



Comportamento e Critérios de Dimensionamento de Pilares Curtos Confinados por Compósitos Flexíveis de Fibras de Carbono

Alexandre Souza Silva(1); João Carlos Della Bella (2)

(1) Mestre em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP)
email: alex.souza@uol.com.br

(2) Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações
Escola Politécnica, Universidade de São Paulo
email: dbella@usp.br

Resumo

Os materiais compósitos constituídos por polímeros reforçados com fibras (FRP) vêm ganhando cada vez mais espaço no campo da engenharia estrutural. Dentre os vários campos de estudo onde se poderia abordar a utilização destes materiais, destaca-se o uso em pilares, cuja função principal é propiciar um aumento da capacidade resistente em relação à carga axial, devido ao estado triaxial introduzido pelo sistema confinante, promovendo também um aumento na ductilidade do sistema. Uma maior eficiência é atribuída aos pilares de seção transversal circular em relação aos de seção retangular. O comportamento do concreto submetido a um estado triaxial de tensões será comentado, através da análise da curva *tensão x deformação axial e lateral* procedente de resultados de ensaios experimentais disponíveis na literatura. Alguns dos principais modelos analíticos e empíricos desenvolvidos para o confinamento com estribos e FRP serão comentados, destacando-se a principal diferença entre eles. Os resultados de tensão e deformação obtidos por estes modelos serão comparados aos valores experimentais publicados na literatura, onde será possível observar que se utilizarmos os modelos originalmente desenvolvidos para o confinamento com aço (estribos e espirais) para os pilares revestidos por compósitos de fibras de carbono poderemos obter resultados superestimados de resistência, implicando em um dimensionamento inseguro.

A influência da geometria da seção transversal do pilar confinado no ganho de resistência e ductilidade será comentada. Por exemplo, para seções retangulares, quanto maior a relação entre seus lados menor será o ganho de resistência, o que representa uma diminuição do coeficiente de eficiência da seção confinada. A fim de ilustrar este comportamento, serão elaboradas *curvas de eficiência* para diversos tipos de seção retangular, considerando-se várias taxas de fibra (volume total de fibras de carbono em relação ao volume do concreto confinado). Em virtude da escassez de modelos analíticos voltados às seções retangulares, serão mostrados resultados provenientes do modelo de Spoelstra & Monti (elaborado inicialmente para seções circulares) adaptado também para seções retangulares, onde se obteve resultados satisfatórios. Também serão apresentados exemplos de dimensionamento de pilares reforçados com fibras de carbono, comentando-se os principais critérios utilizados no cálculo.

1 Introdução

Os polímeros reforçados com fibras de carbono no formato de mantas flexíveis têm sido amplamente estudados no reforço de estruturas de concreto armado, devido à sua grande relação *resistência x peso*, imunidade à corrosão e facilidade de aplicação quando comparados aos métodos tradicionais utilizando-se chapas e perfis metálicos. O emprego do compósito (mistura de fibras de carbono mais resina polimérica) junto ao pilar para promover o aumento de sua capacidade resistente pode se dar basicamente de duas formas, através da utilização de mantas flexíveis e laminados rígidos, confeccionados no formato da seção transversal. No caso das mantas flexíveis de FRP, elas podem estar dispostas nas direções transversal e longitudinal. Para pilares curtos, o tecido flexível de fibras de carbono, que apresenta resistência unidirecional, pode ser posicionado na direção transversal da estrutura, imprimindo um efeito de confinamento na mesma, conforme indicado na figura 1.

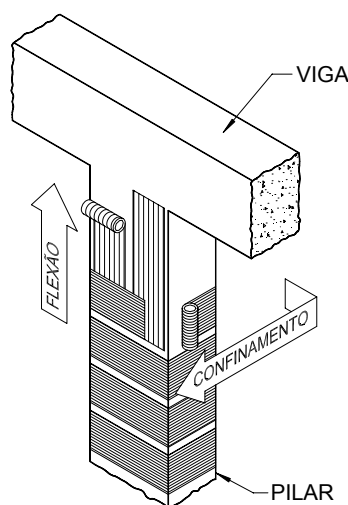


Figura 1 – aplicação do tecido de fibra de carbono em pilares

2 Análise teórica

2.1 Comportamento do concreto confinado

Quando o concreto é comprimido axialmente, o efeito indicado pelo coeficiente de Poisson induz deformações radiais que resultam em uma expansão lateral do concreto. Para baixos níveis de deformação longitudinal o comportamento do concreto continua sendo elástico e a deformação transversal se manifesta proporcionalmente ao coeficiente de Poisson para a deformação longitudinal. Neste estágio, ocorre um aumento na aderência entre o cimento e o agregado, e o valor negativo da deformação volumétrica indica uma redução da massa de concreto. Nesta fase o coeficiente de Poisson assume valores em torno de 0,2. Para valores críticos da tensão longitudinal, onde $\sigma_c \cong 0,75 f_c$ e $\epsilon_c = \epsilon_{c,cr}$, as fissuras que se formam na pasta de concreto situada entre os agregados grãos produzem um grande aumento da deformação lateral ϵ_l para acréscimos relativamente pequenos da tensão longitudinal de compressão σ_c . Deve-se salientar que este acréscimo da deformação transversal ocorre de forma não linear. Passada a fase elástica da deformação longitudinal do concreto, a deformação volumétrica, ainda negativa, começa a apresentar uma redução em sua taxa de compactação,

simultaneamente com o rápido aumento da deformação transversal, resultando num aumento do coeficiente de contração ν_c (agora não mais definido como coeficiente de Poisson ν_{co}). Finalmente, já com elevadas taxas de tensões longitudinais ocorre a expansão da massa de concreto, ou seja, a deformação volumétrica ϵ_v assume valores positivos. Quanto maior a pressão de confinamento, maior é a restrição à deformação lateral, e conseqüentemente menores valores serão atribuídos ao coeficiente de contração, que decresce assintoticamente até a ruptura do elemento confinante (figura 2).

O ganho de resistência do pilar confinado é fortemente proporcional à espessura da jaqueta de confinamento, sendo que o nível máximo de deformação longitudinal do concreto ϵ_{cc} teoricamente seria limitado tão somente pela deformação última admitida na jaqueta de confinamento ϵ_{fu} . Este comportamento esquemático pode ser observado na figura 3.

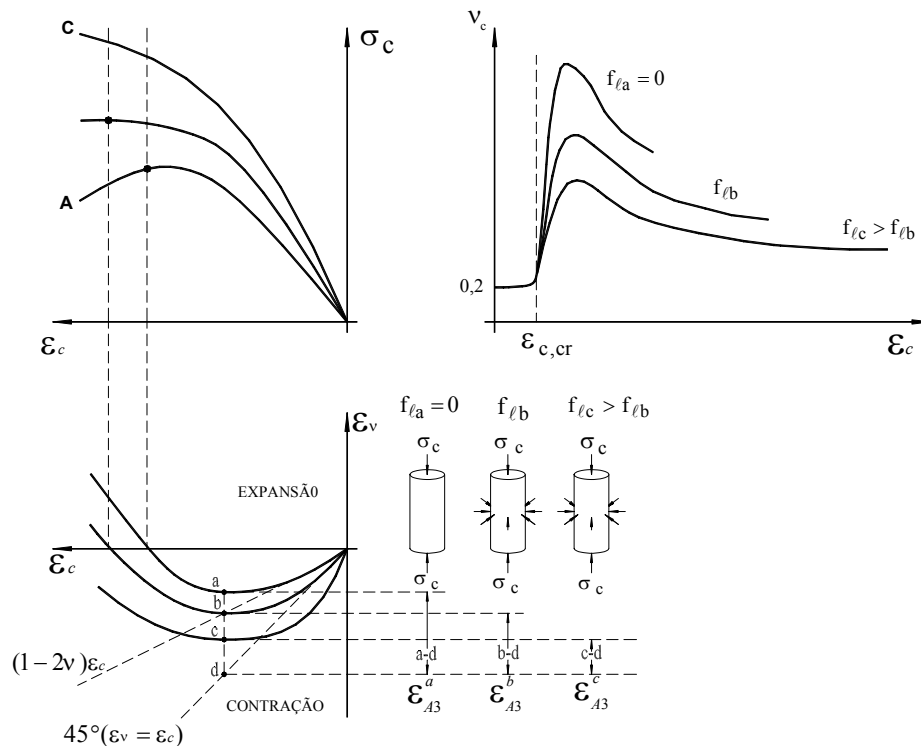


Figura 2 – variação da deformação volumétrica em função da deformação longitudinal

