Cortante e à Flexão

2.1.

Projeto de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Força Cortante

Em vigas as tensões principais de tração e de compressão têm trajetórias mostradas na Figura 2.1. Em cada ponto essas tensões são perpendiculares entre si e com inclinação variável em relação ao eixo da peça. Caso não haja armadura disposta de forma conveniente, podem surgir fissuras no concreto, na direção perpendicular às tensões principais de tração, ao ser atingida a resistência à tração do material (Clímaco, 2005).

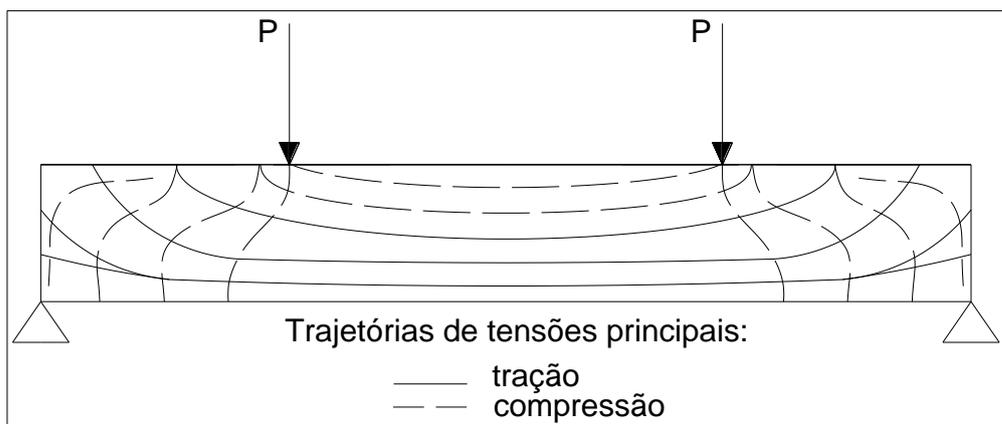


Figura 2.1 – Trajetória das tensões principais em viga não fissurada.

O estado de tensões no eixo neutro da peça, considerando um elemento infinitesimal com as faces paralelas e perpendiculares ao eixo, mostrado na Figura 2.2 caracteriza o que é denominado “estado de cisalhamento puro”. As tensões principais de tração σ_1 , e de compressão, σ_2 , em módulo, são $\sigma_1 = \sigma_2 = \tau_d$. Essas tensões têm inclinação de 45° com o eixo neutro; portanto, esse será o ângulo aproximado de eventuais fissuras devido à força cortante em vigas de concreto armado.

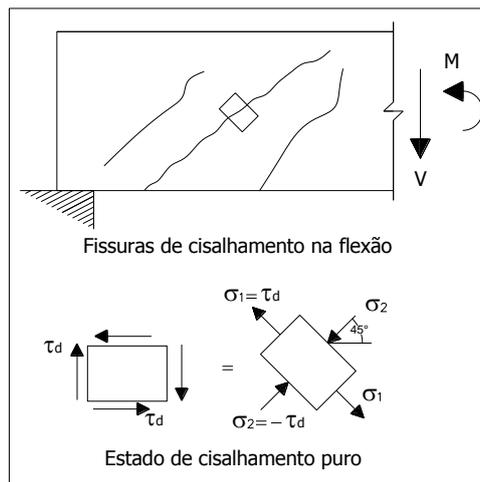


Figura 2.2 – Distribuição de tensões e fissuras de força cortante.

Dessa forma, o dimensionamento de uma peça de concreto à força cortante envolve sempre duas etapas:

- Verificação das “diagonais” ou “bielas” comprimidas quanto ao esmagamento do concreto pela ação das tensões de compressão σ_2 .
- Dimensionamento da armadura transversal de combate ao cisalhamento na flexão, para absorver as tensões de tração σ_1 . Essas tensões inclinadas cortam o plano neutro da peça (plano que contém o eixo neutro e um dos eixos principais da seção transversal) a um ângulo de 45° , aproximadamente. A armadura transversal pode ser constituída por estribos a 90° ou inclinados, ou por barras da armadura de flexão, dobradas a partir das seções em que são dispensadas para resistir o momento de flexão. Na prática é mais comum o uso de estribos a 90° , por facilidade de execução.

Do exposto, conclui-se que não existe a ruptura do tipo “corte” ou cisalhamento típico em peças de concreto. Na realidade, a ruptura pela ação combinada da força cortante e do momento de flexão ocorre com o esgotamento da resistência do concreto das diagonais comprimidas, ou pelo escoamento do aço da armadura transversal.

No modelo de treliça assume-se que a força cortante é resistida pelas armaduras e por mecanismos complementares como o efeito pino, o engrenamento dos agregados e a zona de compressão na flexão.

Vários autores introduziram modelos refinados utilizando mecanismos especiais de resistência à força cortante, mas persiste a idéia principal da analogia da treliça.

O dimensionamento usando o modelo da treliça clássica fornece uma armadura superior à necessária. Assim, o modelo de treliça de Morsch foi modificado para incluir a variação no ângulo das bielas de compressão θ , constituindo o modelo de treliça generalizada (Figura 2.3).

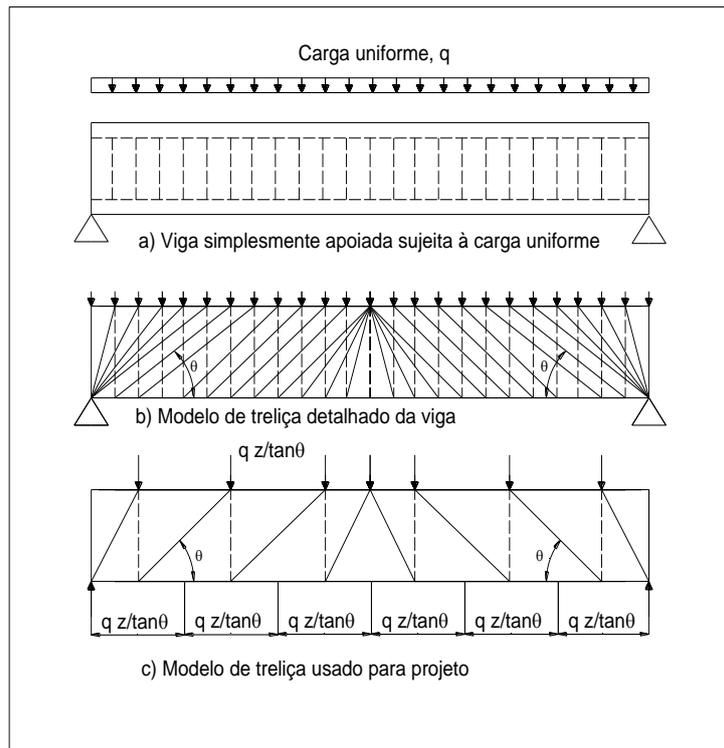


Figura 2.3 – Modelo treliça; adaptada de Collins e Mitchell (1987).

Os elementos do modelo da treliça generalizada podem ser assim descritos:

a) Diagonais tracionadas (armadura transversal): são constituídas por barras de aço transversais ao eixo da peça, a 90° ou inclinadas. Para fins do modelo, todas as barras compreendidas entre dois nós consecutivos da treliça são supostas concentradas em uma diagonal. Na Figura 2.4. tem-se:

- $\alpha =$ ângulo de inclinação das barras com o eixo da peça: $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

para estribos a 90° $\alpha = 90^\circ$.

Para barras da armadura principal, dobradas para combater a força cortante, o ângulo mais usual é $\alpha = 45^\circ$.

