

## 2. Revisão bibliográfica

### 2.1. Introdução

Os diferentes códigos normativos do concreto, baseados em resultados de experiências de laboratório, criaram recomendações para o cálculo e dimensionamento de vigas parede, como por exemplo, os indicados nas seções 2.7. e 2.8. Entretanto, na atualidade, esses códigos sugerem métodos como a análise de tensões elásticas usando elementos finitos, análises não-lineares e o método de biela e tirante (tratado na seção 2.8.), que consiste em idealizar a estrutura real como um modelo de treliça formado por nós, bielas comprimidas e tirantes.

Esclarece-se que na atualidade não existe literatura registrada que aborde o tema de vigas parede de concreto reforçado com bambu, por esse motivo a bibliografia consultada corresponde a estudos de vigas parede de concreto reforçado com aço.

### 2.2. Definições de viga parede

A viga parede ou também chamada viga alta é um elemento estrutural plano vertical, solicitado por carregamentos atuantes em seu próprio plano, para os quais as deformações apresentadas na viga parede não são lineares. As aplicações da viga parede como elemento estrutural são distintas, por exemplo, na construção de silos, reservatórios, fachadas de edifícios, entre outros.

A viga parede pode-se definir em virtude da relação ( $l/h$ ) apresentada entre o vão ( $l$ ) e a altura ( $h$ ), que varia dependendo da norma estrutural usada. A Tabela 2.1 mostra os valores da relação ( $l/h$ ) estabelecidos para a classificação das vigas parede segundo normas estruturais mais utilizadas.

Tabela 2.1 – Classificação de vigas parede segundo normas estruturais.

Normas	l/h	
	Vão único	Dois vãos
NBR 6118 -03	$\leq 2.00$	$\leq 3.00$
CEP-FIP 90	$< 2.00$	$< 2.50$
GUIA nº2 DA CIRIA-84	$\leq 2.00$	$\leq 2.50$
ACI 318-05	$\leq 5.00$	$\leq 5.00$

As vigas parede são consideradas como elementos estruturais especiais, pois, não é aplicável para sua análise a hipótese da teoria da flexão de Navier-Bernoulli, que assume as seções transversais do elemento como planas durante todo o carregamento. Significa então, que para vigas parede simplesmente apoiadas com relações ( $l/h$ ) inferiores ou iguais a dois a distribuição das deformações horizontais,  $\varepsilon_x$ , e das tensões horizontais,  $\sigma_x$ , não são lineares.

### 2.3. Breve histórico

Uma das primeiras metodologias que surgiram para o cálculo de vigas parede foi adotada pela PCA (1946), fundamentada no estudo realizado por Dischinger (1932), anos depois o CEP-FIP (1970), baseado nos resultados das pesquisas experimentais de Leonhardt (1968) publicou um apêndice com sugestões especiais para as vigas parede. Na publicação do código ACI (1971) realizou recomendações baseadas nos trabalhos de pesquisa de Crist (1966), Crist (1967) e Rawdon de Paiva & Siess (1965).

Entre as muitas e diferentes pesquisas experimentais que contribuíram amplamente com identificar o comportamento de vigas parede, além das já mencionadas, está a realizada por Ramakrishnan. & Ananthanarayana (1968) que tratou o comportamento de 26 vigas de um só vão, obtendo expressões para a determinação da carga última. Em 1969, com o objetivo de determinar os efeitos na resistência última, tendo como parâmetro variável a taxa de reforço, *Kameswara Rao & Dayaratnam* conseguiram resultados experimentais de 13 vigas parede que foram comparados com três diferentes modelos idealizados. Nos anos 70 se continua com as pesquisas sobre esse tema e se publicam trabalhos como os de Kong *et al.* (1970), no qual foi comprovada a eficiência da armadura inclinada de alma.

Kong & Singh (1972), Kumar (1976) e Kumar (1978), pesquisaram a predição de cargas últimas, mecanismos de falhas e deflexões de vigas altas. Já, nas décadas dos 80 e 90 se realizam trabalhos de pesquisa como os de Cusens & Besser (1985) focado a determinar os efeitos gerados pelos carregamentos no topo e base nas vigas parede, Kong *et al.* (1986) estudaram a estabilidade de vigas parede esbeltas de concreto, e Kotsovos (1988) apresentou esclarecimentos das causas da ruptura por cisalhamento. Outros trabalhos para citar são Subedi *et al.* (1986), Mau & Hsu (1987), Kong & Wong (1990), Wang *et al.* (1993), Tan *et al.* (1997), Tan *et al.* (1999), entre outros.

#### 2.4. Distribuição de tensões em vigas parede

Para vigas de um só vão, a partir de um valor de esbeltez menor ou igual a dois ( $l/h \leq 2$ ) as seções não permanecem planas, e em consequência, o diagrama de distribuição de tensões  $\sigma_x$  é não linear, como se pode ver na Figura 2.1 retirada de Leonhardt & Mönnig (1978), onde se mostra em quatro vigas simplesmente apoiadas, carregadas uniformemente, com espessura constante e diferentes relações de esbeltez ( $l/h$ ) a distribuição de esforços  $\sigma_x$  no centro do vão. Nota-se na Figura 2.1a uma distribuição de esforços  $\sigma_x$  linear para a relação de esbeltez com valor de quatro ( $l/h = 4$ ), coincidindo com a teoria clássica de flexão. Entretanto, se a relação de esbeltez diminui de quatro para um valor de dois ( $l/h = 2$ ), a distribuição de esforços começa a se distanciar do comportamento linear como se mostra na Figura 2.1b, onde a linha tracejada representa os valores obtidos pela formulação da teoria de Navier. Do mesmo modo, na Figura 2.1c a discrepância na distribuição de tensões se ratifica quando a relação de esbeltez diminui até o valor de um ( $l/h = 1$ ).

Nas quatro vigas da Figura 2.1, têm-se assinalado junto ao braço interno de alavanca  $\mathbf{z}$ , as resultantes de compressão e tração,  $\mathbf{D}$  e  $\mathbf{Z}$ , respectivamente. Adverte-se que apesar da redução do braço interno de alavanca o valor da resultante do esforço à tração tende a se estabilizar quando a relação de esbeltez é menor a um ( $l/h < 1$ ), ver Figura 2.1d, indicando neste caso, que só a seção da viga com altura igual ao do vão, contribui com a resistência à tração, enquanto a

porção de viga que está acima do valor da altura ( $h$ ) se comporta como uma carga uniformemente distribuída.

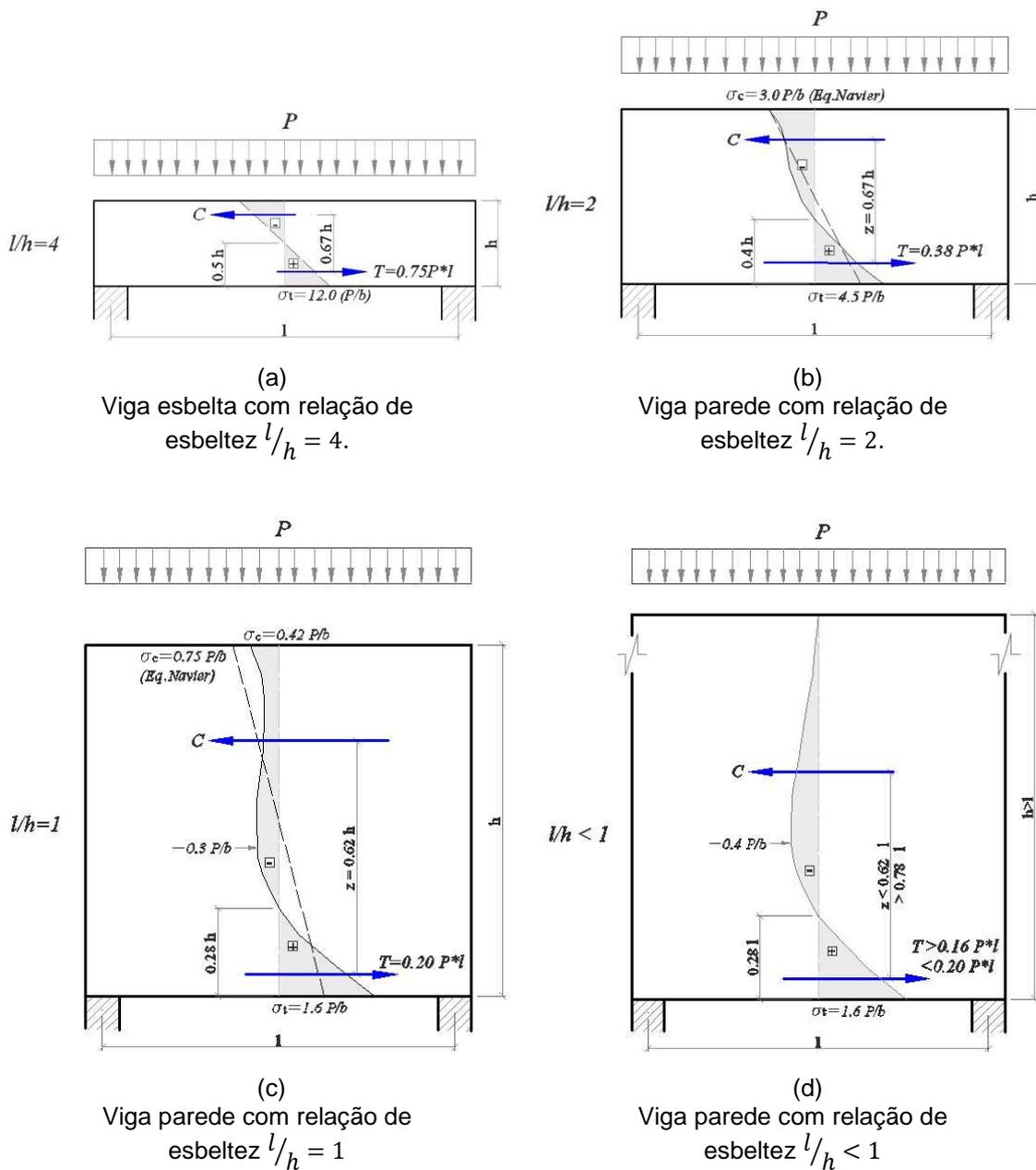
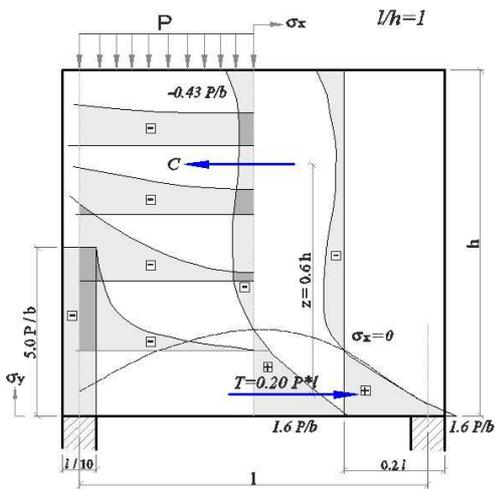