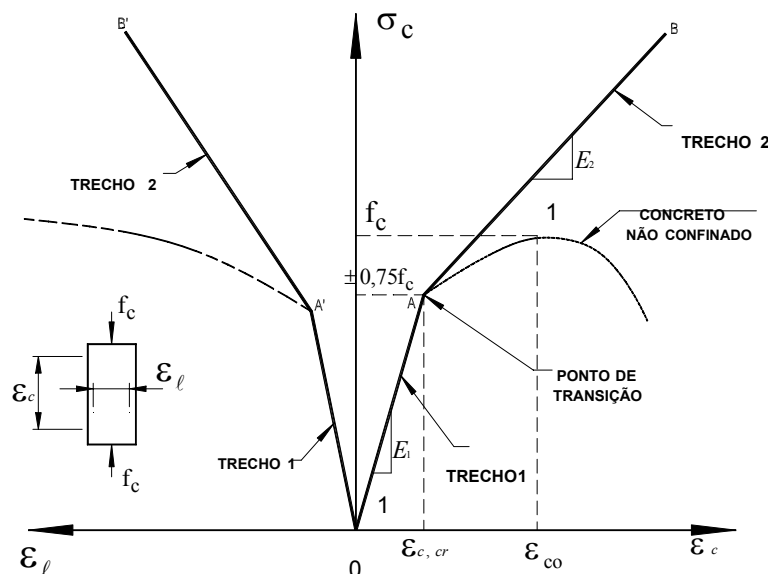


Figura 3 - comportamento esquemático da relação tensão x deformação do concreto confinado com FRP

O segmento AO corresponde ao primeiro trecho em ambas as direções, axial e transversal, resultando no módulo de elasticidade E_1 . O segmento AB denota o segundo trecho, com um aspecto linear para ambas as direções, indicado pelo módulo de elasticidade E_2 . Neste trecho, tanto a tensão de compressão no concreto confinado σ_c quanto a pressão de confinamento lateral σ_ℓ alcançam respectivamente seus máximos valores f_{cc} e f_ℓ na ocorrência da ruptura do sistema.

2.2 Determinação da pressão lateral

O corte transversal de um pilar de seção circular com diâmetro D confinado por um compósito de FRP com espessura t_f está representado na figura 4 .

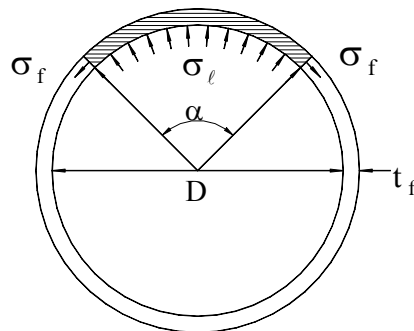


Figura.4 – forças internas e externas atuantes no compósito de FRP e no pilar de seção circular

Para $\alpha=180^\circ$, através do equilíbrio de forças podemos escrever :

$$\sigma_\ell D = 2\sigma_f t_f \Rightarrow \sigma_\ell = \frac{2\sigma_f t_f}{D} \quad (1)$$

Pela compatibilidade de deformações, a deformação no compósito de FRP ϵ_f é igual à deformação lateral do concreto ϵ_ℓ , e como $\sigma_f = E_f \epsilon_f$, a equação 1 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma_\ell = \frac{E_f \epsilon_\ell \rho_f}{2} \quad (2)$$

onde ρ_f é a relação entre o volume do compósito e o volume do concreto confinado, dada por

$$\rho_f = \frac{\pi D t_f}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 t_f}{D} \quad (3)$$

A máxima pressão de confinamento pode ser expressa como

$$f_\ell = \frac{E_f \epsilon_{fu} \rho_f}{2} \quad \text{ou} \quad f_\ell = \frac{2 f_f t_f}{D} \quad (4 \text{ a, b})$$

onde E_f e ε_{fu} são o módulo de elasticidade e a deformação última do compósito, respectivamente.

Assim como nas seções circulares, os pilares de seção retangular também podem ser reforçados com FRP, conforme esquematizado na figura 5.

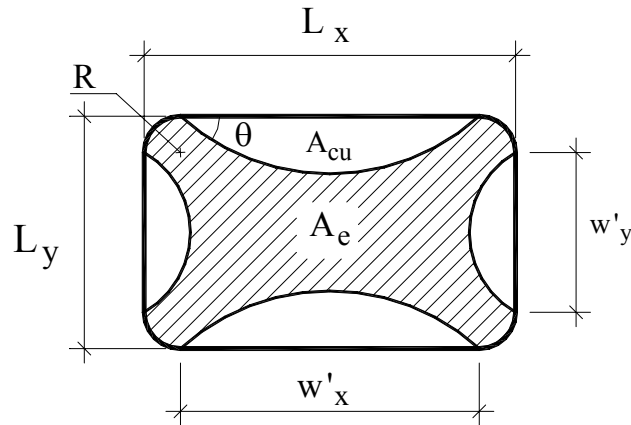


Figura 5 – típica seção retangular confinada com FRP

Enquanto que podemos considerar uma eficiência de 100% para as seções circulares, nas seções retangulares haverá uma perda de eficiência devido à sua geometria. Diferentemente do confinamento por estribos, a área do núcleo confinado A_c é simplesmente a área da seção, podendo ser calculada pela expressão abaixo:

$$A_c = L_x L_y - R^2 (4 - \pi) \quad (5)$$

Considerando que a delimitação da área efetivamente confinada A_e seja formada por arcos de parábolas com $\theta = 45^\circ$, tem-se:

$$A_e = L_x L_y - \left[\frac{w_x'^2 + w_y'^2}{3} + R^2 (4 - \pi) \right] \quad (6)$$

onde a área do concreto não confinado A_{cu} é obtida pela diferença entre estas duas áreas. As pressões efetivas médias de confinamento nas direções x e y são obtidas através do equilíbrio dos esforços, sendo dadas por

$$f_{\ell xe} = \frac{2t_f f_f}{L_y} k_e \quad \text{e} \quad f_{\ell ye} = \frac{2t_f f_f}{L_x} k_e \quad (7a, b)$$

onde k_e é o coeficiente de eficiência do confinamento fornecido pela relação A_e / A_c .

2.3 Máxima resistência do concreto confinado

MANDER, PRIESTLEY e PARK (1988) usando os resultados dos ensaios obtidos por SCHICKERT e WINKLER, 1977 apud MANDER et. al, desenvolveram a seguinte equação para a determinação da resistência à compressão do concreto confinado:

$$f_{cc} = f_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{\ell}}{f_c}} - 2 \frac{f_{\ell}}{f_c} \right) \quad (8)$$

onde a máxima deformação longitudinal pode ser obtida pela seguinte expressão

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_c} = 1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \quad (9)$$

A equação de MANDER (8) foi adaptada por WANG e RESTREPO (2001) para o uso em seções retangulares, sendo L_x tomado como a maior dimensão da seção transversal:

$$f_{cc} = f_c \alpha_1 \alpha_2 \quad \text{onde} \quad (10)$$

$$\alpha_1 = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{\ell xe}}{f_c}} - 2 \frac{f_{\ell xe}}{f_c} \quad \text{e} \quad (11)$$

$$\alpha_2 = \left[1.4 \frac{f_{\ell ye}}{f_{\ell xe}} - 0.6 \left(\frac{f_{\ell ye}}{f_{\ell xe}} \right)^2 - 0.8 \right] \sqrt{\frac{f_{\ell xe}}{f_c} + 1} \quad (12)$$

Se $f_{\ell xe} = f_{\ell ye}$ tem-se $\alpha_2 = 1$, o que nos leva à equação de MANDER et al. (eq. 8).

A taxa de fibra que representa a relação entre os volumes de fibra e concreto pode ser expressa da seguinte forma:

$$\rho_f = \frac{(2(w'_x + w'_y) + 2\pi R) t_f}{A_c} = \frac{2t_f (L_x + L_y + \pi R - 4R)}{L_x L_y - R^2 (4 - \pi)} \quad (13)$$

Para as seções sem os cantos arredondados ($R=0$), teremos:

$$\rho_f = \frac{2t_f (L_x + L_y)}{L_x L_y} \quad (14)$$

Conhecendo-se a relação entre os lados da seção e a taxa de fibra, obtém-se as relações t_f / L_x e t_f / L_y , necessárias para o cálculo das pressões laterais (eq. 7a, b). Para as seções com $R \neq 0$, torna-se necessário o conhecimento de um de seus lados. Se definirmos o valor da carga última nos pilares como sendo

$$P_u = f_c A_c \quad (\text{pilar não confinado}) \quad (15)$$

$$P_{uc} = f_c A_{cu} + f_{cc} A_e \quad (\text{pilar confinado}) \quad (16)$$

podemos criar curvas de eficiência em função da geometria da seção, conforme ilustrado nas figuras 6 a 9.