- $e = z(\cot \theta + \cot \alpha) =$ distância entre dois nós consecutivos da treliça.

b) Diagonais comprimidas (bielas de compressão de concreto): na proposta original da treliça generalizada as diagonais comprimidas teriam a inclinação de 45° com o eixo da peça, no nível da linha neutra, coerentemente com a trajetória das tensões principais de compressão da Figura 2.1. Entretanto, resultados de ensaios mostram que as armaduras transversais calculadas segundo essa hipótese resultam superdimensionadas, isto é, a adoção de diagonais comprimidas inclinadas de um ângulo inferior a 45° produz a maior economia na armadura transversal de tração. Na Figura 2.4 tem-se:

- θ = ângulo de inclinação das diagonais comprimidas em relação ao eixo longitudinal;
- $a = z \sin\theta (\cot\theta + \cot\alpha)$ = largura da diagonal comprimida;
- $b_w \cdot a$ = área comprimida da diagonal na seção retangular.

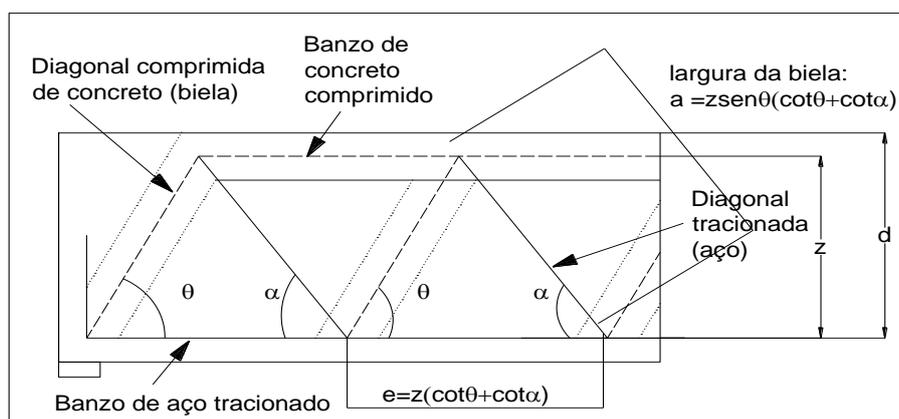


Figura 2.4 – Modelo de uma viga de concreto segundo a treliça generalizada.

2.1.1. Critério do Projeto da NBR 6118-2003

A seguir são apresentadas algumas prescrições da NBR 6118-2003 para o dimensionamento e verificação de peças lineares sujeitas à força cortante admitindo o Estado Limite Último.

O Estado Limite Último corresponde ao colapso, ou qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação do uso da estrutura.

A norma NBR 6118-2003 item 17.4 admite para os elementos lineares dois modelos de cálculo “que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma

componente adicional V_c ". Essa componente é definida pela norma, no item 17.1, como a "parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça". Trata-se então de uma parcela de correção que vem reduzir a armadura transversal, visto que o cálculo pela proposta de Morsch, com o ângulo $\theta=45^\circ$, resulta conservador. Os dois modelos de cálculo da norma são descritos nos itens 17.4.2.2 e 17.4.2.3.

No modelo I as bielas de compressão têm inclinação $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga. No modelo II, a inclinação das bielas, θ , pode assumir valores entre 30° e 45° . Sendo, portanto, o modelo I uma simplificação do modelo II, com uma modificação na parcela V_c .

No cálculo, os estribos podem ser inclinados de um ângulo α situado entre 45° e 90° .

Verificação do Estado Limite Último

A resistência da peça, em uma determinada seção transversal, é satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} < V_{Rd2} \quad (2.1)$$

$$V_{Sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.2)$$

Em que:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.3)$$

é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça, e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

Modelo de Cálculo I

No modelo de cálculo I a resistência da peça é assegurada pela verificação da compressão diagonal no concreto, com a expressão:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} b_w d, \text{ com } \alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.4)$$

E para a força resistida pela armadura transversal tem-se:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9d f_{ywd} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (2.5)$$

Nas peças tracionadas quando a linha neutra se situa fora da seção tem-se:

$$V_c = 0 \quad (2.6)$$

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção tem-se:

$$V_c = V_{c0} \quad (2.7)$$

Na flexo-compressão essa parcela é dada por:

$$V_c = \left(V_{c0} + V_{c0} \frac{M_0}{M_d} \right) \leq 2 V_{c0} \quad (2.8)$$

com:

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (2.9)$$

sendo

M_0 = momento de flexão que anula a tensão normal de compressão na borda da seção;

$M_{d,max}$ = momento de flexão de cálculo máximo no trecho em análise;

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (2.10)$$

sendo

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (2.11)$$

$$\text{e } f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}, f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.12)$$

Modelo de Cálculo II

Quando é utilizado o modelo de cálculo II, a resistência da peça é assegurada pela verificação da compressão diagonal no concreto com a expressão:

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_v f_{cd} b_w d \text{sen}^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2.13)$$

A força resistida pela armadura transversal está dado por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \text{sen} \alpha \quad (2.14)$$

$$V_c = 0 \quad (2.15)$$

Em peças tracionadas quando a linha neutra se situa fora da seção tem-se:

$$V_c = V_{c1} \quad (2.16)$$

na flexão simples e na flexo-compressão recomenda-se:

$$V_c = (V_{c1} + V_{c1} \cdot M_0 / M_d) \leq 2 V_{c1} \quad (2.17)$$

na flexo-compressão prescreve-se:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_d = V_{c0} \text{ e} \quad (2.18)$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_d = V_{Rd2} \quad (2.19)$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários

Armadura Mínima e Espaçamentos

Todos os elementos lineares fletidos, submetidos à ação de força cortante, devem ter uma armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w} s \cdot \text{sen} \alpha \geq 0,2 f_{ctm} / f_{ywk} \quad (2.20)$$

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento do concreto. O espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$\text{Se } V_d \leq 0,67 V_{Rd2} \quad (2.21)$$

então

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 300 \text{ mm} \quad (2.22)$$

$$\text{Se } V_d > 0,67 V_{Rd2}, \quad (2.23)$$

então

$$s_{m\acute{a}x} = 0,3 * d \leq 200 \text{ mm} \quad (2.24)$$

2.2.

Projeto de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Flexão

Domínios de Deformação das Seções no Estado Limite Último

As deformações nos materiais componentes das vigas de concreto armado submetidas à flexão simples encontram-se nos domínios de deformações 2, 3 ou 4, conforme definidos na NBR 6118-2003 (item 17.2.2). A análise das Figuras 2.2 e 2.3 permite fazer as seguintes considerações das vigas na flexão simples em relação aos domínios 2, 3 e 4:

a) Domínio 2

No domínio 2, a deformação de alongamento na armadura tracionada (ϵ_{yd}) é fixa e igual a 10 ‰ e a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida de concreto (ϵ_{cd}) varia entre zero e 3,5 ‰ ($0 \leq \epsilon_{cd} \leq 3,5\text{‰}$). Sob a deformação de 10‰ a tensão na armadura corresponde à máxima permitida no aço (f_{yd}), como se pode verificar no diagrama σ_s x ϵ_s do aço mostrado na Figura 2.5. No domínio 2, portanto, a armadura tracionada é econômica, isto é, a máxima tensão possível no aço é atingida na armadura.