Figura 2.1 – Distribuição de esforços  $\sigma_x$  no meio do vão, em vigas parede de um só vão, com diferentes relações de esbeltez ( $l/h$ ) e carregadas uniformemente na face superior. (Fonte: Leonhardt & Mönnig, 1978).

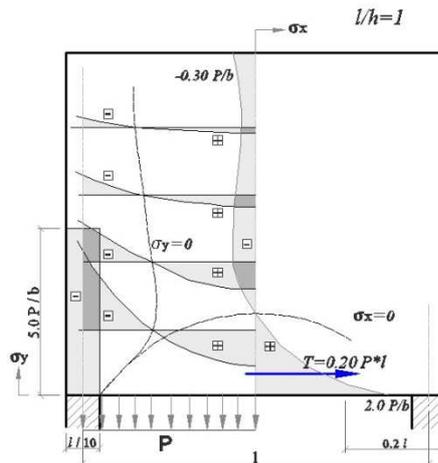
## 2.5. Influência dos modos de introdução de carga.

Os tipos de carregamentos e a forma de serem introduzidos são fatores das condições de contorno que determinam o comportamento das estruturas. Para o caso das vigas parede, aplicar carregamento na face superior ou na face inferior representa diferenças na trajetória e distribuição das tensões, que por sua vez definem a configuração final das fissuras.

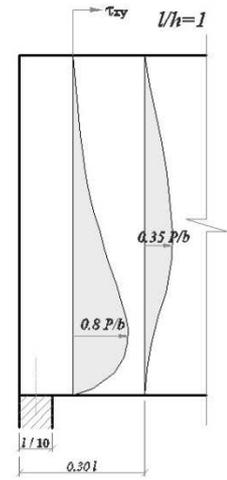
A Figura 2.2 mostra dois casos de aplicação de carga em uma viga parede simplesmente apoiada e com relação de esbeltez igual a um ( $l/h = 1$ ). No primeiro deles (Figura 2.2a) o carregamento uniformemente distribuído é aplicado na face superior, e no segundo caso (Figura 2.2b) a mesma viga parede é solicitada por um carregamento distribuído uniformemente na face inferior. Comparando as Figuras 2.2a, 2.2b e 2.2c se observa que a distribuição dos esforços  $\sigma_x$  e  $\tau_{xy}$  são as mesmas. Entretanto, existem notáveis diferenças nas trajetórias das tensões principais, como se indica nas Figuras 2.2d e 2.2e, pois, a distribuição dos esforços  $\sigma_y$  é distinta para cada tipo de carregamento.



(a) Tensões  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  em viga parede carregada na face superior.

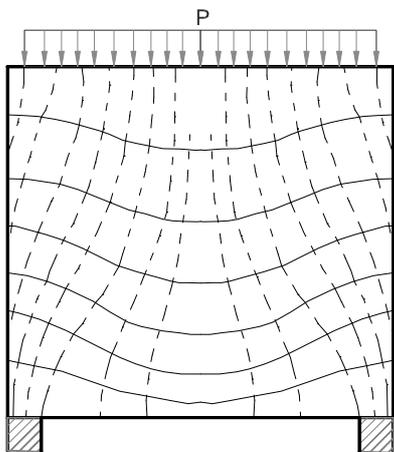


(b) Tensões  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  em viga parede carregada na face inferior.



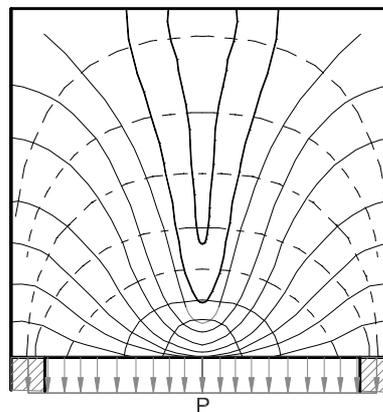
(c) Tensões  $\tau_{xy}$  em vigas paredes carregadas nas faces superior e inferior

— Tração  
 - - - Compressão



(d) Trajetória de tensões principais em viga parede carregada na face superior.

— Tração  
 - - - Compressão



(e) Trajetória de tensões principais em viga parede carregada na face inferior.

Figura 2.2 – Variação das componentes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$  e trajetórias das tensões principais em vigas parede de um só vão com  $l/h = 1$ , para carregamentos nas faces superior e inferior (Fonte: Leonhardt & Mönig, 1978).

## 2.6. Mecanismos de falha

Com diferentes experiências de laboratório e suas respectivas observações sobre a forma em que as vigas parede de concreto carregadas na face superior atingem a falha, conseguiu-se distinguir certos padrões gerais de fissuração que permitiram um melhor entendimento do comportamento das vigas parede de concreto reforçado com aço, além de estabelecer critérios para seu dimensionamento.

Leonhardt (1968), Guimarães (1980) e Zhang & Tan (2007) indicaram dois modos de falha para vigas paredes: ruptura por flexão e ruptura por cisalhamento. Guimarães (1980) e Melo (1984) em suas revisões bibliográficas apresentaram uma subdivisão no modo de falha por cisalhamento, identificando a ruptura por compressão diagonal e a ruptura por tração diagonal ou fendilhamento. Mohammad *et al.* (2011) classificou os modos de falha das vigas parede testadas em seu estudo como falhas por flexão, por cisalhamento, por ruptura local e por um modo misto de flexão-cisalhamento, concordando assim, com as classificações indicadas por Subedi (1994) em seu estudo de vigas parede biengastadas, e por Guimarães (1980) e Velasco (1984). Dessa forma, nas vigas parede simplesmente apoiadas e biengastadas pode-se distinguir os modos de falha descritos a continuação.

### 2.6.1. Ruptura por flexão

Quando a viga parede é submetida a carregamentos surgem esforços de tração e de compressão que dependendo da resistência dos materiais, da taxa geométrica de reforço e das condições de contorno, causam esmagamento no concreto nas zonas comprimidas da viga ou escoamento da armadura de reforço principal, sendo este último, segundo Leonhardt (1968), o evento mais frequente. Assim, quando o reforço principal da viga parede começa a escoar surgem fissuras quase verticais no centro do vão que corresponde à zona de maior momento fletor. Seguidamente, com o continuo acréscimo do carregamento, aparecem fissuras inclinadas cada vez mais próximas aos apoios, que da mesma forma que as anteriores, se propagam rapidamente em toda a altura da viga. Vê-se na Figura 2.3

a configuração típica de fissuras do modo de falha por flexão, onde os números representam a sequência de aparição de fissuras.

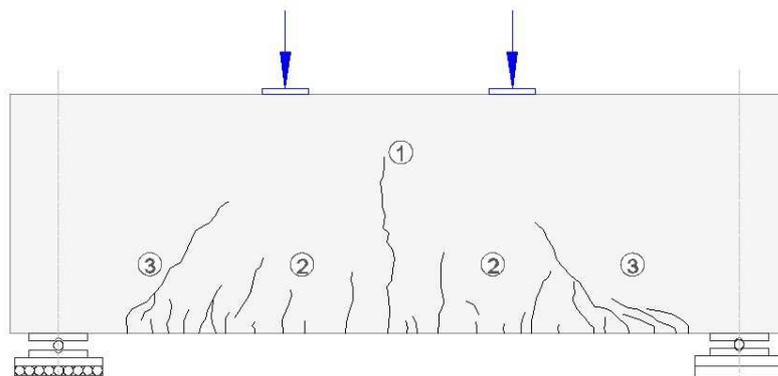


Figura 2.3 – Sequência de aparição de fissuras na falha por flexão.

## 2.6.2. Ruptura por Cisalhamento

A ruptura por cisalhamento das vigas parede se desenvolve nas zonas denominadas bielas de compressão, onde se apresenta a combinação de esforços de corte e de flexão. A seguir, descrevem-se os modos de ruptura por cisalhamento.