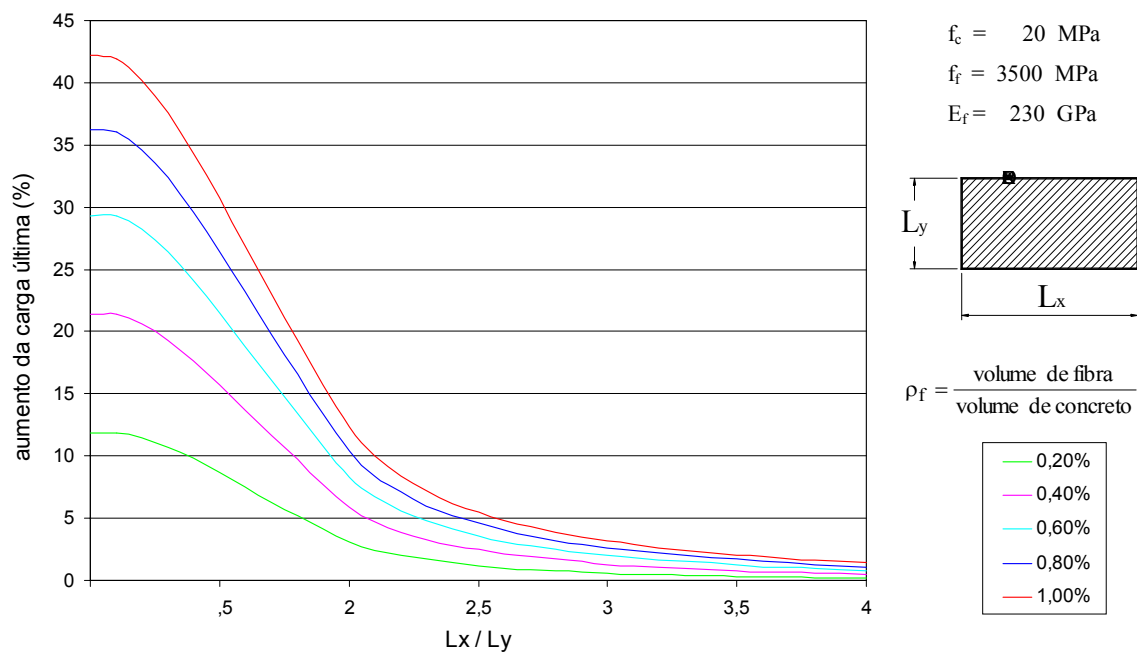


Figura 6 – eficiência do confinamento por CFRP em pilares de seção retangular sem arredondamento nos cantos

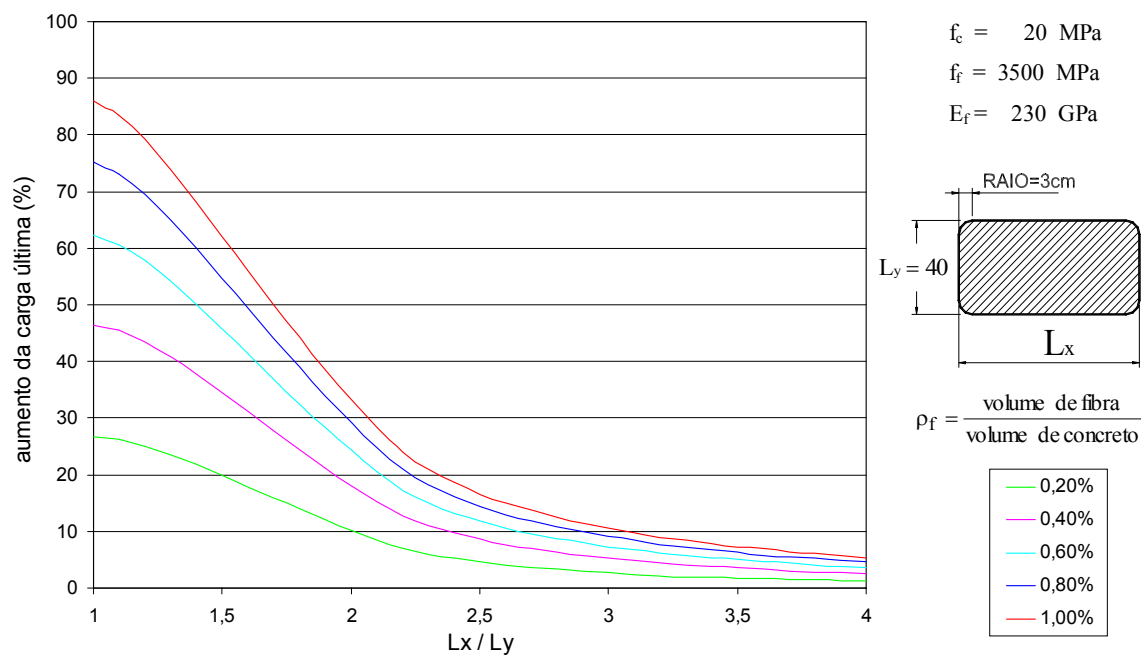


Figura 7 – eficiência do confinamento por CFRP em pilares de seção retangular com $f_c=20 \text{ MPa}$ e $L_y=40$.

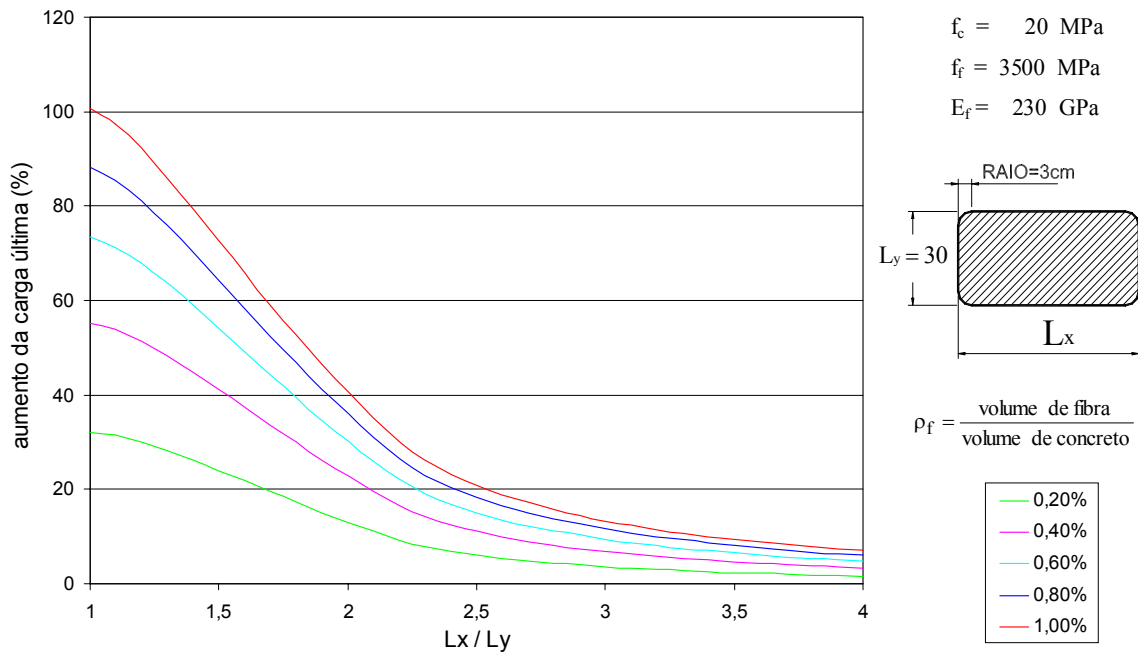


Figura 8 – eficiência do confinamento por CFRP em pilares de seção retangular com $f_c=20 \text{ MPa}$ e $L_y=30$.

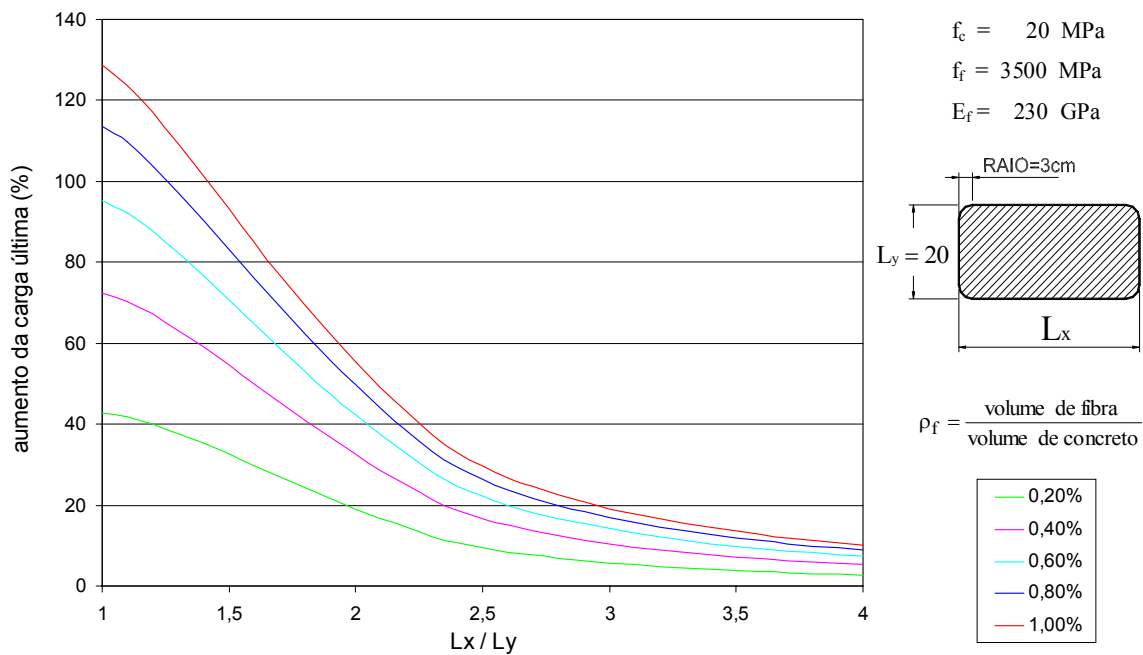


Figura 9 – eficiência do confinamento por CFRP em pilares de seção retangular com $f_c=20 \text{ MPa}$ e $L_y=20$.