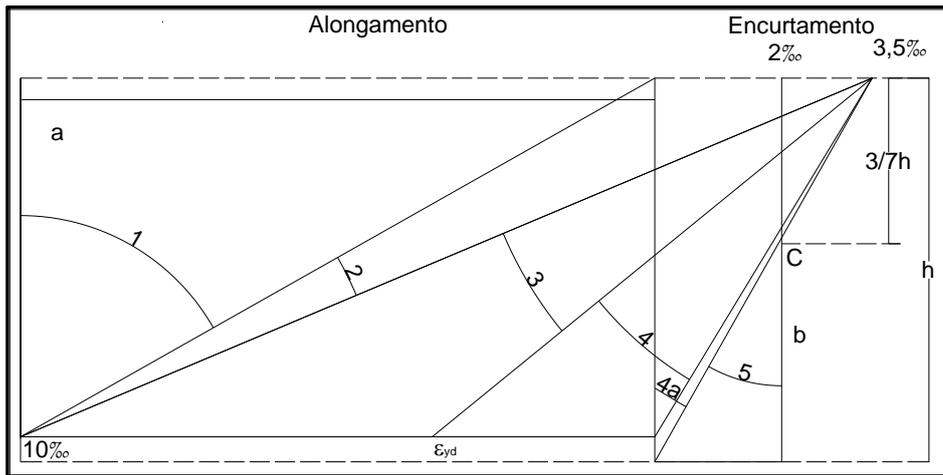


Figura 2.5 – Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4.

b) Domínio 3

No domínio 3 a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida corresponde ao valor último ou máximo, de 3,5 ‰. A deformação de alongamento na armadura tracionada varia entre ϵ_{yd} (deformação de início de escoamento do aço) e 10 ‰, o que significa que a armadura esco. Verifica-se na Figura 2.6 que a tensão na armadura é a máxima permitida, igual à f_{yd} , pois qualquer que seja a deformação entre ϵ_{yd} e 10 ‰ (zona útil), a tensão será f_{yd} . Isso implica que, assim como no domínio 2 a armadura também é econômica no domínio 3.

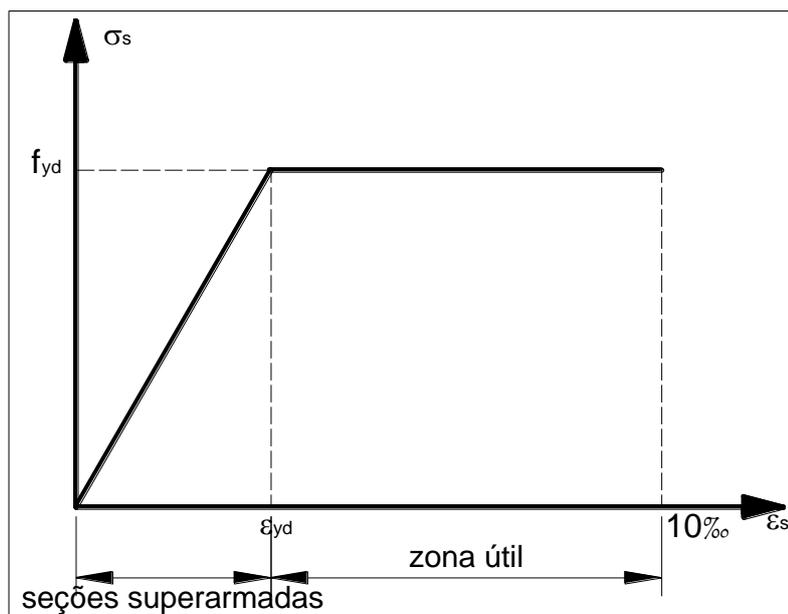


Figura 2.6 – Zonas de dimensionamento em função da deformação no aço.

c) Domínio 4

No domínio 4 a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida está com o valor máximo de 3,5‰ e a armadura tracionada não está escoando, pois a sua deformação é menor que ϵ_{yd} . Nesse caso, conforme se pode na Figura 2.6, a tensão na armadura é menor que a máxima permitida. A armadura resulta, portanto, antieconômica. A seção é denominada superarmada.

O projeto das vigas no domínio 4 deve ser evitado, pois além da questão da economia, a ruptura será do tipo “frágil”, ou “sem aviso prévio”, onde o concreto rompe por compressão ($\epsilon_{cd} > 3,5‰$).

Hipóteses de Cálculo

Na determinação das solicitações de elementos fletidos, como vigas, lajes e pilares, são admitidas as seguintes hipóteses básicas (NBR 6118-2003 item 17.2.2):

- a) As seções transversais permanecem planas até a ruptura, com distribuição linear das deformações na seção;
- b) Existe aderência perfeita entre o concreto e o aço;
- c) A deformação em cada barra de aço é a mesma do concreto no seu entorno;
- d) No estado limite último (ELU) despreza-se a resistência do concreto à tração;
- e) A deformação de ruptura convencional do concreto nas seções não inteiramente comprimidas é de 3,5‰, (domínios 3, 4 e 4a);
- f) A deformação máxima permitida ao longo da armadura de tração é de 10‰, a fim de prevenir deformações plásticas excessivas;
- g) A tensão nas armaduras é a correspondente à deformação determinada de acordo com as hipóteses anteriores e obtida nos diagramas tensão-deformação do aço;
- h) O diagrama tensão-deformação específica do concreto é retangular.

Com respeito às vigas reforçadas as seguintes hipóteses são citadas:

- a) Existe aderência perfeita entre o compósito e o concreto;
- b) A deformação no sistema CFC é considerada linear até a ruptura.

2.2.1. Expressões de Dimensionamento de Vigas Submetidas à Flexão

Na seção com armadura simples, as tensões de compressão são resistidas unicamente pelo concreto.

A formulação dos esforços internos resistentes da seção é realizada com base nas equações de equilíbrio das forças normais e dos momentos de flexão:

$$\sum N = 0$$

$$\sum M = 0$$

A Figura 2.7 mostra a seção transversal retangular de uma viga sob flexão simples, com largura b_w e altura h , armadura A_s e área A'_c de concreto comprimido delimitada pela linha neutra. A linha neutra é demarcada pela distância x , contada a partir da fibra mais comprimida da seção transversal.

O diagrama de deformações ao longo da altura da seção, com as deformações ϵ_{cd} (máxima deformação de encurtamento do concreto comprimido) e ϵ_{sd} (deformação de alongamento na armadura tracionada) e o diagrama retangular simplificado de distribuição de tensões de compressão, com altura $y = 0,8x$, e as respectivas resultantes de tensão (R_c e R_s) também estão mostradas na Figura 2.7.

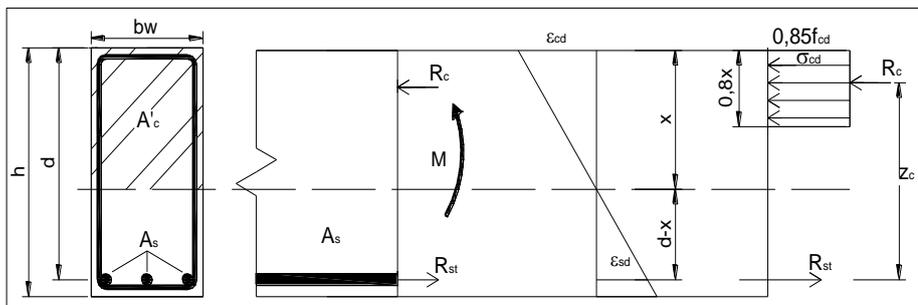


Figura 2.7 – Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular com armadura simples.

Considerando que na flexão simples não ocorrem forças normais solicitantes e que a força resultante das tensões de compressão no concreto deve estar em equilíbrio com a força resultante das tensões de tração na armadura A_s , como indicadas na Figura 2.4, pode-se escrever:

$$R_c = R_{st} \quad (2.25)$$

A força resultante das tensões de compressão no concreto pode ser escrita como:

$$R_c = \sigma_{cd} A'_c = 0,85 f_{cd} 0,8x b_w = 0,68 b_w x f_{cd} \quad (2.26)$$

e a força resultante das tensões de tração na armadura tracionada é dada por:

$$R_{st} = \sigma_{sd} A_s \quad (2.27)$$

onde

σ_{sd} = tensão de cálculo na armadura tracionada;

A_s = área de aço da armadura tracionada.