### 2.6.2.1. Ruptura de tração diagonal

Caracterizada pela aparição súbita de uma fissura diagonal que surge nas zonas próximas aos apoios e que com o acréscimo contínuo do carregamento, estende-se na altura da viga parede até o ponto de aplicação da carga concentrada, Kong, *et al.*(1970) e Kong & Robins (1971). No caso de uma carga uniformemente distribuída aplicada na face superior da viga parede, Ramakrishnan & Ananthanarayana (1968) e Kotsovos (1988) consideraram que a trajetória das tensões principais é similar à trajetória das tensões principais da mesma viga com uma carga concentrada equivalente localizada a  $1/3$  do eixo de cada apoio, deste modo, a primeira fissura diagonal causada pelo predomínio dos esforços de corte se propagará no sentido dos pontos de aplicação da dita carga equivalente. Na Figura 2.4 mostra-se a configuração da fissuração por ruptura de tração diagonal de uma viga parede submetida a cargas concentradas.

### 2.6.2.2. Ruptura de compressão diagonal

Logo depois de surgir a primeira fissura diagonal entre o apoio e o ponto de aplicação de carga, aparece uma segunda fissura paralela à primeira, que evidencia uma zona diagonal de compressão chamada biela comprimida, que ao atingir seu limite de resistência, apresenta fissuração progressiva por fendilhamento do concreto, Manuel *et al.*(1971) e Taner *et al.*(1977).

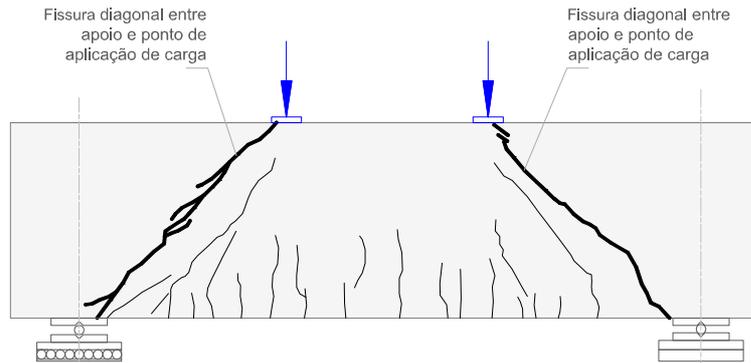


Figura 2.4 – Configuração de fissuras na falha por cisalhamento.

A resistência última ao cisalhamento das vigas parede solicitadas por cargas concentradas, segundo Manuel *et al.*(1971), são influenciadas pela relação ( $a/d$ ) entre o vão de corte ( $a$ ) e a altura efetiva da viga ( $d$ ). A Figura 2.5 mostra que nas vigas parede carregadas com cargas concentradas na face superior e sem armadura de alma, que o acréscimo na resistência ao cisalhamento é notoriamente maior quando a relação  $a/d$  é menor a 2.5 ( $a/d < 2.5$ ), pois a partir deste valor a inclinação da curva aumenta rapidamente. Da mesma forma, nota-se nesta figura que para as vigas parede carregadas uniformemente na face superior, a resistência última ao cisalhamento aumenta com maior rapidez quando a relação entre o vão ( $l$ ) e a altura efetiva ( $d$ ) tem valores menores a dez ( $l/d < 10$ ).

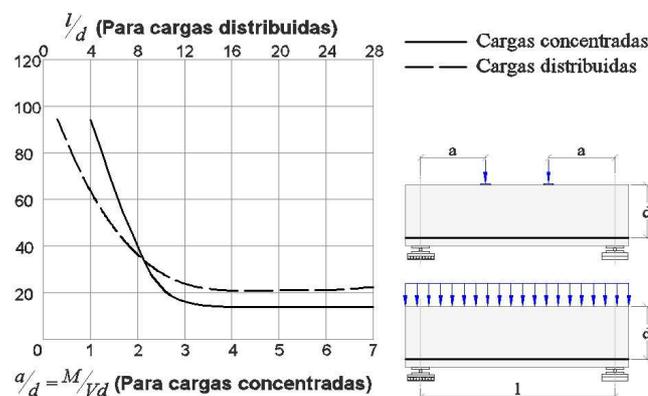


Figura 2.5 – Influência das relações  $a/d$  e  $l/d$  na resistência ao cisalhamento de vigas parede sem armadura de alma (Leonhardt, 1968).

### 2.6.3. Ruptura Local

Para as regiões próximas aos apoios e aos pontos de aplicação de carga, quando se trata de cargas concentradas nas vigas parede, cria-se um sistema de tensões principais que atingem a resistência do concreto e se originando falhas localizadas por esmagamento. Na Figura 2.6 se indica a sequência de fissuração de uma viga parede biengastada, onde, entre os distintos tipos de falhas que já foram mencionados, encontra-se a ruptura local sob a chapa de aplicação de carga.

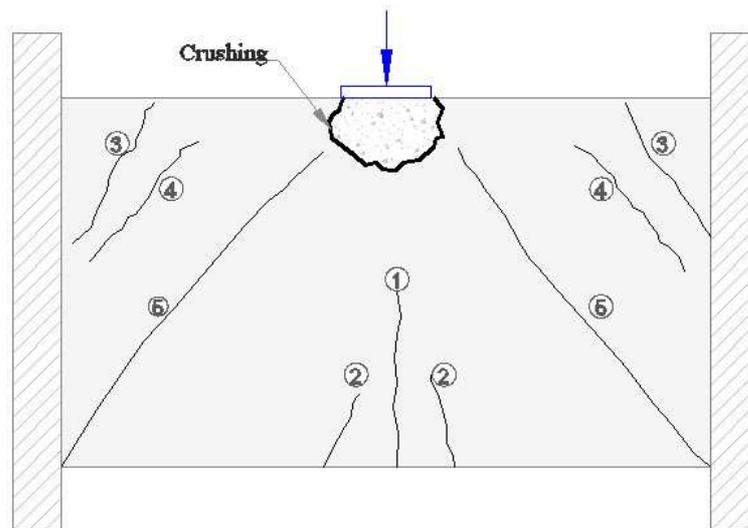


Figura 2.6 – Sequência de aparição de fissuras por flexão, cisalhamento e local, em uma viga parede biengastada (Fonte: Subedi, 1994).

## 2.7. Dimensionamento de vigas Parede

### 2.7.1. Recomendações do CEP-FIP

O método para o dimensionamento de vigas parede indicado pelo código CEP-FIP (1978) desenvolve sua formulação com ênfase na resistência à flexão.

Calcula, dentro do regime elástico, o braço de alavanca  $z$ , que corresponde à distância entre as resultantes dos esforços de tração (T) e de compressão (C), que por sua vez permite o cálculo do esforço de tração que deve ser resistido pela armadura principal. Nas eqs. (2.1a), (2.1b) e (2.2) se mostram as expressões recomendadas pelo CEP-FIP (1978) para determinar o esforço de tração resistido

pela armadura. Onde  $l$  e  $h$  correspondem ao vão e à altura da viga parede, respectivamente, e  $\gamma_f$  a um fator de segurança.

$$z = 0.2 [l + 2h] \quad \text{para } 1 \leq \frac{l}{h} < 2 \quad (2.1a)$$

$$z = 0.6 l \quad \text{para } \frac{l}{h} < 1 \quad (2.1b)$$

$$T = \frac{\gamma_f M}{z} \quad (2.2)$$

Observe-se na eq. (2.2) que para o cálculo da resistência à flexão das vigas parede não se leva em conta o parâmetro da resistência à compressão nem espessura da viga, pois, os esforços de compressão na flexão da viga parede não atingem valores críticos.

No que diz respeito à resistência ao cisalhamento, o CEP-FIP (1978) limita ao menor valor dado pelas expressões (2.3a) e (2.3b).

$$V_u = 0,10 b h f_c \quad (2.3a)$$

$$V_u = 0,10 b l f_c \quad (2.3b)$$

Nas eqs. (2.3a) e (2.3b) a resistência ao cisalhamento depende diretamente da resistência à compressão do concreto e das dimensões da viga parede, e não da resistência ao cisalhamento fornecida pela armadura de alma.

Ramakrishan & Ananthanarayana (1968) e Paiva & Siess (1965) em suas pesquisas experimentais relacionam (Figura 2.7) a carga última de vigas parede rompendo por flexão e a carga de escoamento da armadura calculada com as expressões (2.1a), (2.1b) e (2.2), assumindo para estas um coeficiente de segurança,  $\gamma_f$ , igual a um. Nota-se que a carga última na maioria dos casos, principalmente nos resultados de Ramakrishan & Ananthanarayana (1968), corresponde a mais que o dobro da carga de escoamento calculada, indicando então, para vigas parede que rompem por flexão, que as disposições do CEP-FIP (1978) estão a favor da segurança do elemento.