2.4 Modelos de confinamento: seção circular

Nos últimos anos, vários pesquisadores desenvolveram modelos empíricos e analíticos para avaliarem o comportamento dos pilares confinados por FRP. Basicamente, estes modelos fornecem expressões para o cálculo da máxima resistência f_{cc} e a correspondente deformação axial ϵ_{cc} . Alguns autores também estudaram equações para possibilitar a completa construção da curva *tensão x deformação* do concreto confinado. Dentre os principais modelos de confinamento com fibra de carbono adaptados aos modelos originalmente desenvolvidos para o confinamento com estribos e espirais de aço podemos destacar os trabalhos de FARDIS & KHALILI (1981) que adaptaram as expressões de RICHART et al. e NEWMAN (apud LORENZIS, 2001), além do modelo de SAADATMANESH et al., 1994 que utilizou a expressão de MANDER et al. (eq. 8) para o confinamento também com a fibra. Como o aço possui um grande patamar de escoamento, a tensão no elemento confinante é tomada como constante, sendo portanto a própria tensão de escoamento no aço f_y . Os modelos adaptados na verdade substituíram o valor desta tensão de escoamento pelo valor da tensão máxima do compósito f_f , resultando na equação 17.

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \left(\frac{2f_f t_f}{f_c D} \right)} - 4 \frac{f_f t_f}{f_c D} - 1.254 \quad (17)$$

Para a construção de toda a curva, emprega-se as equações de POPOVICS, 1973 apud MANDER et. al, 1994 sendo

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (18)$$

onde

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{e} \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (19 \text{ a,b,c})$$

A característica dos modelos analíticos de confinamento passivo é saber como varia a deformação lateral em função da deformação axial ao longo do carregamento, ou seja, como é a variação do coeficiente de contração no pilar fora do regime elástico. Pois conhecendo-se a deformação lateral num determinado instante, calcula-se a pressão de confinamento, e a partir de então utilizam-se as expressões de MANDER e POPOVICS já bem conhecidas. Dentre os modelos desenvolvidos para o confinamento passivo, destacam-se os modelos de FAM & RIZKHALLA (2001) e o de SPOELSTRA & MONTI (1999), sendo este último o único comentado na publicação do CEB - fib 14 (2001).

Modelo de FAM & RIZKHALLA: os autores sugeriram que o módulo de elasticidade do concreto referente a um determinado estágio fosse tomado como o mesmo do estágio anterior, sendo:

$$E_{c(i)} = \frac{\sigma_{c(i-1)}}{\epsilon_{c(i-1)}} \quad (20)$$

O coeficiente de contração ν_c pode ser calculado como

$$\left(\frac{v_c}{v_{co}} \right) = C \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right) + 1 \quad \text{onde} \quad C = 1.914 \left(\frac{\sigma_{\ell(i-1)}}{f_c} \right) + 0.719 \quad (21 \text{ a, b})$$

A pressão de confinamento no atual estágio é calculada por

$$\sigma_{\ell} = \frac{v_c}{\frac{R}{E_f t_f} + \frac{1-v_c}{E_c}} \epsilon_c \quad (22)$$

onde R = raio da seção e $v_{co} = 0,2$. Com o valor de σ_{ℓ} calcula-se f_{cc} e σ_c pelas expressões 8 e 18.

Modelo de SPOELSTRA & MONTI: A expressão que avalia as deformações laterais foi apresentada pelos autores como sendo:

$$\epsilon_{\ell} = \frac{E_c \epsilon_c - \sigma_c}{2 \beta \sigma_c} \quad (23)$$

$$\text{onde} \quad \beta = \frac{E_c}{|\sigma_c|} - \frac{1}{|\epsilon_{co}|} \quad (24)$$

Usando o valor da pressão de confinamento de um estágio anterior, é possível estimar novos valores para a deformação transversal do atual estágio, que resultará em um novo valor para a atual pressão de confinamento, que sempre é comparada com o resultado anterior. As iterações continuam até a convergência de σ_{ℓ} . O procedimento é repetido para cada valor de ϵ_c , até a formação completa da curva, que terá como ponto final o alcance do máximo alongamento do compósito. A seqüência abaixo demonstra melhor todo o procedimento:

1º. passo: é fixado um valor para ϵ_c

2º. passo: é atribuído à pressão de confinamento o valor determinado no estágio anterior, ou seja $\sigma_{\ell(i)} = \sigma_{\ell(i-1)}$

3º. passo: calcula-se f_{cc} a partir da equação de MANDER et al. (eq. 8)

4º. passo: calcula-se σ_c a partir das equações de POPOVICS (eq. 18)

5º. passo: atualiza a deformação transversal ϵ_{ℓ} (eq. 23 e 24)

6º. passo: calcula a nova pressão de confinamento σ_{ℓ} (eq. 2)

7º. passo: $\sigma_{\ell(i)} = \sigma_{\ell(i-1)}$? SIM \rightarrow 1º. passo NÃO \rightarrow 2º. passo

Outros modelos baseados em resultados de ensaios experimentais (empíricos) também foram desenvolvidos, e encontram-se listados na tabela 1.

Tabela 1 – resumo dos principais modelos adaptados e empíricos de confinamento passivo

modelo	f_{cc}	ϵ_{cc}
FARDIS e KHALILI (1981)	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 4.1 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)$ (RICHART) $\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3.7 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.86}$ (NEWMAN)	$\epsilon_{cc} = \epsilon_c + 0.001 \frac{E_f t_f}{f_c D}$
SAADATMANESH et al. (1994)	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)} - 2 \frac{f_\ell}{f_c} - 1.254$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_c} = 1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right)$
MIYAUCHI et al. , 1997 apud LORENZIS, 2001	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3.485 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_c} = 1.0 + 10.6 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.373}$ ($f_c = 30$ Mpa) $\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_c} = 1.0 + 10.5 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.525}$ ($f_c = 50$ Mpa)
KONO et al., 1998 apud LORENZIS, 2001	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 0.0572 f_\ell$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 0.28 f_\ell$
SAMAAN et al. (1998)	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 6 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.7}$	$\epsilon_{cc} = \frac{f_{cc} - f_0}{E_2}$ $f_0 = 0,872 f_c + 0,371 f_\ell + 6.258$ $E_2 = 245,61 f_c^{0,2} + 0,6728 E_f$
TOUTANJI, 1999 apud SAAFI et al, 1999	$\frac{f_{cc}}{f_c} = \left(1 + 3.5 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.85} \right)$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + \left(310.57 \frac{f_f}{E_f} + 1.90 \right) \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right)$
SAAFI et al. (1999)	$\frac{f_{cc}}{f_c} = \left(1 + 2.2 \left(\frac{f_\ell}{f_c} \right)^{0.84} \right)$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + \left(537 \frac{f_f}{E_f} + 2.60 \right) \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right)$
XIAO e WU (2000)	$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1.1 + \left(4.1 - 0.75 \frac{f_c^2}{E_\ell} \right) \frac{f_\ell}{f_c}$	$\epsilon_{cc} = \frac{\epsilon_{fu} - 0.0005}{7 \left(\frac{f_c}{E_\ell} \right)^{0.8}}$

2.5 Modelos de confinamento: seção retangular

WANG & RESTREPO (2001) apresentaram um modelo de confinamento passivo no qual o coeficiente de contração é tomado supostamente constante e igual a 0,5. Segundo os autores, esta hipótese forneceria resultados satisfatórios no dimensionamento do reforço. Neste modelo, utilizam-se as expressões 10, 11 e 12 para a determinação de f_{cc} , sendo toda a curva determinada pelas expressões de POPOVICS (9, 18 e 19 a, b, c). Também é possível utilizar o modelo de SPOELSTRA & MONTI, utilizando também as equações 10, 11 e 12 na determinação de f_{cc} . A diferença é que este modelo fornece a variação do coeficiente de contração em relação ao modelo proposto por WANG. Em ambos os modelos, as deformações laterais nos diferentes lados da seção transversal são consideradas iguais. Um dos resultados dos ensaios realizados por WANG, considerando valores de tensões médias no concreto, é mostrado na figura 10.