Considerando o equilíbrio de momentos de flexão na seção, o momento de flexão solicitante deve ser equilibrado por um momento de flexão resistente. Assumindo valores de cálculo, tem-se:

$$M_{sol} = M_{resist} = M_d \quad (2.28)$$

As forças resistentes internas formam um binário oposto ao momento de flexão solicitante, então:

$$M_d = R_c z_c \quad (2.29)$$

$$M_d = R_{st} z_c \quad (2.30)$$

Onde

$R_c \cdot z_c$ = momento interno resistente, proporcionado pelo concreto comprimido;

$R_{st} \cdot z_c$ = o momento interno resistente, proporcionado pela armadura tracionada.

com $z_c = d - 0,4x$ e aplicando a equação 2.26 na equação 2.29 fica:

$$M_d = 0,85 f_{cd} 0,8x b_w (d - 0,4x) \quad (2.31)$$

$$M_d = 0,68 f_{cd} b_w (d - 0,4x) \quad (2.32)$$

Onde:

b_w = largura da seção;

x = posição da linha neutra;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

d = altura útil.

Substituindo a equação 2.27 na equação 2.30 define-se o momento interno resistente devido à armadura tracionada:

$$M_d = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x) \quad (2.33)$$

Então,

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd}(d-0,4x)} \quad (2.34)$$

Essas equações permitem o dimensionamento das seções retangulares com armadura simples.

2.3.

Projeto de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com CFC Submetidas à Força Cortante

O tipo de reforço estudado neste trabalho se baseia na colagem externa de laminados de CFC. Na Figura 2.8 são apresentadas várias configurações que Khalifa (1999) sugere para o reforço à força cortante de vigas de concreto armado. Essas tipologias distinguem-se quanto às configurações da superfície colada, distribuição do reforço de CFC, orientação das fibras, sobreposição das camadas com diferente orientação das fibras e quanto à adoção de mecanismos de ancoragem.

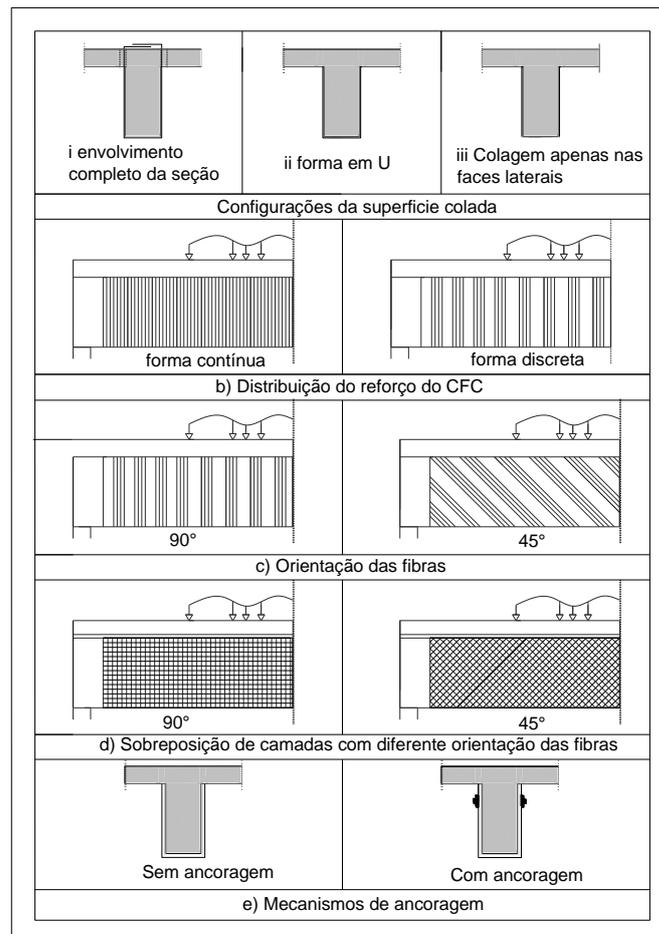


Figura 2.8 – Configurações de reforço à força cortante com CFC; retirada de Khalifa (1999).

Normas Utilizadas para Reforço

Como definição de critérios de dimensionamento e de procedimentos adicionais de verificação de segurança, para projetos de reforço e /ou reabilitação de estruturas, referem-se às seguintes publicações: documentos da série SAI (Suíça): D0128 e D0144; documentos sobre sistemas contínuos de FRP (Japão): JSCE e JCI TC 952; documentos técnicos do ACI-Committee 440: ACI 440 R-96, ACI 440F e ACI 440H; documentos do Fib:Fib Task Grup 9.3.-“Externally bonded reinforcement”.

Em qualquer um dos sistemas de reforço está implícita a necessidade de melhorar a resistência a flexão, à força cortante, à compressão ou a tração Moreira (2006).

Modelos de Cálculo da Parcela da Força Cortante Resistida pelo Reforço Externo em Vigas de Concreto

A principal diferença entre os modelos para a obtenção da parcela da força cortante resistida pelo reforço externo colado, V_f , é o cálculo da tensão atingida no CFC no momento da falha da viga, por ruptura ou por descolamento do compósito.

Chen e Teng (2003 a, b) adotaram um modelo onde a tensão máxima é calculada e multiplicada por um fator de distribuição, resultando na tensão média no CFC no Estado Limite Último. Na ruptura são levados em consideração fatores como a tensão máxima à tração no compósito e o tipo de reforço. No descolamento são levados em conta ensaios de ancoragem, resistência à tração do concreto, módulo de elasticidade e espessura do reforço e o comprimento efetivo de ancoragem normalizado, dado em função da resistência à tração do concreto, da geometria, da rigidez e do tipo de reforço (Pereira, 2005).

Triantafillou e Antonopoulos (2000) adotaram um cálculo para a deformação específica efetiva (que é a deformação específica correspondente à tensão no PRF no momento da falha da viga) baseado em 75 resultados experimentais em função da resistência à tração do concreto, da taxa geométrica e do módulo de elasticidade do compósito. No descolamento não são diferenciados reforço em “U” ou colado apenas nas laterais. Na ruptura também é levada em conta a deformação específica última do compósito.

Khalifa *et al.* (1999) também adotaram um modelo de cálculo da deformação específica efetiva baseado em resultados experimentais. Na ruptura, o valor para a deformação específica efetiva é dado em função do módulo de elasticidade, da taxa geométrica e da deformação específica última do compósito, sem diferenciar o tipo de reforço. No descolamento, a deformação específica efetiva é calculada em função da resistência à tração do concreto, do tipo de reforço e do comprimento efetivo de ancoragem que varia com a rigidez do compósito.

2.3.1. Modelo de Chen e Teng (2003 a, b)

Para um esquema geral de reforço, sendo θ o ângulo de inclinação da fissura diagonal em relação ao eixo longitudinal da viga, considerando que as faixas de PRF têm a mesma largura e estão coladas nos dois lados da viga, a contribuição do reforço de PRF à resistência à força cortante da viga é dada por:

$$V_f = 2 \cdot f_{fe} \cdot t_f \cdot w_f \cdot \frac{h_{fe} \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \text{sen}\beta}{s_f} \quad (2.35)$$

onde f_{fe} é a tensão média no PRF que costura a fissura diagonal no estado limite último.

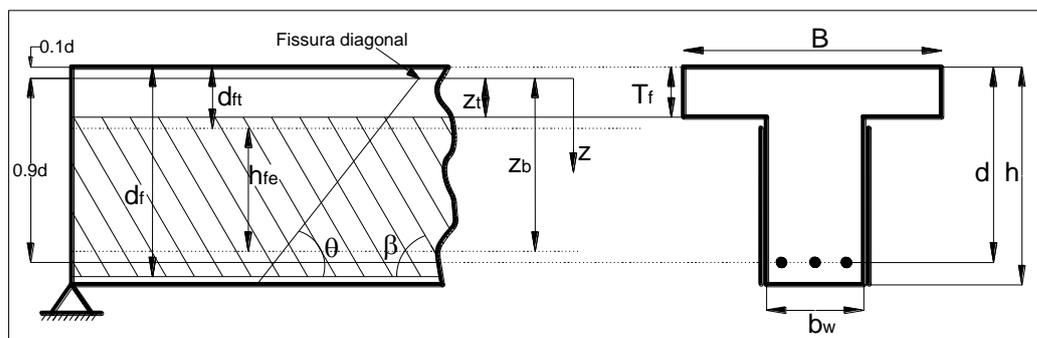


Figura 2.9 – Viga reforçada; adaptada de Chen e Teng (2003a).