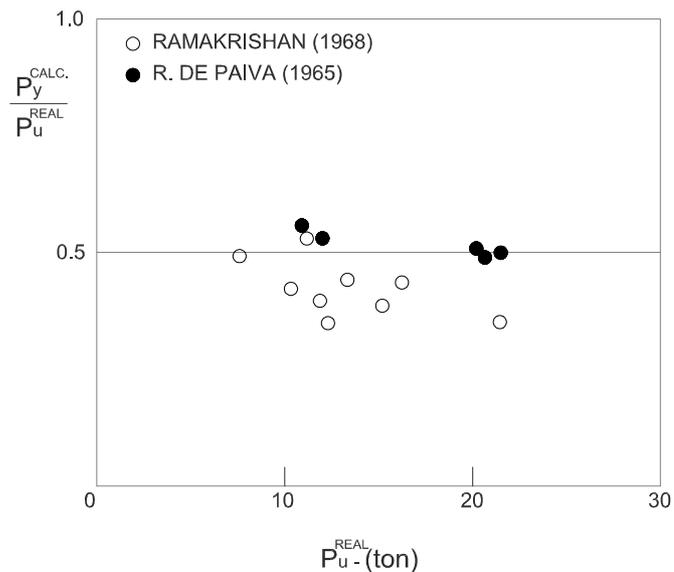
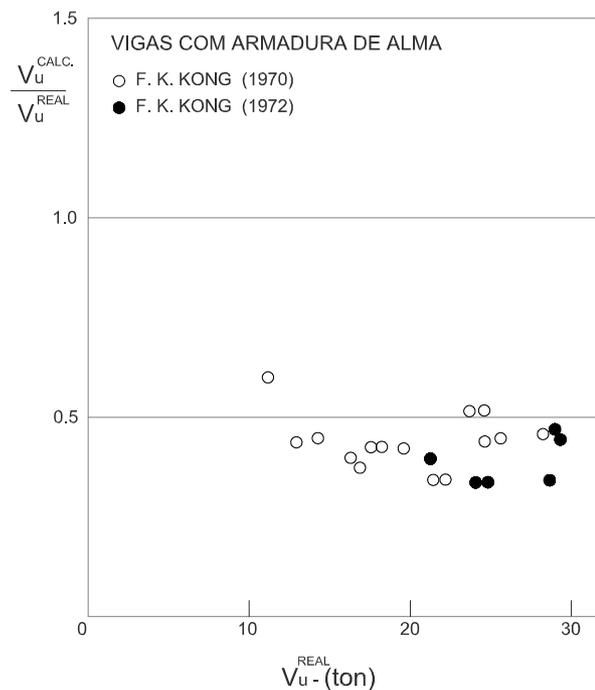
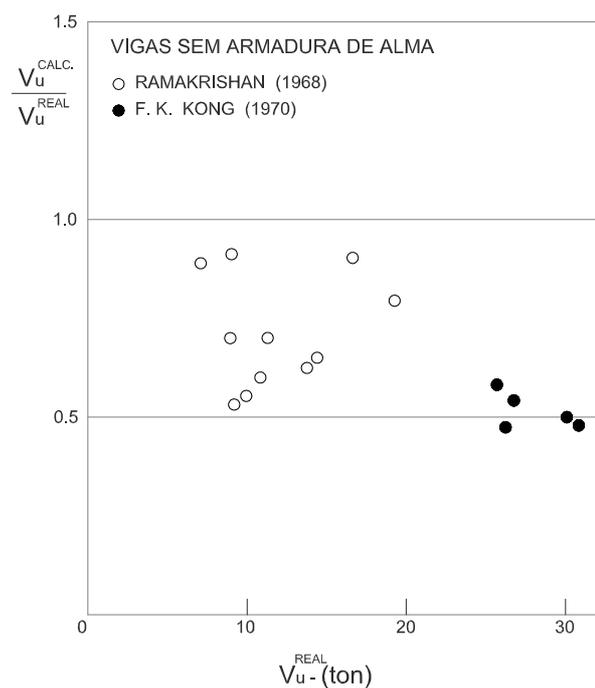


Figura 2.7 – Comparação entre a carga de escoamento calculada pelas recomendações do CEP – FIP (1978) e a carga última real de vigas parede com  $(1 \leq l/h \leq 2)$  rompendo por flexão.

Para vigas parede que rompem por esforços de cisalhamento, Kong *et al.* (1970), Kong *et al.* (1972) e Ramakrishan & Ananthanarayana (1968) comparam o esforço cortante último calculado pelas recomendações de CEB-FIP (1978) com o último real, como é mostrado nas Figuras 2.8a e 2.8b, que corresponde a testes em vigas parede com e sem armadura de alma, respectivamente. Nota-se na Figura 2.8a que os valores do esforço cortante último calculado ( $V_u^{CAL.}$ ) são inferiores a 50% do esforço cortante real ( $V_u^{REAL}$ ), pois, ao contrário da Figura 2.8b, a presença da armadura de alma contribui com menor abertura de fissuras, permitindo maior contato nas superfícies da falha, conseqüentemente, influenciando na resistência das vigas.



(a) – Vigas parede com armadura de alma e com  $(1 \leq l/h \leq 2)$  rompendo por cisalhamento.



(b) – Vigas parede sem armadura de alma e com  $(1 \leq l/h \leq 2)$  rompendo por cisalhamento.

Figura 2.8– Comparação entre o esforço cortante último pelas recomendações do CEP – FIP (1978) e o esforço cortante último real de vigas parede.

### 2.7.2. Recomendações do ACI-318 (1995)

Aplicam-se as disposições da seção 11.8 do código ACI-318 (1995) quando as vigas apresentam uma relação de esbeltez menor que cinco ( $l/h < 5$ ) e estão carregadas na face oposta aos apoios, formando bielas comprimidas.

Neste método, a resistência ao cisalhamento não poderá ser superior aos valores limites dados pelas expressões (2.4a) e (2.4b). A Figura 2.9 ilustra a variação do valor máximo permitido para  $V_u$  em função de  $l/d$ .

$$V_u = 8\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Para } l/d < 2 \quad (2.4a)$$

$$V_u = \frac{2}{3}(10 + l/d)\sqrt{f'_c}bd \quad \text{Para } 2 \leq l/d \leq 5 \quad (2.4b)$$

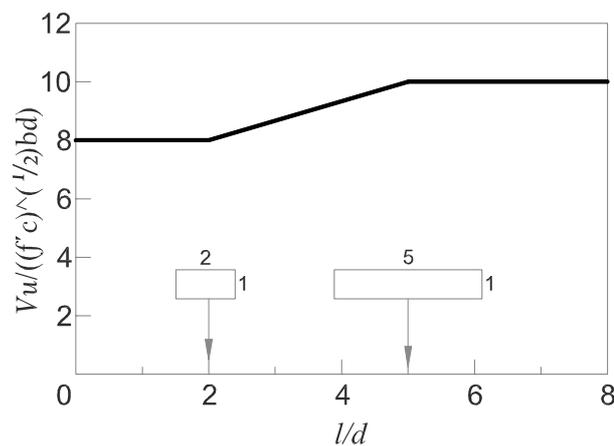


Figura 2.9 – Restrições no código ACI-318 (1995) referentes à resistência ao cisalhamento ( $V_u$ ) para vigas paredes (Nilson, 1999).

Para vigas esbeltas, o código ACI-318 (1995) permite determinar a resistência ao cisalhamento do concreto com a eq. (2.5), que foi desenvolvida e discutida a partir dos resultados das pesquisas realizadas por Diaz *et al.* (1962).

$$V_c = \left( 1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \quad (2.5)$$

O código ACI-318 (1995) indica a eq.(2.6) para determinar a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento das vigas parede que não deve ser maior que  $6\sqrt{f'_c}bd$ . Na eq. (2.6), o termo à direita corresponde à eq. (2.5), usada

para calcular a resistência ao cisalhamento de vigas esbeltas, e o termo à esquerda é um fator multiplicador em função da relação  $M_u/V_u d$  que deverá ser menor que 2.5.

$$V_c = \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b d \quad (2.6)$$

Sendo:

$$\left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) < 2.5$$

$$V_c < 6 \sqrt{f'_c} b d$$

Quando a força de cisalhamento atuante é superior à resistência de cisalhamento do concreto, o uso de armadura de alma na viga parede se faz necessário, cuja contribuição à resistência ao cortante está dada pela eq. (2.7).

$$V_s = \left( \frac{A_v}{s} \left( \frac{1 + l/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left( \frac{11 + l/d}{12} \right) \right) f_y d \quad (2.7)$$

Onde:

$s$  = espaçamento entre os estribos verticais.

$s_2$  = espaçamento entre os estribos horizontais.

$A_v$  = área dos estribos verticais no espaçamento  $s$ .

$A_{vh}$  = área dos estribos horizontais no espaçamento  $s_2$ .

## 2.8. Modelo de bielas e tirantes

Os primeiros trabalhos sobre o método de bielas e tirantes foram realizados por *Wilhelm Ritter* em 1899, quando determinou a armadura transversal necessária para o equilíbrio de uma viga, associando o mecanismo resistente de uma viga fissurada (estágio II) ao funcionamento de uma treliça idealizada (Ver Figura 2.10). Já em 1902, o modelo foi refinado por *Mörsch*, assumindo que as forças diagonais do modelo original de *Ritter* eram melhor representadas por campos de tensão de compressão.

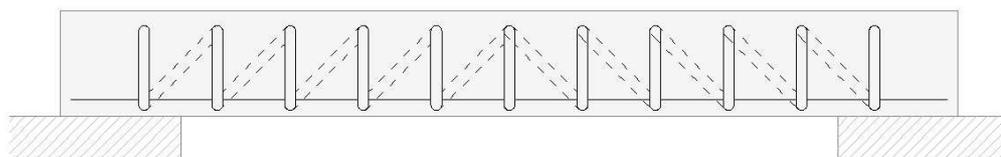


Figura 2.10 – Modelo da treliça de *Ritter* (Ritrer,1899).

Posteriormente, em 1927, surgiu um método para o dimensionamento ao esforço cortante, *Richart* (1927), o qual estimava as contribuições do aço usando a analogia da treliça e as do concreto mediante observações experimentais, para logo depois serem somadas e assim determinar a resistência do elemento estrutural. Nos anos 70 o modelo da analogia da treliça foi empregado por *Leonhardt, Rüsich e Kupfer* em suas pesquisas experimentais. E nos anos 80 se ressaltam os trabalhos de *Marti* (1985) e *Schlaich et al.* (1987) que conseguiram generalizar o modelo da analogia das treliças para o dimensionamento de diferentes tipos de elementos estruturais. Criando assim, uma base teórica de uso racional conhecida como o modelo de bielas e tirantes, que foi adotado pelas normas *AASHTO*, *CEP-FIP*, *ACI* e a *NBR 6118* em 1989, 1990, 2002 e 2003 respectivamente.