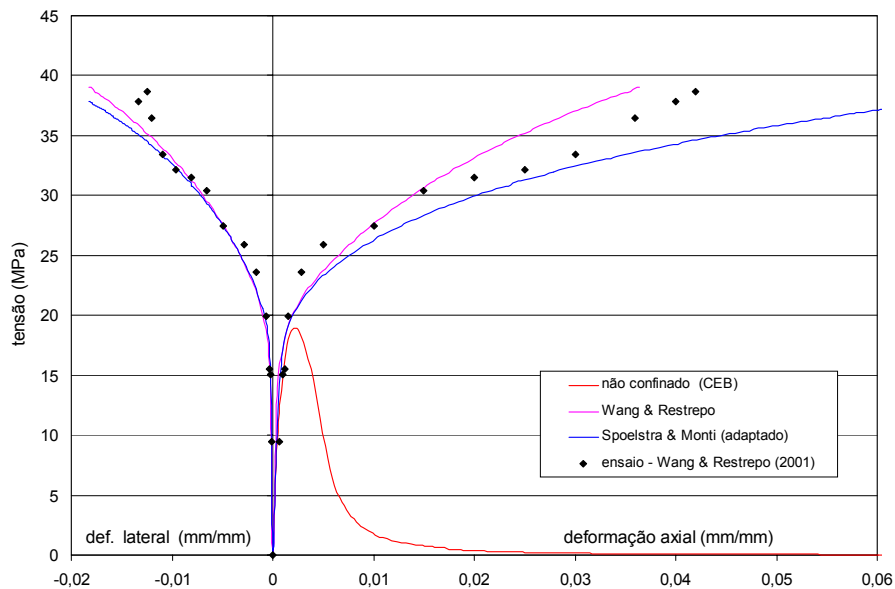


Figura 10 - comportamento tensão x deformação referente a um pilar de seção quadrada, em comparação com os resultados experimentais (modificado de WANG, 2001)

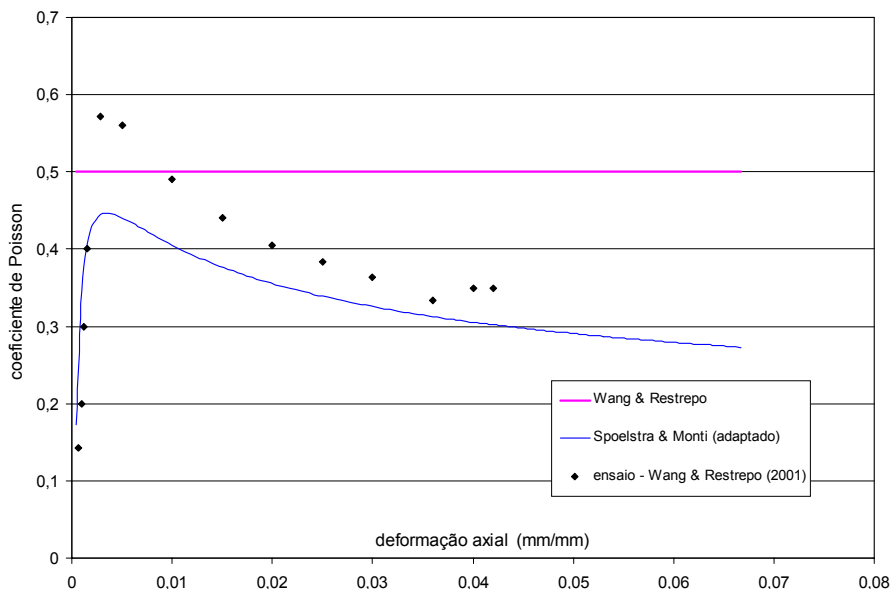


Figura 11 - evolução do coeficiente de contração em função da deformação axial (modificado de WANG, 2001)

Características do pilar: $L_x=L_y = 30\text{cm}$; raio dos cantos arredondados = 3cm; $f_c=18,9\text{ MPa}$;
 Características do compósito: $f_f = 375\text{ MPa}$; $E_f = 20,5\text{ GPa}$; $t_f = 7,62\text{ mm}$ (total p/ 6 camadas)

3 Comparação dos resultados teóricos com os resultados experimentais encontrados na literatura

Foram encontrados aproximadamente 180 resultados de ensaios experimentais com corpos de prova cilíndricos de concreto, a maioria com dimensões 15 x 30 cm, confinados por compósitos de fibras de carbono e vidro, envolvendo várias classes de resistência do concreto e da fibra, bem como módulo de elasticidade e espessura total do material confinante (SILVA, A. S., 2002). Um dado muito importante observado nos ensaios é que

a ruptura do compósito ocorria com apenas 40% de sua deformação última, ou seja, $\epsilon_{l,max} = 0,4 \epsilon_{fu}$. Isto pode ser devido aos seguintes fatores:

- *Tipo de resina*: a resina pode alterar de maneira decisiva as propriedades mecânicas do compósito com relação às das fibras. Muitos resultados teóricos são obtidos levando-se em consideração apenas as propriedades individuais das fibras, incluindo a espessura;

- *Confinamento extra introduzido pelo cursor das máquinas de ensaio nas extremidades dos CPs*: em alguns casos, o atrito imprimido pelo prato da máquina de ensaio junto ao concreto pode dificultar sua deformação lateral nas extremidades. O emprego de dispositivos anti-aderentes podem reduzir este efeito, como por exemplo a aplicação de uma camada de teflon;

- *Comprimento de sobreposição do tecido de FRP (overlap)*: nesta região, o valor do transpasse da fibra deve ser o suficiente para não permitir uma ruptura por cisalhamento ou impedir o descolamento na interface dos tecidos, fato que levaria à ruptura por flambagem do compósito (buckling);

- *Estado biaxial de tensões no compósito*: mesmo o carregamento sendo aplicado apenas no concreto, uma pequena parcela desta carga é transferida por atrito ao compósito, gerando tensões de compressão na direção ortogonal às fibras;

- *Imprecisão na avaliação das propriedades dos materiais*: a determinação da resistência do concreto não confinado bem como as propriedades mecânicas do compósito devem ser feitas por meio de ensaios com rigoroso controle tecnológico;

Efetuuou-se portanto uma comparação entre os valores de tensão σ_c e deformação ϵ_c no instante da ruptura do compósito fornecidos pelos ensaios experimentais com os valores teóricos fornecidos pelos modelos de confinamento, determinando-se o erro percentual entre estes valores. O resultado pode ser visto nas figuras 12 e 13, onde se nota uma esperada diminuição do percentual de erro quando a comparação é feita considerando-se $\epsilon_l = 0,4 \epsilon_{fu}$.

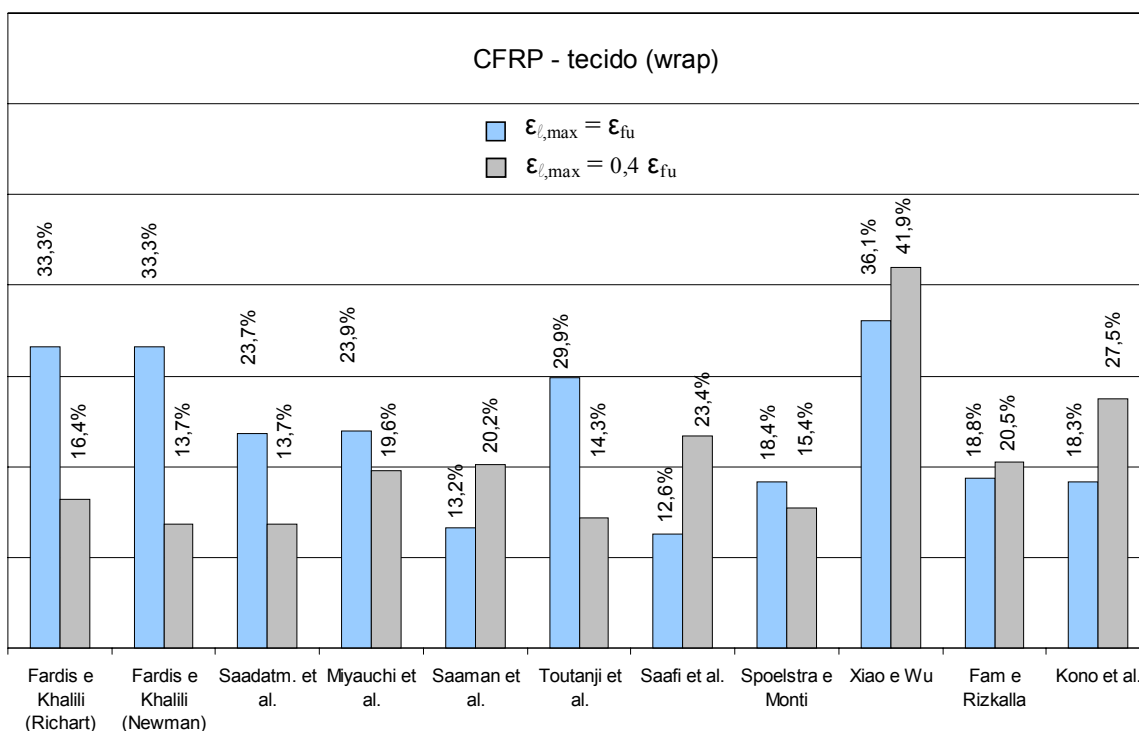


Figura 12 - erro absoluto médio dos valores teóricos de f_{cc} em comparação com os resultados experimentais, considerando-se apenas tecidos de fibra de carbono