É assumido que a ponta da fissura está à distância de $0,1d$ abaixo da face comprimida da viga. Adotando um sistema de coordenadas orientado para baixo e com origem na ponta da fissura (Figura 2.9), a altura efetiva do PRF, h_{fe} , é expressa como:

$$h_{fe} = z_b - z_t \quad (2.36)$$

onde z_b e z_t são as coordenadas da base e do topo do PRF respectivamente; assim:

$$z_b = [d - (h - d_f)] - 0,1d \quad (2.37)$$

$$z_t = [0,1d + d_{ft}] - 0,1d = d_{ft} \quad (2.38)$$

Sendo d_{ft} a distância da face comprimida à borda superior do PRF (logo, $d_{ft} = 0$ para reforço com envolvimento completo da seção) e d_f a distância da face comprimida à borda inferior do reforço.

Deve-se ressaltar que no reforço contínuo, para considerar a direção principal das fibras (Figura 2.10) a relação entre s_f e w_f é:

$$s_f = \frac{w_f}{\text{sen}\beta} \quad (2.39)$$

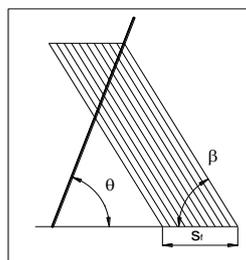


Figura 2.10 – Detalhe do reforço contínuo; adaptada de Chen e Teng (2003a).

A distribuição de tensão no PRF ao longo da fissura não é uniforme no Estado Limite Último, tanto para a falha por ruptura do compósito quanto para a falha por descolamento do PRF. A tensão média no PRF é dada por:

$$f_{fe} = D_f \cdot \sigma_{fmax} \quad (2.40)$$

onde σ_{fmax} é a tensão máxima alcançada pelo reforço de PRF atravessado pela fissura e D_f é o fator de distribuição de tensão definido por:

$$D_f = \frac{f_{fe}}{\sigma_{fmax}} \quad (2.41)$$

Os valores para D_f e σ_{fmax} dependem se a falha é controlada por ruptura ou descolamento do compósito.

Modelo de Cálculo Considerando Falha por Ruptura do Compósito

Esse modelo é aplicado a todas as vigas com seção completamente envolvida pelo reforço, e também em vigas com reforço em "U", ou colado apenas nas laterais que tem um esquema de ancoragem especial. As vigas com reforço em "U" podem falhar tanto por ruptura quanto por descolamento do

compósito, portanto, deve-se considerar esse modelo e o modelo considerando a falha por descolamento do compósito.

Nas vigas reforçadas que têm a resistência à força cortante controlada pela ruptura do compósito, o processo de ruptura se inicia quando o ponto mais tracionado do PRF atravessado pela fissura alcança a sua resistência última à tração. Uma vez iniciada, a ruptura do PRF irá se propagar rapidamente ao longo da fissura, levando a viga a uma ruína.

Para desenvolver um modelo minucioso para o cálculo da resistência à força cortante de uma viga reforçada, uma distribuição racional de tensão no PRF deve ser assumida e considerada em conjunto com a fragilidade do compósito.

Os autores propuseram uma distribuição geral de tensões parabólica ao longo da fissura, com uma distribuição linear como caso simplificado. Para a distribuição de tensões linear no PRF ao longo da fissura, a tração no PRF aumenta desde zero na ponta da fissura até a resistência última de tração no fim da fissura. Os autores recomendam a distribuição linear de tensões para um modelo simples e conservativo de uso prático.

Para um esquema geral de reforço mostrado na Figura 2.9 o fator de distribuição de tensões é expresso por:

$$D_f = \frac{1+\xi}{2} \quad (2.42)$$

onde

$$\xi = \frac{z_t}{z_b} \quad (2.43)$$

Para reforço colado em toda a lateral da viga, $\xi = 0$ logo $D_f = 0,5$.

A tensão máxima no PRF é:

$$\sigma_{fmax} = f_f \quad (2.44)$$

onde f_f é a resistência última à tração do compósito.

Para o dimensionamento a tensão máxima no PRF deve ser obtida por:

$$\sigma_{fmax} = \text{mín} \begin{cases} \frac{0.8f_f}{\gamma_f} & \text{se } \frac{f_f}{E_f} \leq \varepsilon_{max} \\ \frac{0.8E_f\varepsilon_{max}}{\gamma_f} & \text{se } \frac{f_f}{E_f} > \varepsilon_{max} \end{cases} \quad (2.45)$$

onde γ_f é o coeficiente de segurança adotado por Chen e Teng para a resistência à tração no compósito, $\gamma_f = 1,25$.

O fator de 0,8, introduzido na equação 2.45 leva em conta efeitos não considerados nesse modelo, como efeito da aresta da viga na resistência à tração do PRF, se essas não forem devidamente suavizadas.

A expressão 2.45 também inclui um limite para a deformação máxima no PRF (ϵ_{\max}) para controlar a abertura da fissura. O limite sugerido pelos autores é de 1,5%.

Deve-se ressaltar que as expressões 2.44 e 2.45 não podem ser usadas nos casos em que a resistência última da viga é alcançada antes da ruptura do compósito.

Tomando como exemplo uma viga de concreto sem armadura transversal e com reforço colado em suas laterais, a força cortante total na seção é resistida pelo concreto e pelo reforço externo. A força resistida pelo PRF aumenta continuamente com o aumento da abertura da fissura, enquanto que a força resistida pelo concreto (incluindo efeito de encavilhamento, engrenamento de agregados e a força resistida pela seção não fissurada de concreto) pode aumentar ou permanecer estável se a abertura da fissura for pequena. Quando a abertura da fissura aumenta, a força resistida pelo concreto pode diminuir, mas a força total resistida pelo concreto e reforço ainda aumenta se a abertura da fissura não for muito grande. Nesse caso a resistência da viga alcança um máximo quando o PRF atinge a sua tensão última de tração, levando o PRF à ruptura (Figura 2.11-a).

Entretanto, se a abertura da fissura se tornar muito grande antes da ruptura do compósito, a força cortante resistida pelo concreto (especialmente engrenamento de agregados) pode cair rapidamente. Quando esse decréscimo corresponde ao aumento de resistência alcançado pelo PRF, a viga então atinge a sua resistência máxima antes da ruptura do compósito. Nesse caso é necessário limitar a deformação específica máxima no PRF (Figura 2.11-b).

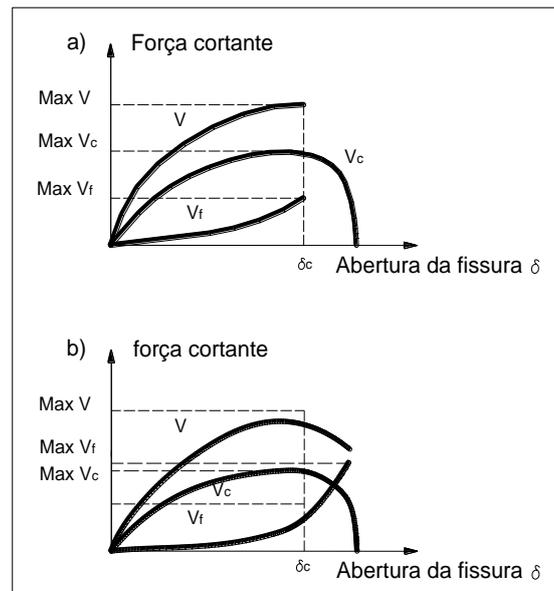


Figura 2.11 – Força cortante x abertura da fissura; adaptada de Teng *et al.*(2001).

Modelo de Cálculo Considerando Falha por Descolamento do Compósito

O descolamento do PRF da superfície de concreto é o modo de ruptura predominante em vigas reforçadas com compósito colado apenas nas laterais.

Esse modo também controla a resistência da maioria das vigas com reforço em “U”.