Na Figura 2.11 se mostra alguns dos elementos estruturais que são dimensionados com o método de bielas e tirantes.

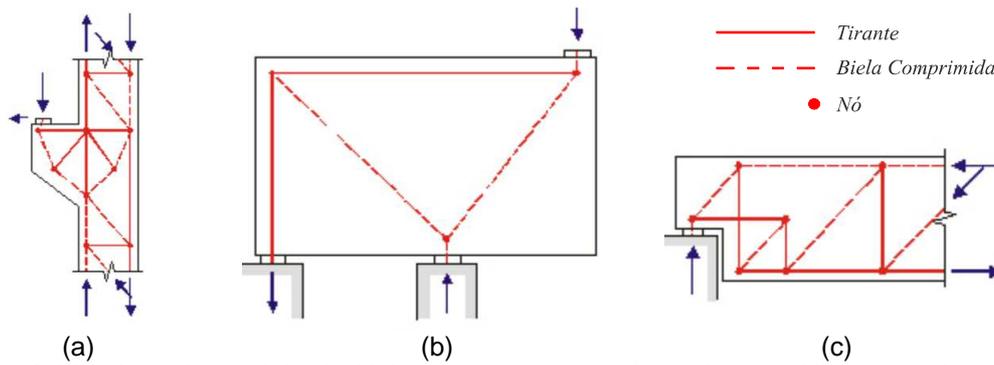


Figura 2.11 – Uso do modelo de bielas e tirantes – (a) Consolos. (b) Vigas parede. (c) Dentes Gerber (Fonte: <http://dankuchma.com/stm/STM/Models.htm>).

### 2.8.1. Elementos de treliça

O modelo de bielas e tirantes consiste em representar uma estrutura real como um modelo idealizado de treliça, formado por elementos denominados bielas que simulam o campo de tensões à compressão e elementos denominados tirantes que representam o campo de tensões à tração e por zonas nodais de interligação, como se vê na Figura 2.12.

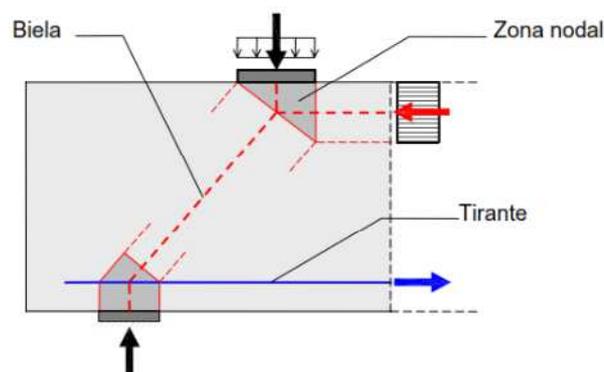


Figura 2.12 – Elementos do modelo de bielas e tirantes (Miguel *et al.*, 2009).

#### 2.8.1.1. Bielas

Elementos da treliça idealizada que representam o campo de tensões de compressão dentro do elemento de concreto. Sua tipologia está sujeita à forma da distribuição das tensões de compressão, assim:

- Biela prismática: caracterizada por apresentar um campo de tensões distribuído uniformemente e sem tensão transversal de tração, ver Figura 2.13a.

- Biela em garrafa: Mostra-se na Figura 2.13b, cuja largura aumenta no centro do elemento biela. Neste tipo de biela se apresentam tensões transversais que produzem fendilhamento do concreto.
- Biela em leque: Do mesmo modo que para a biela prismática, não apresenta tensão transversal de tração, porém, sua forma varia como se observa na Figura 2.13c.

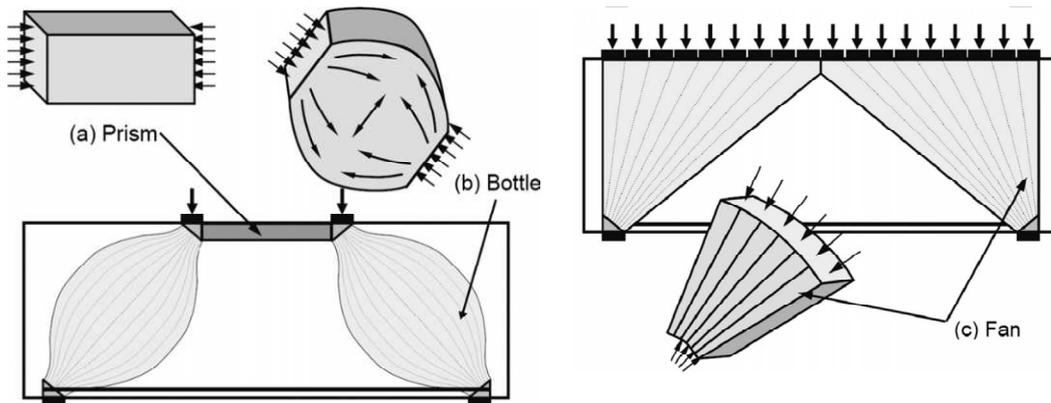


Figura 2.13 – Tipos de bielas e tirantes (Fonte: Mohammadhassani *et al.*, 2012).

### 2.8.1.2. Nós

São representados por regiões de interseção entre os eixos das bielas e/ou dos tirantes. Entretanto, na realidade correspondem às zonas onde as forças internas estão em equilíbrio. Schlaich & Schafer (1988) classificam os nós dependendo do estado de tensões existentes como singulares e contínuos, ver Figura 2.14. Os primeiros, são nós onde ocorrem concentração de tensões no concreto e/ou restrições geométricas que limitam a área de interseção entre as bielas e os tirantes. E os segundos, são os nós onde os campos de tensões no concreto se equilibram em comprimentos satisfatórios.

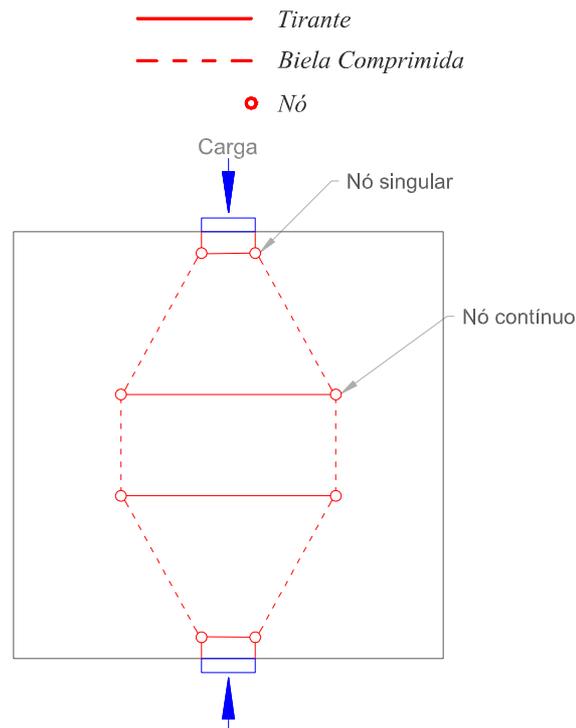


Figura 2.14 – Classificação geral de nós

Para o equilíbrio do modelo de bielas e tirantes, devem atuar sobre os nós pelo menos três forças que a sua vez definem a nomenclatura do nó (Segundo o ASCE - ACI (1998) e o ACI 318 (2002)), assim:

- C-C-C: Quando três bielas comprimidas formam a zona nodal, ver Figura 2.15a
- C-C-T: O nó fica definido por duas bielas e um tirante, ver Figura 2.15b
- C-T-T: Região nodal circundada por uma biela e dois tirantes, ver Figura 2.15c
- T-T-T: três tirantes definem o nó, ver Figura 2.15d

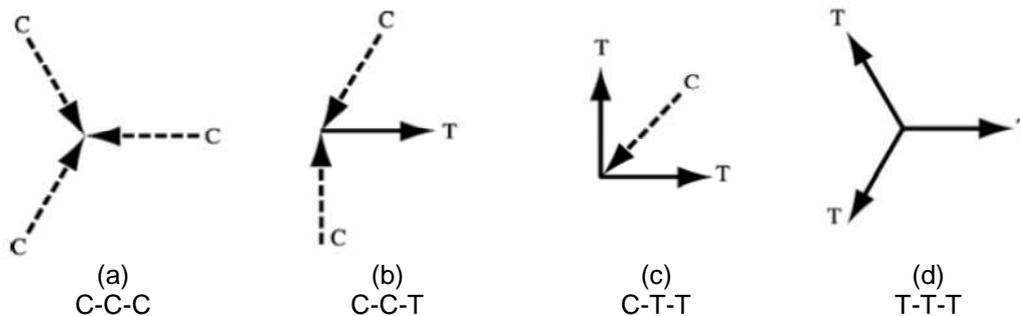


Figura 2.15 – Tipos de nós ACI 318 (2002).

Em prol da segurança e confiabilidade das zonas nodais, os diferentes códigos estruturais garantem a transferência eficiente das forças dentro do nó, limitando o intervalo do ângulo formado entre as bielas e os tirantes. Na tabela 2.2 mostram-se os intervalos de ângulo para diferentes códigos normativos.

Tabela 2.2- Ângulos entre bielas e tirantes recomendado por diferentes códigos normativos

Norma	Ângulo Permitido
NBR 6118 (2003)	$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
ACI 318 (2002)	$25^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$
EUROCODE 2 (1992)	$31^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$
Proj. Rev. EUROCODE (1999)	$21^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
CEP-FIP Model Code (1990)	$18.4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Os nós podem ser também classificados como hidrostáticos (Marti, 1985) ou não hidrostáticos, o primeiro segundo o ACI 318 (2002), correspondem às zonas que apresentam esforços iguais em todas as faces do nó, já que, estão carregadas perpendicularmente aos eixos das bielas e tirantes. E o segundo tipo, não hidrostático, segundo Schlaich *et al.* (1987), as faces do nó não apresentam as mesmas tensões.