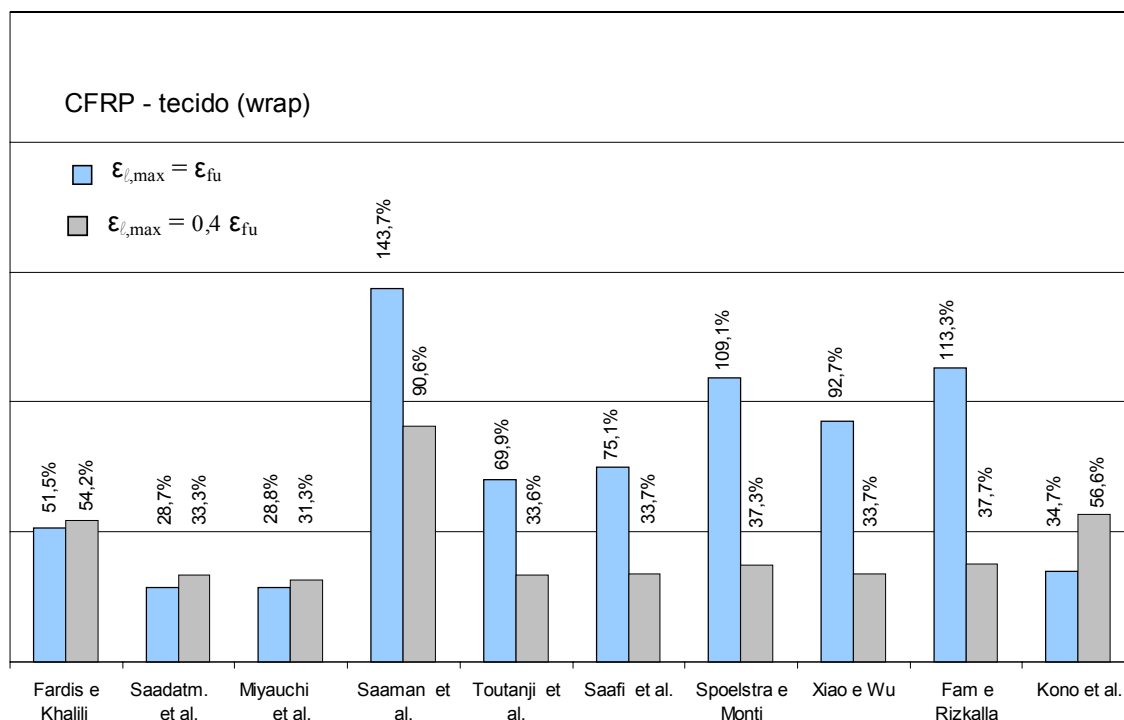


Figura 13 - erro absoluto médio dos valores teóricos de ϵ_{cc} em comparação com os resultados experimentais, considerando-se apenas tecidos de fibra de carbono

Pode-se notar que os modelos são menos precisos na determinação de deformação em relação aos valores tensão, e que em média, os modelos adaptados aos originalmente desenvolvidos para o uso de estribos e espirais de aço (FARDIS & KHALILI e SAADATMANESH) obtiveram melhores resultados quando comparados aos modelos de confinamento passivo. Porém na prática, o reforço de uma coluna não será projetado nestes estágios de valores últimos, em virtude de excessivos valores de deformações axiais, em alguns casos superiores a 4 ou 5% . Como a deformação axial última do concreto não confinado à compressão é $\cong 0,2\%$, torna-se conveniente limitar esta deformação do pilar reforçado em no máximo 0,5% , o que ainda poderá ser menor dependendo das características do sistema estrutural como um todo. Quando a comparação se dá nesta faixa de deformação, ocorre uma inversão nos resultados dos modelos de confinamento, fazendo com que os modelos adaptados forneçam valores teóricos de resistência e deformação maiores que os reais, resultando no aumento do erro percentual, mostrado na figura 14, o que comprova claramente que tais modelos não devem ser utilizados no dimensionamento de pilares confinados por fibras de carbono.

Em média, os modelos de confinamento passivo forneceram valores teóricos tanto acima quanto abaixo dos valores reais, ambos considerados na composição do erro absoluto médio indicado nas figuras 12 a 14. Já os modelos adaptados forneceram , na maioria dos casos, resultados acima dos valores reais.

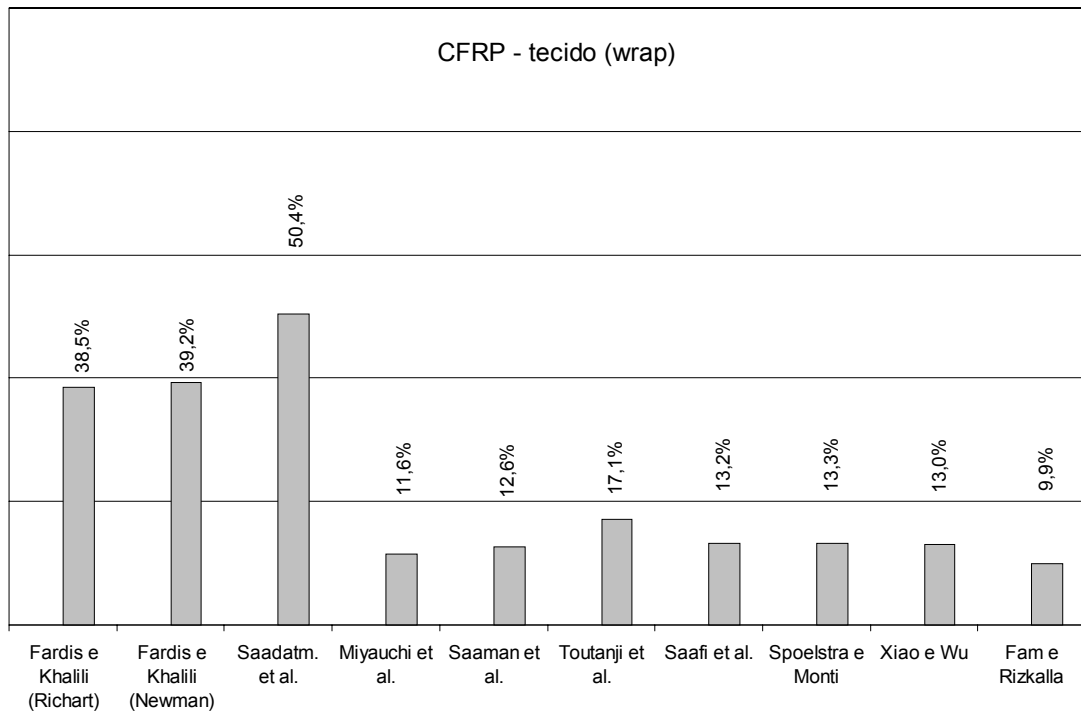


Figura 14 – erro absoluto médio dos valores teóricos de σ_c em comparação com os resultados experimentais para uma deformação axial $\epsilon_c = 0,5\%$, considerando-se tecidos de fibras de carbono

4 Dimensionamento

4.1 Determinação da força normal de cálculo N_d

- ACI $\rightarrow N_d = 0,80 \phi (0,85 \Psi f_{ck}^* A_{cc} + f_y A_s)$ (25)

onde:

f_{ck}^* = tensão média na seção do pilar confinado

A_{cc} = área da seção transversal descontada a área das armaduras longitudinais

A_s = área total da armadura longitudinal

ϕ = coeficiente de redução para compressão axial com estribos normais = 0,70

Ψ = coeficiente adicional de redução da resistência que leva em consideração a forma da coluna, sendo:

seção circular $\rightarrow \Psi = 1$

seção quadrada ($L < 60$ cm) $\rightarrow \Psi = 0,5$

seção retangular ($b/h < 1,5$) \rightarrow baseado em resultados de testes

- NBR 6118 $\rightarrow N_d = 0,85 (f_{ck}^* / 1,4) A_{cc} + f_{yd} A_s$ (26)

onde:

$f_{yd} = 4,2$ tf/cm² (aço CA 50)

Desta forma, a parcela correspondente à resistência por compressão no concreto, segundo o ACI, pode ser assim escrita:

$$0,80 \phi 0,85 \Psi f_{ck}^* = 0,80 \cdot 0,70 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot f_{ck}^* = 0,476 f_{ck}^* \text{ (seção circular)}$$

Pela NBR 6118 teríamos $0,85 f_{ck}^* / 1,4 = 0,607 f_{ck}^*$

Analogamente para o aço obtém-se:

ACI $\rightarrow 0,80 \cdot 0,70 \cdot f_y = 0,56 f_y$
NBR 6118 $\rightarrow 4,2 / 5 \cdot f_y = 0,84 f_y$

Como o valor de N_d é conhecido (objetivo do reforço), calcula-se f_{ck}^* pelas equações 26 e 27.