Um aspecto importante no comportamento de ancoragem do compósito é que existe um comprimento efetivo de ancoragem além do qual um aumento na sua extensão não proporcionará uma resistência de ancoragem maior. Há uma diferença fundamental entre reforço externo colado e reforço interno. Para o último, um comprimento de ancoragem suficientemente longo sempre pode ser obtido, então, a resistência total de tração do reforço pode ser alcançada, desde que haja um cobrimento suficiente de concreto.

Chen e Teng (2003 a, b) desenvolveram um modelo para avaliar a resistência de ancoragem e o comprimento efetivo de ancoragem para o compósito colado na superfície de concreto, que foi baseado em ensaios simples ao cisalhamento (Figura 2.12).

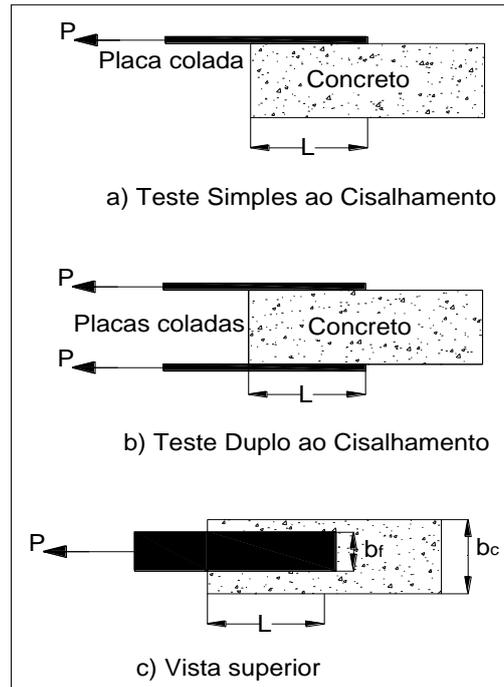


Figura 2.12 – Testes realizados por Chen e Teng; adaptada de Chen e Teng (2003 a).

Na falha por descolamento do PRF que costura uma fissura, a tensão máxima no compósito ocorre onde o PRF tem o maior comprimento de ancoragem. A tensão máxima no PRF, σ_{fmax} , é limitada tanto pela resistência última de ancoragem quanto pela resistência à tração do PRF:

$$\sigma_{fmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_f \\ 0,427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f'_c}}{t_f}} \end{array} \right. \quad (2.46)$$

O valor para a resistência de ancoragem de projeto é obtido usando o valor característico de 95% da curva de distribuição característica de Chen e Teng (2003):

$$\sigma_{fmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 f_f}{\gamma_f} \quad se \quad \frac{f_f}{E_f} \leq \varepsilon_{max} \\ \frac{0,8 E_f \varepsilon_{max}}{\gamma_f} \quad se \quad \frac{f_f}{E_f} > \varepsilon_{max} \end{array} \right. \quad (2.47)$$

onde γ_f igual a 1,25 é o coeficiente de segurança para resistência de ancoragem, o coeficiente β_L leva em conta o efeito do comprimento de ancoragem e o coeficiente β_w reflete o efeito da razão entre a largura do PRF e do concreto nos

ensaios realizados pelos autores (Figura 2.12), representados aqui pela largura do compósito e o espaçamento entre faixas, então:

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda \geq 1 \\ \sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right) & \text{se } \lambda < 1 \end{cases} \quad (2.48)$$

$$\beta_L = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_f}{s_f \text{sen}\beta}}{1 + \frac{w_f}{s_f \text{sen}\beta}}} \quad (2.49)$$

O comprimento máximo de ancoragem normalizado λ é dado por:

$$\lambda = \frac{L_{\text{máx}}}{L_e} \quad (2.50)$$

O comprimento máximo de ancoragem $L_{\text{máx}}$ depende do tipo de ancoragem do reforço. Para envolvimento em “U”, o máximo comprimento de ancoragem ocorre na extremidade inferior da fissura (Figura 2.13-b):

$$L_{\text{max}} = \frac{h_{fe}}{\text{sen}\beta} \quad (2.51)$$

Para reforço colado apenas nas laterais, o comprimento máximo de ancoragem está localizado no meio da altura (Figura 2.13-a):

$$L_{\text{max}} = \frac{h_{fe}}{2\text{sen}\beta} \quad (2.52)$$

O comprimento de ancoragem efetivo L_e é calculado por:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (2.53)$$

A resistência de ancoragem em um ponto da faixa do reforço depende de onde a fissura se encontra em relação à extremidade do PRF, assim, o fator de distribuição de tensões, D_f , é dado por:

$$D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda} \frac{1 - \cos\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)}{\text{sen}\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)} & \text{se } \lambda \leq 1 \\ \frac{\pi - 2}{\pi\lambda} & \text{se } \lambda > 1 \end{cases} \quad (2.54)$$

Para uma mesma geometria, o valor de D_f é maior para reforço colado em “U” do que para o colado apenas nas laterais, devido à diferença no valor de λ . Essa diferença no valor de D_f reflete a maior eficiência do reforço em “U” em comparação ao reforço colado apenas nas laterais.

Deve-se tomar um cuidado especial no cálculo da resistência de vigas nas regiões de momento negativo, onde a face superior está tracionada e a inferior

comprimida. Como nestas regiões a fissura se inicia no topo da viga, as grandezas indicadas na Figura 2.9 devem ser medidas a partir da face inferior da viga.

Espaçamento das Faixas

O modelo apresentado leva em conta que o número de faixas que interceptam uma fissura é suficiente (duas ou mais). Entretanto, este tratamento pode levar a resultados conservativos ou não, dependendo da localização das faixas. Alguns casos extremos são mostrados na Figura 2.13.

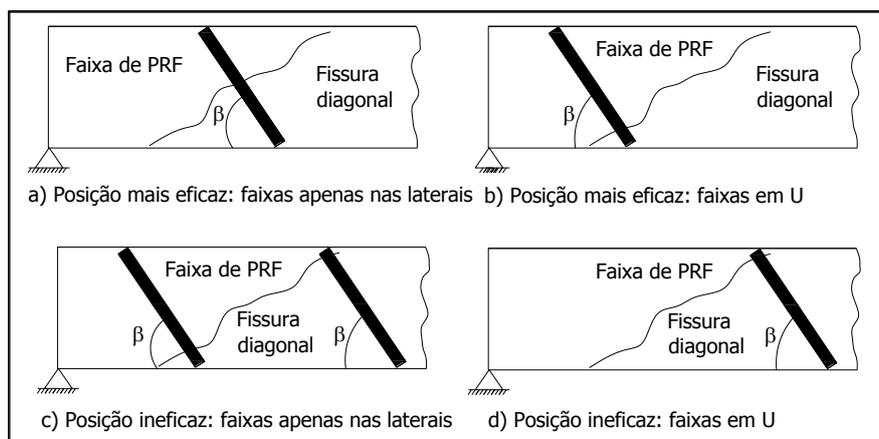


Figura 2.13 – Posições eficazes ou ineficazes das faixas de PRF; adaptada de Chen e Teng (2003a).

Para que um esquema de reforço à força cortante seja eficiente, o espaçamento entre as faixas não deve exceder metade do comprimento horizontal da fissura, assim, ao menos duas faixas interceptarão a fissura, e, pelo menos uma de forma eficiente:

$$s_f \leq s_{f\text{máx}} = \frac{h_{fe}(\text{sen}\beta + \text{cos}\beta)}{2} \quad (2.55)$$

2.3.2. Modos de Ruptura à Força Cortante

Em situações normais uma estrutura de concreto é projetada para desenvolver grandes deformações antes da ruptura, o que é associado à ruptura por flexão. No caso da força cortante a ruptura ocorre de maneira frágil sem apresentar grandes indícios de esgotamento da sua capacidade resistente.

A ruptura por força cortante em elementos de concreto armado ocorre de maneira súbita e catastrófica e deve ser evitada ainda durante a etapa de projeto (Beber, 2003).