### 2.8.1.3. Tirantes

São elementos da treliça idealizada submetidos a esforços de tração. No apêndice A do ACI 318 (2002) é definido o tirante como um elemento de reforço rodeado concentricamente de concreto com zonas de ancoragem determinadas.

## 2.8.2. Resistência das bielas, tirantes e zonas nodais

A resistência efetiva dos tirantes é garantida pela minoração da resistência característica à tração do reforço, ver eq. (2.8), no caso do aço, o fator de minoração usado é 1.15.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.8)$$

Onde

$\gamma_s$  = coeficiente de minoração do reforço.

A resistência efetiva das bielas de compressão e das zonas nodais, em geral são determinadas partindo da eq. (2.9). É bom esclarecer que um projeto estrutural seguro, procura que o escoamento do reforço suceda antes de se produzir o esmagamento do concreto, pois desta forma, a ruptura do elemento estrutural não será súbita.

$$f_{cd} = \vartheta f_{ck} \quad (2.9)$$

Onde  
 $\vartheta$  = coeficiente de minoração do concreto. Normal = 1/1.4

Os códigos normativos ACI 318 e CEP-FIP *Model Code*, junto a publicação de Schlaich *et al.* (1987) apresentaram formulações com relação à avaliação da resistência das bielas e as zonas nodais. Nas tabelas 2.3, 2.4 e 2.5 mostra-se o resumo.

Tabela 2.3 - Resistência de bielas e zonas nodais segundo formulações de Schlaich et al. (1987).

Bielas e nós		Eq
$f_{cd}^* = 1,0 f_{cd}$	Nós sem perturbação e bielas em compressão uniaxial	.(2.10)
$f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$	Fissuração na biela comprimida paralela ou em nós que ancorem o reforço	.(2.11)
$f_{cd}^* = 0,6 f_{cd}$	Bielas ou nós com fissuras inclinadas ou estribos inclinados	.(2.12)
$f_{cd}^* = 0,4 f_{cd}$	Bielas ou nós com fissuras inclinadas com aberturas excessivas	.(2.13)

Onde:  $f_{cd} = \frac{0,85 f_c}{\gamma_c}$

Tabela 2.4 - Resistência de bielas e zonas nodais segundo formulações CEP-FIP. (2010).

Bielas	Eq.	Bielas	Eq.
Resistência a compressão Reduzida do concreto		Resistência a compressão Reduzida do concreto	
$\frac{k_c f_c}{\gamma_c}$	(.2.14)	$\frac{k_c f_c}{\gamma_c}$	(.2.18)
$k_c = 1,0 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0$	(.2.15)	$k_c = 1,0 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0$	(.2.19)
Para estado de tensão de compressão uniaxial.		Para nós sem tirantes ancorados	
$k_c = 0,75 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,8$	(.2.16)	$k_c = 0,75 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0$	(.2.20)
Para bielas com fissuras paralelas a direção de compressão e armadura de tração perpendicular as fissuras.		para nós com tirantes ancorados em uma ou duas direções.	
$k_c = 0,55 \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,55$	(.2.17)		
Para bielas onde ocorre armadura inclinada em relação à direção da compressão.			
Onde:		Onde:	
$k_c$ = fator de redução		$k_c$ = fator de redução	
$f_{ck}$ em Mpa		$f_{ck}$ em Mpa	

Tabela 2.5 - Resistência de bielas e zonas nodais segundo formulações do código ACI 318 (2008)

Bielas	Eq.	Região nodal	Eq.
Resistência a compressão efetiva do concreto na biela		Resistência a compressão da região nodal	
$f_{ce} = 0,85 \beta_s f'_c$	(.2.21)	$f_{ce} = 0,85 \beta_n f'_c$	(.2.22)
$\beta_s = 1.0$ Para bielas prismáticas		$\beta_n = 1.00$ para nós C-C-C	
$\beta_s = 0.75$ Para bielas garrafa-Reforço adequado		$\beta_n = 0.80$ para nós C-C-T	
$\beta_s = 0.60$ Para bielas garrafa-Reforço Não adequado		$\beta_n = 0.60$ para nós C-T-T e T-T-T	
Onde:		Onde:	
$\beta_s$ = fator de eficiência da biela		$\beta_n$ = fator de eficiência da zona nodal	

Reforço	Eq.
Reforço à tração das bielas	
$\rho_{\perp} = \sum \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \text{sen} \alpha_i \geq 0,003$	(.2.23)
$A_{s_i}$ = Área total de armadura	
$s_i$ = Espaçamento da armadura na i-ésima	
$\alpha_i$ = Ângulo entre a i-ésima camada de armadura e o eixo da biela	
$b_s$ = Largura da biela	

### 2.8.3. Modelos de biela e tirante na predição da carga última

#### 2.8.3.1. Abordagem de WON

No anexo A.1, tomado de Nepomuceno (2012), indica-se os parâmetros a serem calculados na abordagem de Won *et al.* (1998).

Na Figura 2.16 se mostra a relação entre a carga última resultante dos ensaios de 162 vigas parede e a carga última calculada com os parâmetros da abordagem de Won *et al.* (1998). Nota-se grande semelhança entre os resultados experimentais e teóricos, pois a relação entre carga última experimental e carga última calculada é muito próxima a 1. Entretanto a abordagem Won *et al.* (1998), apresenta algumas limitações para ser empregada, assim: Usa-se para vigas parede simplesmente apoiadas, com relação  $a/d \leq 2.5$ , sem armadura de alma e solicitadas por uma ou duas cargas concentradas simétricas aplicadas na face superior da viga, com ruptura por cisalhamento ou esmagamento da biela comprimida, e não válido para vigas que falham por flexão ou por esmagamento das zonas nodais.

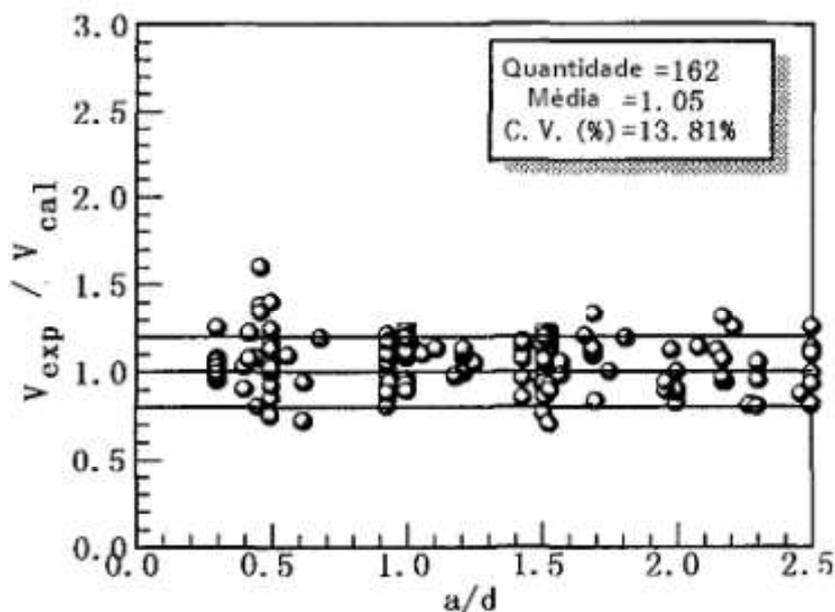


Figura 2.16 – Relação Carga última experimental vs. Carga última calculada com o .....enfoque de Won *et al.* (1998).

### 2.8.3.2. CAST (“Computer Aided Strut and Tie”)

É um programa gráfico desenvolvido pela universidade de Illinois at Urbana – Champaign, usado na análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado ou protendido baseado no modelo de bielas e tirantes. Sua primeira versão foi mostrada no ano 2000 por *Dan Kuchma* e *Tjen Tjhin* durante o congresso do ACI (2000), realizado em Toronto – Canadá.

O CAST permite ao usuário modelar eficientemente a estrutura, definir e calcular a treliça interna, verificar as bielas e nós, além de um cálculo simples de predição da carga última e a análise de carga vs deslocamento da treliça. Entretanto, é importante que o usuário disponha de um bom conhecimento técnico, pois o CAST não dispõe de processos de otimização do modelo de treliça, nem de verificação da armadura mínima nem de dimensionamento.

O CAST como ferramenta de cálculo permite ao usuário poupar passos extensos e repetitivos, como os mostrados no fluxograma da Figura 2.17, no processo de dimensionamento de uma estrutura com o método de bielas e tirantes.