4.2 Seqüência básica de dimensionamento

- O ACI recomenda limitar a deformação na fibra de carbono em $0,4\% \leq 0,75 \varepsilon_{fu}$
- Verificou-se através de resultados de ensaios que o compósito de CFRP sofre uma ruptura prematura quando $\varepsilon_l \cong 0,40 \varepsilon_{fu} = 0,40 \cdot 1,5\% = 0,6\%$, resultando em um coeficiente de segurança do material igual a $0,6\% / 0,4\% = 1,5$
- Este tipo de reforço resulta em um ganho muito elevado de ductilidade no pilar, resultando em grandes deformações axiais. Deformações axiais máximas em torno de $0,4\%$ a $0,5\%$ (para esforços de cálculo) são satisfatórias, embora tal limite não conste nas prescrições da ACI.
- Através do modelo de SPOELSTRA & MONTI (confinamento passivo), obtém-se as curvas $\sigma_c \times \varepsilon_l$ e $\sigma_c \times \varepsilon_c$ para várias camadas de CFRP consideradas, limitando sempre a deformação lateral a $0,4\%$. O próximo passo é escolher qual a curva (associada a uma determinada espessura do material confinante) que satisfaz simultaneamente as condições de f_{ck}^* e ε_c (em torno de $0,4\%$ a $0,5\%$).

4.3 Considerações sobre seção retangular

▪ Diferentemente das seções circulares que apresentam coeficiente de eficiência igual a 1 ($K_e = 1$), onde toda a seção é considerada confinada e caracterizada por uma tensão axial f_{ck}^* homogênea, as seções retangulares sempre apresentarão áreas de seção não confinadas. As equações de MANDER et al. nos permitem avaliar a evolução da tensão axial apenas nas regiões confinadas, levando-se em consideração toda a geometria da seção. Mas na prática, nos interessa conhecer a capacidade de carga que o pilar irá suportar após concluído o reforço. Neste cálculo, devemos considerar as duas parcelas de resistência do concreto, confinado (f_{cc}) e não confinado (f_c). Vale a pena lembrar que para utilizarmos as equações de dimensionamento 25 e 26, o valor de f_{ck}^* deverá representar agora a tensão média atuante na seção:

$$f_{ck}^* = (f_c A_{cu} + f_{cc} A_e) / A_{cc} \quad (27)$$

onde

A_{cu} = área não confinada

A_e = área efetivamente confinada

Mas até que ponto podemos considerar o valor de 100% de f_c na região não confinada? Segundo MACHADO (2002), à deformação axial de 1% o concreto não confinado se degrada até uma tensão residual de $0,30 f_c$. Contudo, se considerarmos tal hipótese nos cálculos, podemos chegar a resultados onde uma coluna reforçada com n camadas de fibra de carbono teria sua capacidade de carga **reduzida**, no caso de seções retangulares com baixo coeficiente de eficiência, onde teríamos um percentual muito grande referente à área não confinada. Contudo, os resultados experimentais não têm mostrado esta queda tão acentuada na capacidade de carga para seções retangulares. Torna-se necessária a execução de um maior número de ensaios com pilares de seção

retangular a fim de se avaliar como ocorre a variação de tensão na área não confinada após acionado o mecanismo do confinamento passivo (para ϵ_c entre 0,15% e 0,20%). Entretanto, é bem razoável considerar nos cálculos uma variação linear, ou seja, para $\epsilon_c=0,2\% \rightarrow 100\%$ de f_c e para $\epsilon_c=1\% \rightarrow 30\%$ de f_c .

- O coeficiente de redução Ψ do ACI :

Na prática, este coeficiente de redução Ψ , tomado igual a 0,5 para seções quadradas sem os cantos arredondados ($k_e = 1/3$), pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$P_u = f_c A_{cu} + f_{cc} A_e = \Psi f_{cc} A_{cc} \Rightarrow \psi = \frac{f_c A_{cu} + f_{cc} A_e}{f_{cc} A_{cc}} \quad (28)$$

A título de avaliação deste coeficiente, imaginemos um pilar com $f_c=25$ MPa com uma seção quadrada de lado igual a 30 cm, confinados com n camadas de fibra de carbono com $f_f = 3790$ MPa, $E_f = 228$ GPa, $t_f = 0,0165$ cm e $\epsilon_{fu} = 0,0166$, cujos resultados estão indicados na tabela abaixo:

Tabela 2 – variação do coeficiente Ψ em função do no. de camadas de CFRP

No. de camadas	f_{ie} (MPa)	f_{cc} (MPa)	P_u (tf)	Ψ
1	1,39	33,5	250	0,83
3	4,17	46,2	289	0,69
5	6,95	55,7	317	0,63
7	9,73	63,2	340	0,60
9	12,51	69,3	358	0,57

Podemos observar, para tal configuração, que o coeficiente Ψ diminui com o aumento do no. de camadas. Ou seja, quanto menor a quantidade de compósito empregado no reforço, mais conservador será o cálculo pelas equações do ACI utilizando o coeficiente $\Psi = 0,5$. Conforme demonstrado anteriormente, o simples fato de se arredondar os cantos da seção sempre resultará em um expressivo aumento do coeficiente de eficiência k_e . Portanto, não é conveniente efetuar o reforço na coluna com os “cantos vivos” . Neste caso definitivamente não se deve utilizar este coeficiente proposto pelo ACI, mas sim adotar as expressões sugeridas por WANG, caso contrário teremos um dimensionamento superestimado, o que resultaria em um grande desperdício de fibra de carbono.

4.4 Exemplos de dimensionamento

exemplo no.1

pilar : seção circular com $\lambda < 40$, $D=40$ cm, $A_s=10 \phi 16$ (CA50), $f_{ck}=20$ MPa $\rightarrow f_c \cong 25$ MPa (adotado p/ cálculo)

compósito CF-130 (MBT): $f_f = 3790$ MPa; $E_f=228$ GPa; $t_f=0,0165$ cm; $\epsilon_{fu}=0,0166$

Para $\epsilon_c = 0,5\%$ qual o no. de camadas de CF-130 necessárias para $N_k = 210$ tf?

Solução:

Capacidade do pilar sem o reforço (NBR 6118): $N_d = A_s f_{yd} + 0,85 A_{cc} f_{cd} = 20,11 \cdot 4,2 + 0,85 \cdot 1237 \cdot 0,143 = 235 \text{ tf} \rightarrow N_k = N_d / (\gamma_f \cdot e_a)$
 onde $e_a = \text{excentricidade acidental} = 1 + 6/D = 1,15 \rightarrow N_k = 235 / (1,4 \cdot 1,15) = 146 \text{ tf}$
 aumento da capacidade de carga da coluna = $210 / 146 = 44\%$
 Nova carga de cálculo: $N_d = 210 \cdot \gamma_f \cdot e_a = 338 \text{ tf}$

$$f_{ck}^* = \frac{1,4(N_d - A_s f_{yd})}{0,85 A_{cc}} = 0,34 \text{ tf / cm}^2 = 34 \text{ MPa}$$

Utilizando o modelo de SPOELSTRA & MONTI, e fixando a deformação lateral (que é igual à deformação no compósito) em 0,004 (ACI), obtém-se as curvas conforme figura 15.