São observados dois modos de ruptura à força cortante em vigas de concreto armado (Figura 2.14):

a) ruptura por esmagamento da biela comprimida, ocorre quando a tensão de compressão na biela excede a resistência à compressão do concreto, que é reduzida devido a seu estado fissurado;

b) ruptura por tração diagonal, ocorre em um plano perpendicular à direção da biela comprimida, onde surgem tensões de tração. Se essas tensões de tração se tornarem muito elevadas a viga irá romper através de uma fissura diagonal, muitas vezes por escoamento da armadura transversal de aço (Carolin, 2001).

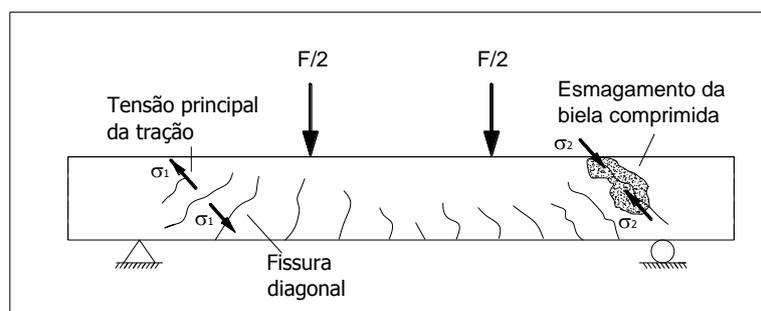


Figura 2.14 – Modos de ruptura à força cortante; adaptada de Täljsten (2003).

Na viga reforçada os modos de ruptura devido à força cortante observados são (Figura 2.15):

- a) Esmagamento da biela comprimida;
- b) Ruptura do compósito à tração, ocorre por deformação específica excessiva do compósito, que rompe com uma deformação específica menor do que a deformação última na ruptura por tração do compósito;
- c) Descolamento do compósito, ocorre por ancoragem insuficiente.

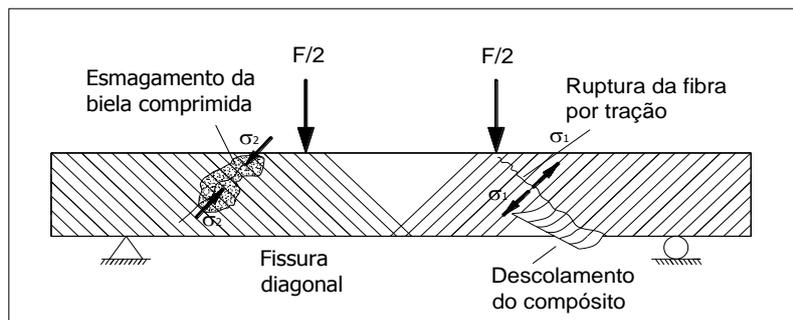


Figura 2.15 – Modos de ruptura ao cortante da viga reforçada; adaptada de Täljsten (2003).

2.4.

Projeto de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com CFC Submetidas à Flexão

Os conceitos para o dimensionamento de peças reforçadas com CFC são os mesmos que os utilizados para o dimensionamento convencional das seções de concreto armado à flexão no E.L.U, introduzindo-se agora mais um material que é o CFC, na resistência à tração em conjunto com a armadura já existente.

É importante a consideração sobre a condição inicial de instalação do reforço no que se refere ao carregamento pré-existente. A peça pode estar totalmente descarregada e, portanto, não haverá deformações iniciais. Por outro lado quando a peça por qualquer motivo não pode ser descarregada totalmente, o carregamento remanescente imporá à peça deformações iniciais, em função das solicitações internas correspondentes. Essas deformações iniciais deverão ser levadas em conta no dimensionamento do reforço, mais especificamente da deformação real do CFC, uma vez que a deformação a ser considerada será só a correspondente ao carregamento adicional ao remanescente (Relvas, 2003).

Estabelece-se como modos de ruína desejáveis para a seção crítica submetida à flexão os que, após cedência da armadura de aço, ocorram por: esmagamento à compressão do concreto ($\epsilon_{cu}=3,5\%$) ruína à tração do compósito de CFC ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$), e efeito simultâneo dos dois anteriores (ideal).

2.4.1. Coeficiente de Segurança do CFC para Flexão

A filosofia de dimensionamento no Estado Limite Último que é a metodologia de dimensionamento utilizada no Brasil, com seus coeficientes de segurança parciais pode ser expressa como:

$$M_{sd} = \gamma_f M_k \leq M_R \quad (2.56)$$

$$M_R = f \left(\frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{f_{fu}}{\gamma_f} \right) \quad (2.57)$$

sendo

M_{sd} = momento de flexão de cálculo;

γ_f = coeficiente de segurança das solicitações;

M_k = momento de flexão característico;

M_R = momento resistente;

f_{ck} = tensão característica à compressão do concreto;

f_{yk} = tensão característica à tração do aço;

f_{fu} = tensão última à tração do CFC;

γ_c = coeficiente de segurança do concreto igual a 1,4;

γ_s = coeficiente de segurança do aço a 1,15;

γ_f = coeficiente de segurança do CFC;

Efectuando-se uma comparação simplificada da sistemática da norma ACI-318 para dimensionamento à flexão que fornece:

$$\phi M_n \geq M \quad (2.58)$$

onde $\phi = 0,90$, com os valores propostos para ϕ_{CFC} , verifica-se que:

- $\phi_{CFC} = 0,7$ equivale a um acréscimo de aproximadamente 22% na segurança à flexão da peça reforçada.
- $\phi_{CFC} = 0,6$ de igual modo acresce 33%.
- $\phi_{CFC} = 0,5$ fornece uma segurança adicional de 44%.

Pelo exposto pode-se concluir que para os valores de ϕ_{CFC} igual a 0,7, 0,6, 0,5, tem-se, respectivamente, γ_f igual a 1,22, 1,33 e 1,44.

Segundo Sánchez (2001), como uma primeira aproximação pode-se adotar para o CFC o valor $\gamma_f = 1,3$, que é um valor razoável face às ponderações anteriores. Sánchez (2001) afirma que alguns pesquisadores realçam que $\gamma_f = 1,3$ é

um valor baixo, quando se consideram as condições especiais de exposição do CFC.

2.4.2.

Modelo de Cálculo do Reforço à Flexão com CFC

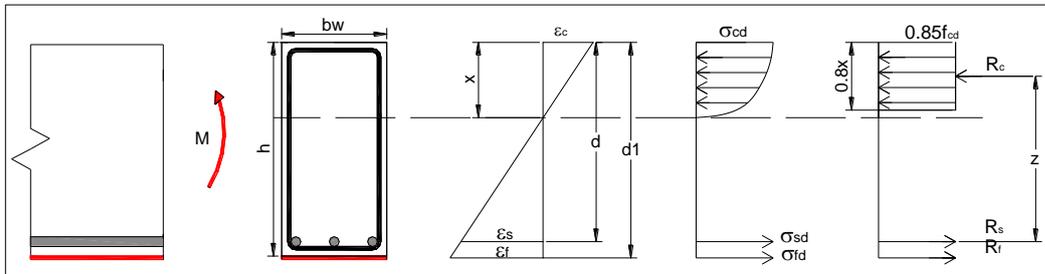


Figura 2.16 – Diagramas $\sigma \times \epsilon$ parábola-retângulo e retangular simplificado para distribuição de tensões de compressão no concreto.

O dimensionamento será efetuado nos domínios 2 e 3, portanto, a tensão no aço será a tensão de escoamento.

Verificação da Real Capacidade da Viga (Relvas, 2003).

É feito o cálculo da posição da linha neutra x_1 da seção original

$$x_1 = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \quad (2.59)$$

Deformações Iniciais

O cálculo do momento resistente é feito com a posição da linha x_1 neutra calculada

$$M_{rd} = \frac{A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x_1)}{\gamma_m} \quad (2.60)$$

Sendo $\gamma_m = 1,4$ o coeficiente de minoração do momento.