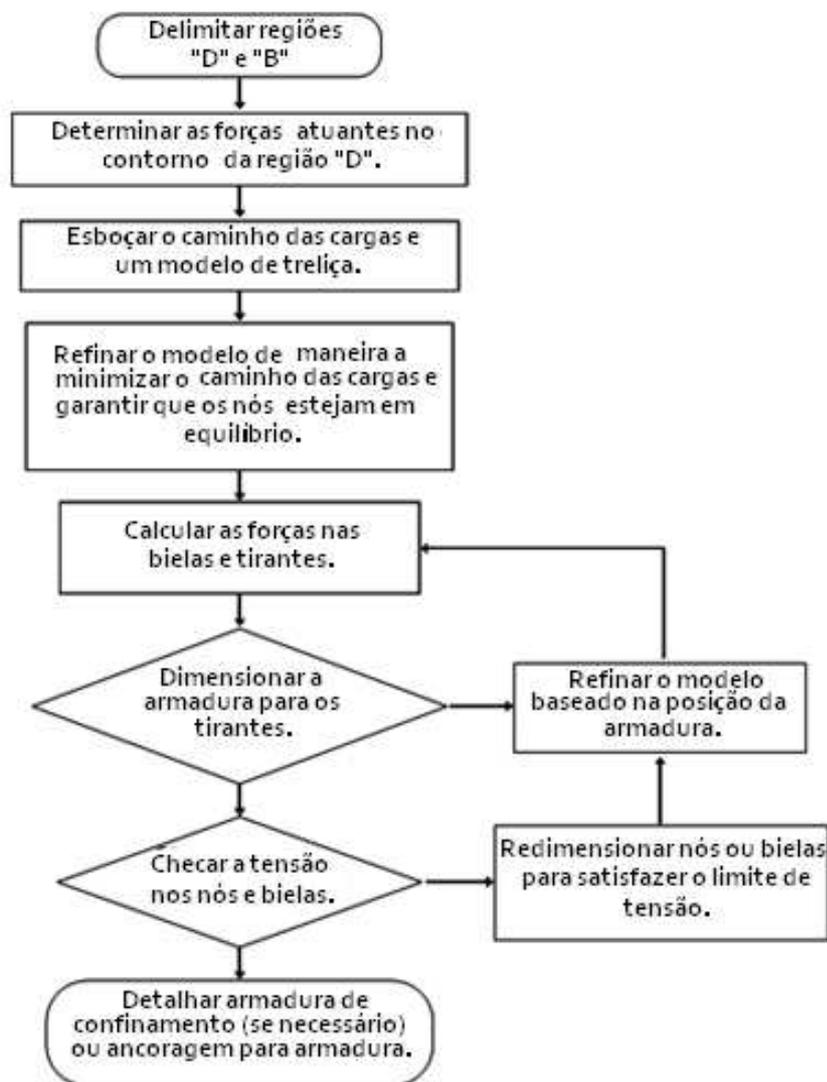


Figura 2.17 – Fluxograma de dimensionamento de uma estrutura com o método de bielas e tirantes (Fonte: Nepomuceno, 2012).

## 2.9. Bambu

Na classificação taxonômica das plantas, as gramíneas são uma das famílias mais extensas do grupo das angiospermas, utilizadas principalmente como alimento, medicina, construção, biomassa, entre outras, tem sido de significativa importância no ciclo de vida dos ecossistemas e da sociedade humana.

Plantas de uso comum, como o trigo, o milho, a cevada, o arroz e o bambu são exemplos de gramíneas que ao longo da história foram de importante influência no desenvolvimento das diferentes culturas, e que na atualidade, em

maior ou menor medida com respeito ao passado, continuam presentes nas diversas atividades da vida cotidiana.

O bambu está classificado como parte de uma subfamília das gramíneas denominada *Bambusoidea* que contém aproximadamente entre 1100 e 1500 espécies espalhadas entre 60 a 90 gêneros, as quais crescem em diferentes partes do mundo principalmente nas zonas tropicais e subtropicais da Ásia, América latina e África, (Van der Lugt *et al.*, 2006). Esta planta além de ser um recurso renovável, de reduzir a quantidade de dióxido de carbono no ar, Rebecca (2010), e de ter a capacidade de gerar biomassa em grandes quantidades (10 ton por hectare) Janssen (2000), ajuda no controle da erosão e de inundação de terras, influenciando favoravelmente nos microclimas. Seus usos em diferentes áreas da sociedade são bem conhecidos, mostra disso, é o emprego de filamentos de bambu como resistência das lâmpadas do cientista Thomas Alva Edison em 1880, o bambu como material de construção dos protótipos dos aviões do brasileiro Santos Dumont em 1906, na fabricação de aeroplanos durante a segunda guerra mundial, e também usado no processo de reflorestamento da zona afetada pela bomba atômica da Hiroshima em 1945. Em relação ao emprego do bambu na construção civil se pode dar alguns exemplos representativos como são, a cúpula original do Taj Mahal na Índia e pontes suspensas de mais de 120m de comprimento construídas com bambu na china, Hidalgo (1992), segundo Tanaka *et al.* (1995) no Japão no século XVI usou-se este material em paredes, tetos, e assoalhos, no ano 2000 em Hanover Alemanha foi edificado com bambu o Pavilhão ZERI. Somado aos exemplos anteriores, na Figura 2.18 observa-se uma ponte de pedestre construída com bambu e pilares de concreto fazendo parte do ambiente urbano de uma das Avenidas da Bogotá D.C, Colômbia. Na atualidade, mais de um bilhão de pessoas no mundo moram em casas de bambu, o que indica boa acessibilidade ao material, tanto econômica como física.



Figura 2.18 – Usos do bambu. (a) Vista geral de ponte de pedestre construída com bambu e concreto. (b) Interação bambu concreto. (c) União pilar de concreto com viga de bambu (Fonte: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=386606>).

O trabalho de Chow (1914) se registra como a primeira pesquisa experimental que aborda o tema do bambu como material de reforço do concreto. Anos depois, no sul de Califórnia, nos Estados Unidos, no Clemson Agricultural College, Glenn (1950) realizou pesquisas construindo vários prédios com elementos estruturais de concreto reforçado com tiras de bambu e culmos inteiros de bambu de pequenos diâmetros, (Figura 2.19). Da mesma forma e com fins militares, no Vietnã construíram-se estruturas de concreto reforçado com bambu, comprovando em primeiro lugar, que a metodologia de pesquisa empregada até aquele momento não era adequada, e em segundo, que não é recomendável usar o bambu como reforço do concreto para estruturas e/ou elementos estruturais sem antes realizar um tratamento de impermeabilização, já que, o ganho de umidade modifica o volume do material de reforço, afetando a aderência entre o bambu e o concreto, e em consequência a estabilidade da estrutura, (Figura 2.20).

Pesquisas mais recentes como as de Youssef (1979), Culzoni (1986), Moreira (1991), Moreira (1998), Achá (2002), Pereira da Rosa (2002), Achá (2011) entre outras, mostram que apesar do grande impacto que tem os materiais convencionais na construção, existe o interesse na comunidade científica para encontrar soluções sustentáveis na engenharia civil, que permitam aproveitar as vantagens que oferecem as características dos materiais não convencionais, como é o caso do Bambu.

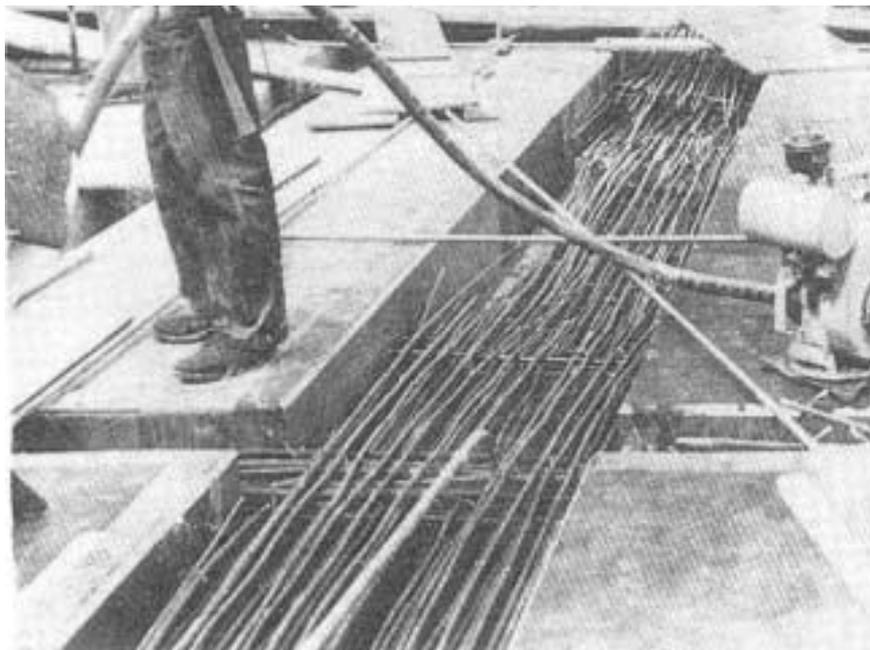


Figura 2.19 – Construção, concreto reforçado com tiras de bambu e/ou bambu de pequenos diâmetros (Fonte: Hidalgo, 1992).

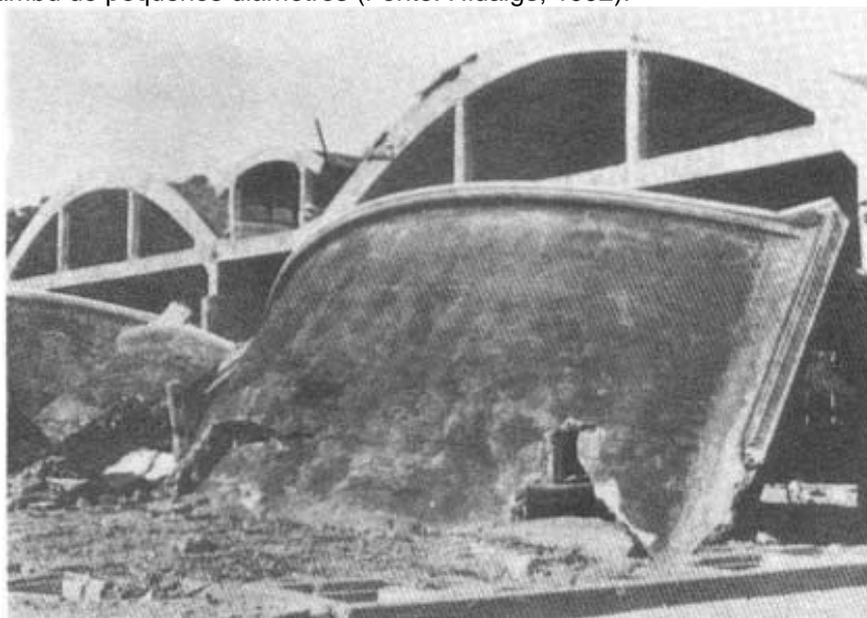


Figura 2.20 – Colapso de estrutura de concreto reforçado com tiras de bambu - Vietnam (Fonte: Hidalgo, 1992).