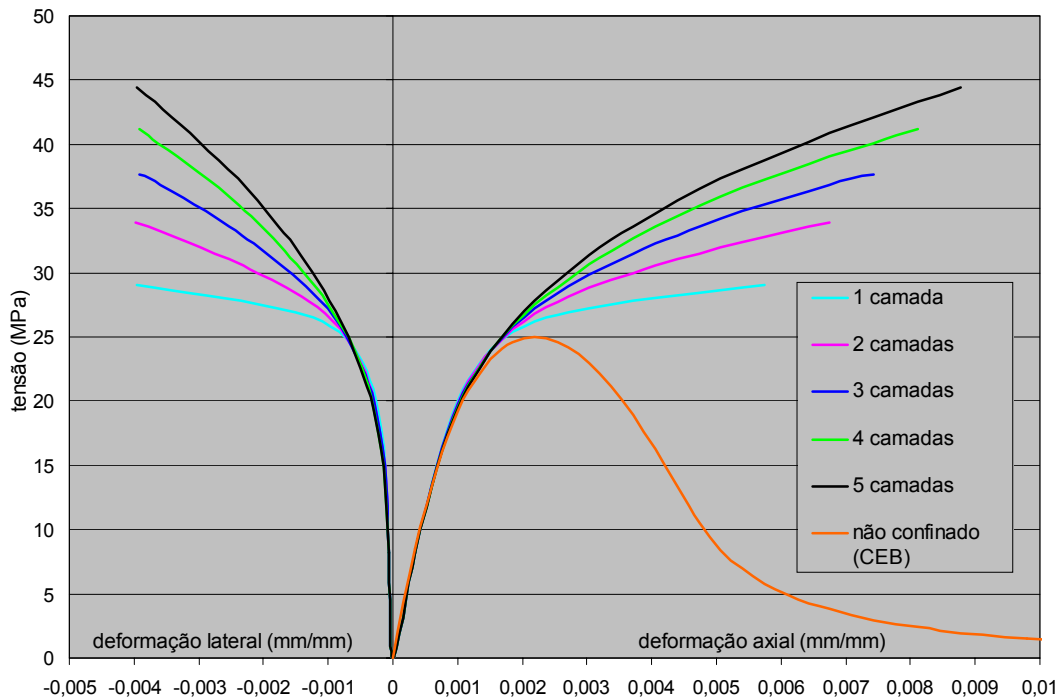


Figura 15 – curvas tensão x deformação do pilar reforçado (modelo de Spoelstra & Monti)

Para uma tensão no concreto confinado de 34 MPa, as deformações axiais serão: 0,0068 (p/ 2 camadas); 0,0050 (p/ 3 cam.); 0,0042 (p/ 4 cam.); 0,0038 (p/ 5 cam.)
 Portanto seriam necessárias 3 camadas do compósito de fibra de carbono CF-130.

Pela equação de MANDER (8) teríamos, para $f_{cc} = 34 \text{ MPa}$ e $f_c = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_\ell = 1,48 \text{ MPa}$

Como $f_\ell = \frac{2E_f \varepsilon_\ell t_f}{D} n$, com $\varepsilon_\ell = 0,004$, obtém-se $n=1,96 \rightarrow 2 \text{ camadas}$ (para $\varepsilon_c = 0,005$)

Tabela 3 – comparação dos resultados dos modelos de SPOELSTRA e MANDER (para n=2 camadas)

ε_c (mm/mm)	σ_c - Spoelstra (Mpa)	σ_c - Mander (MPa)	Diferença (%)
0,005	31,9	34,1	6,9
0,004	30,6	33,6	9,8
0,003	28,7	32,1	11,8

Para a determinação dos valores de σ_c - MANDER, foi necessária a construção de toda a curva $\sigma_c \times \varepsilon_c$ (eq. 8, 9 e 18). Ainda que a diferença percentual aumente com a diminuição de ε_c , percebe-se que para este exemplo ela não foi muito grande a ponto não se recomendar o uso deste modelo adaptado, principalmente quando se leva em conta o valor dos coeficientes de segurança utilizados no cálculo. Analisemos agora o exemplo no. 2 .

exemplo no.2

Dados do pilar: $D = 25 \text{ cm}$, $f_{ck} = 15 \text{ MPa} \rightarrow f_c \cong 18 \text{ MPa}$ (adotado p/ cálculo)

Dados da fibra: CF-130

Qual será o valor da tensão no concreto confinado com 5 camadas para $\varepsilon_c=0,003$?

A solução se dá de forma gráfica, analisando as curvas $\sigma_c \times \varepsilon_c$ de ambos os modelos:

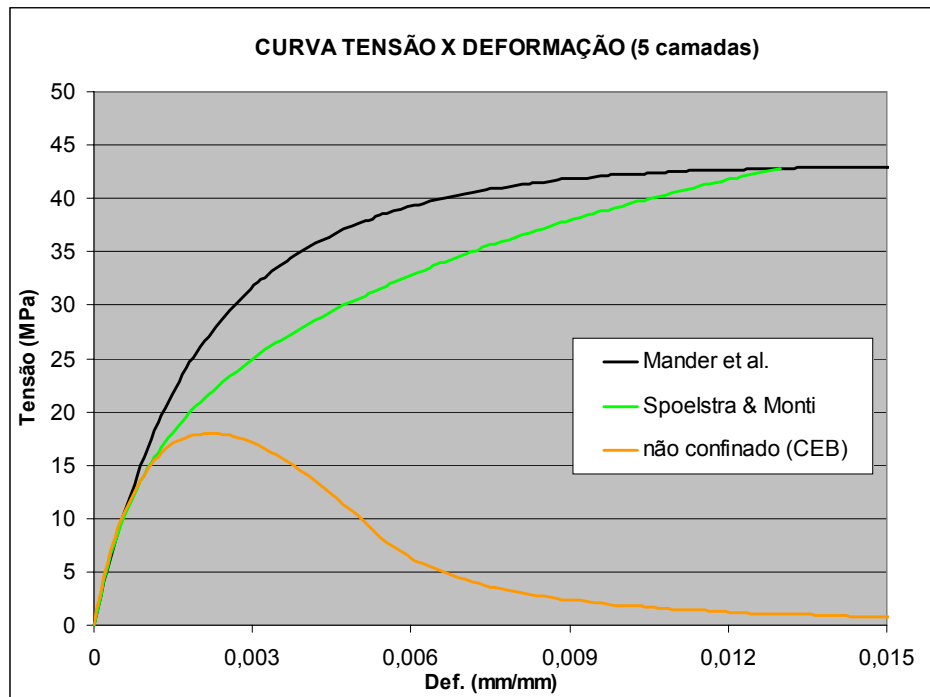


Figura 16 - comparação entre os modelos de MANDER e SPOELSTRA com base na curva $\sigma_c \times \varepsilon_c$

SPOELSTRA: $\sigma_c = 24,8 \text{ MPa}$; MANDER: $\sigma_c = 32,2 \text{ MPa}$ \rightarrow diferença = 30 %

5 Conclusões

- Um dos procedimentos mais importantes no dimensionamento é avaliar qual o nível de deformação axial permitido para as cargas de serviço e de cálculo, compatíveis com o sistema estrutural, em torno da qual se dará a solução do reforço;
 - O arredondamento das quinas da seção retangular aumenta consideravelmente a eficiência do reforço, sendo recomendado portanto o cálculo do coeficiente de eficiência k_e em substituição ao coeficiente Ψ prescrito pelo ACI;
 - A limitação de ε_l em 0,004 pelo ACI vai de encontro com os resultados experimentais encontrados na literatura (SILVA, A. S., 2002);
 - É recomendado a utilização do modelo de SPOELSTRA & MONTI no cálculo do reforço;
 - Não é recomendada a utilização dos modelos onde se considera uma pressão de confinamento constante, adaptados dos modelos originalmente desenvolvidos para o aço;

6 Bibliografia

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE . **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures**. Committee 440F (ACI 440F-2000). Detroit, USA, 79p
- FAM, A. Z.; RIZKALLA, S. H. *Confinement Model for Axially Loaded Concrete Confined by Circular Fiber-Reinforced Polymer Tubes*. **ACI Structural Journal**. vol. 98, no. 4. julho, 2001
- FARDIS, M. N.; KHALILI, H. *Concrete encased in fiberglass reinforced plastic*. **Journal of the American Concrete Institute**. Proceedings, v.78 , no. 6. 1981, pp. 440-446
- FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON (*fib*), 2001. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. Bulletin no. 14 (*fib* 14).Lausanne, Switzerland, 130 p.
- LORENZIS, L.; TEPFERS, T. R. **A comparative study of models on confinement of concrete cylinders with FRP composites**. Chalmers University of Technology, Division of Building Technology. Göteborg, Sweden, 2001
- MACHADO, A. P. **Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. 1ª. ed. São Paulo: Pini, 2002. 282p.
- MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. *Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete*. **ASCE - Journal of Structural Engineering**. vol. 114, no. 8, 1988.
- SAADATMANESH H.; EHSANI, M. R.; LI M. W. *Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps*. **ACI Structural Journal**, v. 9, no. 4, 1994. pp. 434-447
- SAAFI, M.; TOUTANJI, H.; LI, Z. *Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes*. **ACI Structural Journal**. vol. 96, no. 4, julho/1999.
- SAMAAN, M.; MIRMIRAN, A.; SHAHAWY, M. *Model of Concrete Confined by Fiber Composites*. **ASCE - Journal of Structural Engineering**. vol. 124, no. 9, 1998.
- SILVA, A. S. **Comportamento de pilares curtos confinados por compósitos de fibras de vidro e carbono**. São Paulo, 2002. 167p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo;
- SPOELSTRA, M. R.; MONTI, G. *FRP – Confined Concrete Model*. **ASCE - Journal of Composites for Construction**. vol. 3, no. 3, 1999
- WANG, Y. C.; RESTREPO, J. I. *Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets*. **ACI Structural Journal**. vol. 98, no.3, maio, 2001.
- XIAO, Y.; WU, H. *Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets*. **Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE**. v. 12, no.02 , 2000. pp. 139-146