O momento solicitante e o resistente são comparados, e se o momento solicitante ultrapassar o resistente faz-se necessário o cálculo do reforço.

O momento devido ao peso próprio da viga M_{pp} é calculado na seção da viga a ser analisada. No processo de reforço da viga de concreto os pesos próprios são aliviados da estrutura mediante escoramento, é por isso que só o peso próprio da viga p_{pv} é levado em conta.

A partir do momento devido ao peso próprio M_{pp} é calculada a posição da linha neutra x_2 .

$$0,272b_w f_{cd} \cdot x_2^2 - 0,68b_w f_{cd} \cdot d \cdot x_2 + M_{pp} = 0 \quad (2.61)$$

É verificado que a posição da linha neutra esteja entre os domínios 2 e 3, sendo que o limite entre o domínio 2 e 3 é x_{2lim} e entre os domínios 3 e 4 x_{3lim} :

$$x_{2lim} = 0.26d \quad (2.62)$$

$$x_{3lim} = 0.5d \quad (2.63)$$

Calcula-se a reação no concreto dada a posição da linha neutra x_2 :

$$R_{cd} = 0,68 * b_w * f_{cd} * x_2 \quad (2.64)$$

A tensão no aço é calculada:

$$\sigma_{sd} = \frac{R_{cd}}{A_s} \quad (2.65)$$

A deformação inicial do aço é calculada a partir da Lei de Hooke:

$$\varepsilon_{si} = \frac{\sigma_{sd}}{E_s} \quad (2.66)$$

A deformação total inicial é calculada baseada na relação com a deformação do aço:

$$\varepsilon_{ti} = \varepsilon_{si} \frac{h-x_2}{d-x_2} \quad (2.67)$$

Dimensionamento do Reforço

Sendo calculada a deformação inicial, agora é necessário calcular a deformação total devida ao momento atuante, para isto é feito o cálculo da posição da linha neutra através da equação de segunda ordem em x_3 :

$$0,272b_w f_{cd} \cdot x_3^2 - 0,68b_w f_{cd} \cdot d \cdot x_3 + M_{sd} = 0 \quad (2.68)$$

O cálculo das deformações do aço e da fibra a partir da deformação limite do concreto no domínio 3, $\varepsilon_c = 3.5\%$, para o valor de posição da linha neutra, pode ser feito por:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-x_3}{x_3} \quad (2.69)$$

A deformação total causada pelo momento solicitante na seção será:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s \frac{h-x_3}{d-x_3} \quad (2.70)$$

Portanto, a deformação na fibra será a diferença entre a deformação total e a deformação inicial calculada anteriormente.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_t - \varepsilon_{ti} \quad (2.71)$$

Verifica-se que as deformações não ultrapassar os valores limites

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{s\text{mín}} \quad (2.72)$$

$$\varepsilon_f < \varepsilon_{f\text{máx}} \quad (2.73)$$

A área do reforço de CFC é calculada por:

$$A_f = \frac{M_{sd} - A_s f_{yd} (d - 0,4x_3)}{f_f (h - 0,4x)} \quad (2.74)$$

2.4.3. Modos de Ruptura à Flexão de Vigas Reforçadas

As vigas de concreto armado solicitadas à flexão e reforçadas com compósitos de fibras de carbono podem apresentar modos de ruptura variados.

Quando as taxas de armadura e a quantidade de reforço forem significativamente reduzidas, o escoamento da armadura longitudinal poderá ser seguido da ruptura à tração do reforço. Se esses valores forem elevados, a ruptura poderá ocorrer por esmagamento do concreto no bordo comprimido, enquanto o aço poderá ou não ter atingido o escoamento, dependendo da taxa de armadura. Além disso, a ligação entre o compósito e o concreto pode falhar. O descolamento pode ocorrer em função da propagação rápida de fissuras no adesivo (Machado, 2004).

De forma geral, esses modos de ruptura podem ser divididos em três categorias, apresentadas na Tabela 2.1 e ilustradas na Figura 2.17.

Tabela 2.1 – Modos de ruptura possíveis (Beber, 2003).

Ruptura clássica de estrutura de concreto armado submetida à flexão	(1) Deformação plástica excessiva da armadura longitudinal (2) Esmagamento do concreto (3) Ruptura do reforço à tração (4) Colapso da viga por cisalhamento
Destacamento do reforço	(5a) Devido à irregularidade da superfície (5b) Devido a fissuras de cisalhamento (5c) Devido a fissuras de flexão
Efeitos de extremidade	(6) Peeling off (7) Arrancamento da camada de concreto junto à armadura longitudinal

Existem ainda outros modos de ruptura possíveis, inerentes aos compósitos:

- Ruptura do adesivo na interface adesivo / compósito (8);
- Ruptura do adesivo na interface adesivo / concreto (9);
- Cisalhamento interlaminar do compósito (10).

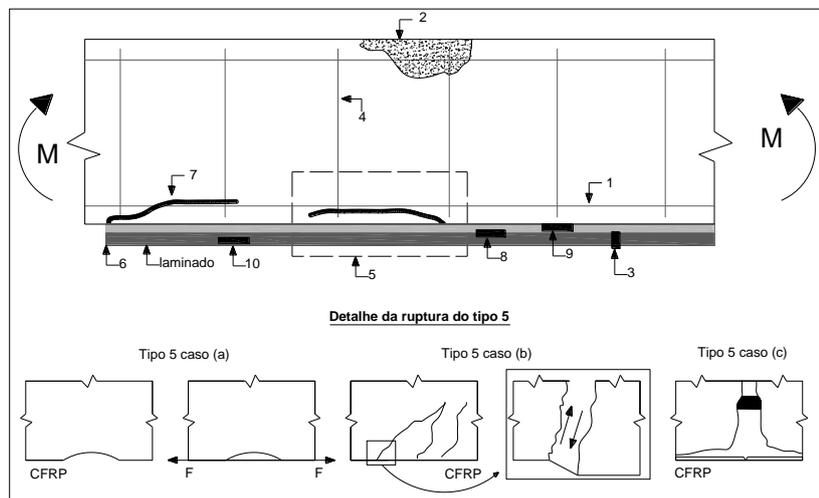


Figura 2.17 – Modos de Ruptura possíveis; adaptada de Beber (2003).

As fissuras iniciais surgem na região de maior sollicitação, originando uma concentração de tensões ao seu redor. Essas tensões devem ser transferidas pelo CFC a outras regiões do concreto, surgindo tensões tangenciais nas interfaces concreto-epóxi-compósito, que são transferidas da região fissurada para outras regiões capazes de resisti-las. Alguns dos mecanismos citados acima estão descritos a seguir.

- **Ruptura do Compósito:** a área do reforço é insuficiente para resistir as tensões de tração na região mais solicitada.
- **Ruptura por Esmagamento do Concreto:** a fissuração da peça se desenvolve diminuindo a zona comprimida, até o momento no qual a tensão de compressão no concreto atinge seu valor máximo, acarretando a ruptura brusca dessa região.
- **Ruptura por Cisalhamento:** a fissura ocorre no extremo do reforço e se desenvolve de forma inclinada ao longo da altura da viga, devido à transferência das tensões tangenciais para os extremos do compósito de fibras de carbono. Geralmente ocorre em vigas com armadura transversal insuficiente.

- **Ruptura por Separação do Substrato de Concreto (Peeling off):** esse tipo de ruptura ocorre quando é adotado um valor excessivo para a espessura do reforço gerando um acréscimo de tensões na extremidade e caso essas tensões ultrapassem a tensão de aderência admissível adesivo-concreto, o reforço separa inicialmente seu extremo, reduzindo seu comprimento efetivo, provocando uma ruptura horizontal devido ao aumento imediato da tensão de separação, originando uma ruptura brusca. Pode ocorrer também por falha na aplicação ou por escolha inadequada do adesivo.