### 2.9.1. Umidade do bambu e seu efeito na aderência bambu/concreto

A Figura 2.21, mostra os resultados do ensaio realizado por Culzoni (1986) em sete espécies de bambu com a finalidade de determinar a porcentagem de absorção de água com respeito ao tempo. Observa-se que em todo o tempo do ensaio, as espécies *Dendrocalamus Giganteus* (DG), e *Bambusa Vulgaris Schard* (VS) absorveram menor quantidade de água, indicando uma vantagem sobre as demais espécies em relação ao critério de escolha do tipo de bambu para ser usado como material de reforço no concreto.

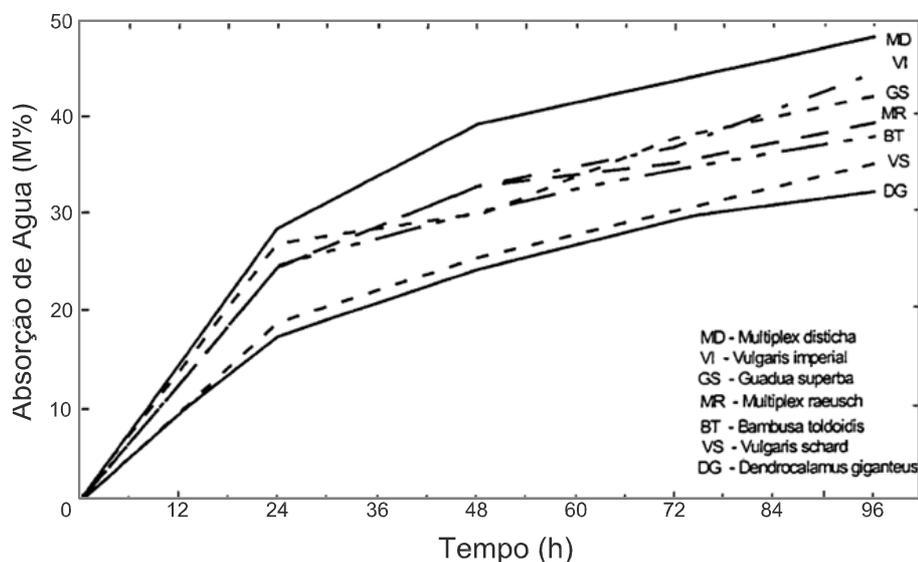


Figura 2.21 – Absorção média de água de sete espécies de bambu (Culzoni, 1986).

Sabe-se que a aderência afeta notavelmente o desempenho dos elementos e/ou estruturas de concreto armado. Nesta pesquisa o concreto é reforçado com bambu, o qual se caracteriza por ter a propriedade de absorver água de seu entorno. A Figura 2.22, Ghavami (2005), esquematiza em três estágios o comportamento de uma seção de bambu sem tratamento de impermeabilização dentro de uma matriz de concreto. O primeiro estágio (Figura 2.22a) mostra a seção de bambu de espessura inicial ( $t_0$ ) dentro da matriz de concreto fresco. Em seguida, e paralelamente ao processo de cura do concreto, o volume do bambu se modifica graças a sua absorção de água, principalmente pela zona interna do colmo do bambu, pois, a densidade de fibras é menor que na zona externa, ver a Figura 2.23. A mudança de volume no bambu causa esforços internos na matriz do concreto gerando fissuras que evidenciam o segundo estágio, como se vê na

Figura 2.22b. No terceiro e último estágio (Figura 2.22c), a cura do concreto é finalizada e devido à perda de umidade, o volume do bambu diminui até seu estágio inicial, originando espaços na interface entre o bambu e o concreto e comprometendo diretamente a aderência entre os dois materiais. Logo, pode-se inferir que a aderência entre o concreto e o bambu está estreitamente condicionada ao grau de absorção de água no bambu, e por este motivo, pesquisadores sugeriram soluções que consistiam basicamente em recobrir a superfície do bambu com uma substância impermeabilizante, por exemplo, Glenn (1944) propôs uma emulsão asfáltica, Kowalski (1974) recomendou o uso de uma resina de poliéster ou um adesivo epóxi somado a um pó de sílica, Fang & Mehta (1978) sugeriu um tratamento inicial de *sandblasting* seguido pela aplicação de sulfuro e areia. Tanto o método do *Kowalski* como do *Fang* não foram de total aceitação, pois, os produtos usados eram caros além de serem tratamentos de difícil aplicação pela população geral.

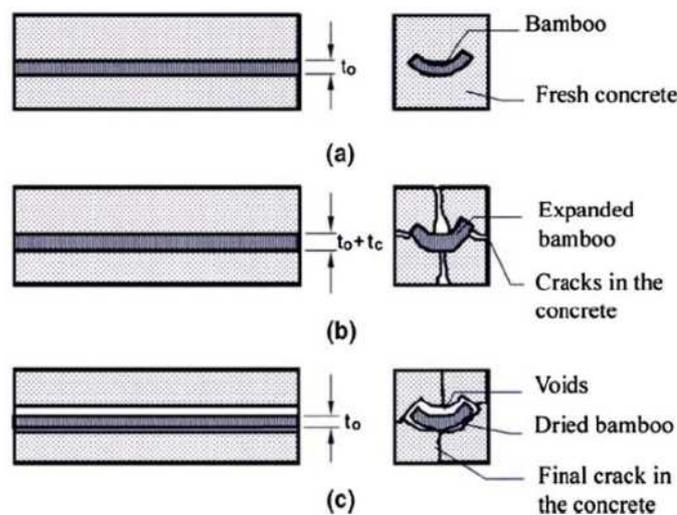


Figura 2.22 – Comportamento de um segmento de bambu sem tratamento de impermeabilização dentro de concreto. (a) Bambu em concreto fresco. (b) Bambu durante a cura do concreto. (c) Bambu depois da cura do concreto (Ghavami,1995).

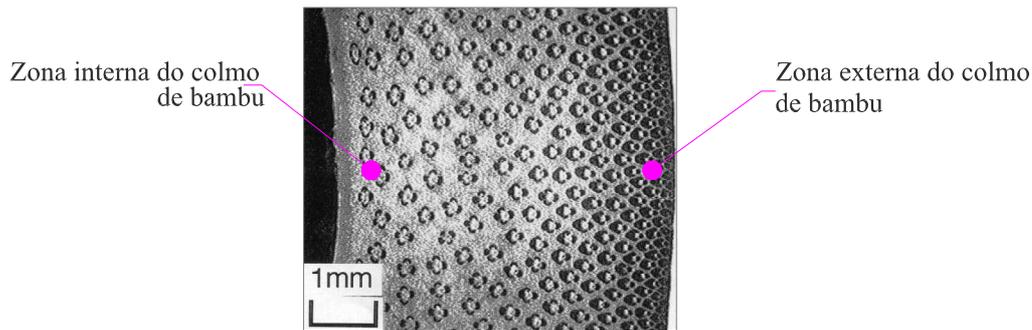


Figura 2.23 – Microscopia de uma seção transversal de Bambu. Distribuição de fibras ao longo da espessura do colmo (Ghavami,1995).

Culzoni (1986) realizou testes de absorção de água em três espécies de bambu tratadas com produtos impermeabilizantes facilmente encontrados no comércio brasileiro e com preços econômicos, são eles: enxofre, óleo lubrificante queimado, asfalto, tinta asfáltica que comercialmente é chamada Negrolin e tinta à base de alcatrão chamada no comércio Igol-T. Os resultados desses ensaios mostraram que os produtos impermeabilizantes com melhor desempenho foram o asfalto e o Negrolin, esse último com a vantagem de se aplicar facilmente com broxa e sem precisar esquentar até derreter como é o caso do asfalto.

No entanto, pesquisas mais recentes como as de Achá (2002) e Pereira (2002) empregaram no processo de impermeabilização uma resina epóxi de fácil aquisição no comércio denominada Sikadur 32. Na Tabela 2.6 os resultados da tensão média de aderência obtida nos ensaios de Pull out, realizados por Culzoni (1986) e Achá (2002), para corpos de prova com diferentes tipos de tratamento de impermeabilização no bambu. Note-se que a tensão média de aderência para as amostras fabricadas com tiras de bambu impermeabilizado com Sikadur 32 foi de 2.75MPa, melhorando consideravelmente com respeito aos resultados obtidos na pesquisa de Culzoni (1986) e aproximando-se ao valor da tensão média de aderência do aço.

Tabela 2.6 – Resultados dos ensaios de Pull out realizados por Culzoni (1986) e Achá (2002) para diferentes tipos de impermeabilização de bambu.

Tratamento	Tensão média de aderência (Mpa)
	$\tau_{bu}$
Sem tratamento (Culzoni,1986)	0.52
Negrolin + areia (Culzoni,1986)	0.73
Negrolin + areia + arame (Culzoni,1986)	0.97
Sikadur 32 (Achá,2002)	2.75
Aço (Pereira da R,2002)	3.25