

A Lenda do Reforço à Compressão de Pilares de Concreto Armado por Encamisamento com Elementos Compósitos

Paulo de Tarso Pereira Ribeiro, M. Sc.¹

Resumo

Este trabalho versa sobre a imperiosa necessidade de desenvolvimento e aprimoramento do senso crítico por parte Engenheiros Civis, indistintamente se mais focados aos tratos das obras ou na lide dos projetos estruturais, sob pena de, não se exercitando tal atribuição profissional, se incorrer em ações inadequadas, inócuas ou mesmo contra a segurança.

Há cerca de 15 anos chega ao mercado brasileiro a tecnologia do reforço estrutural com materiais compostos de resinas epoxídicas armadas com fibras de carbono, ou como fora “batizado”, compósitos de fibra de carbono (CFRP), juntamente com todo um “estado da arte” referente às aplicabilidades e modos de dimensionamento, referenciados pelos maiores centros de pesquisa e instituições regulamentadoras, como que versando sobre uma “nova engenharia” civil derivada daquela aeronáutica e automobilística.

O competente trabalho de mercado esqueceu-se, todavia, de apresentar as limitações físicas impostas pelo objeto do reforço, as estruturas de Concreto Armado.

Apresentamos assim, uma abordagem sobre o tópico específico do reforço à compressão de pilares com elementos compósitos, à luz de toda a mundialmente consagrada teoria da disciplina de Concreto Armado, passando pelos fundamentos da Resistência dos Materiais e dos Estados Limites de dimensionamento, regra em todos os códigos mundiais sobre a questão.

Palavras-chave: Reforço, Compósitos, Carbono, Pilares, Dimensionamento, Concreto Armado.

1 Introdução

Talvez a maior das distorções que se tenham instalado na disciplina do reforço do Concreto Armado (CA) com elementos compósitos recaia no capítulo do comportamento à compressão de pilares.

A única forma para viabilizar qualquer variação na capacidade resistente de uma peça comprimida (centrada ou excêntrica, reta ou oblíqua) mediante o emprego de PRFC se dá pela tentativa de imposição de forças reativas transversais de confinamento.

Ocorre que tal efeito, mesmo quando implantado em peças ainda descarregadas, contribui mais para o ganho de ductilidade que para o aumento da capacidade resistente, tendo como agravante o fato de que nos casos correntes de reforço que, quase sempre, tem-se peças já mobilizadas aos esforços de compressão, cujo alívio dos carregamentos se torna praticamente impossível (edificações de múltiplos andares, p. ex.).

2 Efeito de Poisson

O coeficiente de Poisson está relacionado com os módulos elásticos, de Young (Módulo de elasticidade), de compressibilidade e de corte (S).

Para o concreto, conforme a NBR 6118 (2003), pode-se estimar o valor desse coeficiente como 0,2, para tensões menores que $0,5 f_{ck}$ na compressão ou menores que f_{ctk} na tração.

Observar que é aceitável a consideração de que o comportamento do material concreto em regime elástico se dá até tensões da ordem de $0,5f_{ck}$ na compressão, o que equivale a dizer, até uma deformação axial da ordem de 0,06% a 0,09%, conforme classe de resistência, o que guarda bastante reserva para os 0,2% admissíveis à ruptura, conforme se verá abaixo.

¹ www.tarsoengenharia.com.br. tarsoengenharia@tarsoengenharia.com.br.

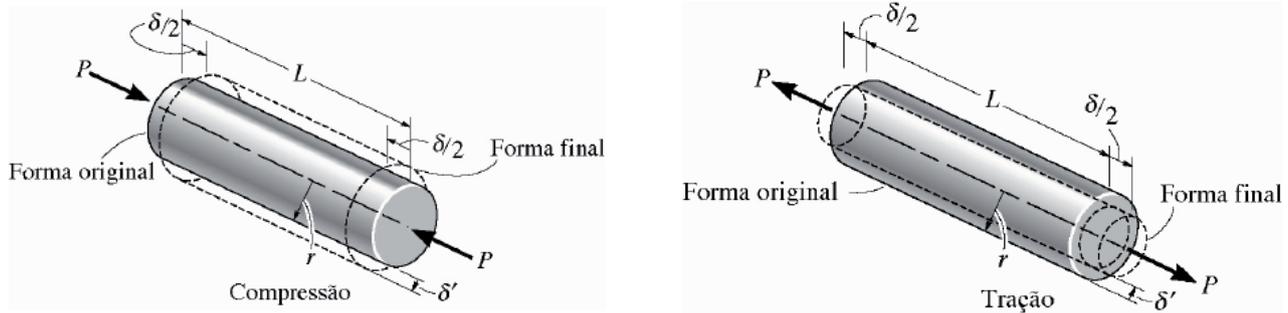


Figura 1 – Princípio da resistência dos materiais – coeficiente de Poisson que relaciona a expansão (ou retração) radiais em função da imposição de deformações axiais.

Observar que é aceitável a consideração de que o comportamento do material concreto em regime elástico se dá até tensões da ordem de $0,5f_{ck}$ na compressão, o que equivale a dizer, até uma deformação axial da ordem de 0,06% a 0,09%, conforme classe de resistência, o que guarda bastante reserva para os 0,2% admissíveis à ruptura, conforme se verá abaixo.

3 Estados limites de dimensionamento e verificação

As estruturas devem ser concebidas de forma garantir SEGURANÇA, DURABILIDADE e CONFORTO e, para tal, se definem limites a que tais estruturas, globalmente ou localmente, podem trabalhar de forma a atender os parâmetros definidos.

No Brasil, de 1920 (início das edificações de concreto armado no país) até meados da década de 1970, a filosofia de dimensionamento das estruturas de concreto armado baseava-se na elasticidade dos materiais para o que se admitia valores máximos de tensão admissíveis, o que impunha às estruturas e seus elementos, salvo outras considerações (esbeltezes, flechas, vibrações etc.), o funcionamento adequado às condições de uso, bem como reserva mecânica para situações excepcionais ou limites.

A partir da década de 1970, por influência das escolas francesa e alemã, se concebe a filosofia de dimensionamento à ruptura, que, em síntese, utiliza ações aumentadas com poucas probabilidades de ocorrerem, minimizam-se as resistências dos materiais a valores com poucas probabilidades de ocorrerem, todavia, levam-se os materiais a estados não lineares de tensão, considerando todo o seu comportamento plástico, de forma a que se tais condições, afastadas pela probabilidade, ocorrerem, as estruturas atingirão seu comportamento plástico “avisando” o usuário de que a SEGURANÇA atingiu o limite.

Como tal situação não guarda relação direta com a DURABILIDADE e o CONFORTO das estruturas e seus elementos, institui-se em paralelo a verificação do comportamento das estruturas e peças para as ações usuais e as resistências esperadas dos materiais, aplicando-se limites admissíveis para seu comportamento.

Vale observar que em muitas situações correntes, o dimensionamento final será dado pelas condições de utilização e não de segurança!

Surgem, então, os Estados Limites últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS)

A NBR 6118 (2003) traz em seu item 3.2 a definição dos ELU e de diversos ELS, sendo que no tocante à compressão do concreto, não especifica em detalhes, referindo-se apenas ao limite convencional estabelecido:

3.2.7 Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE): Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão (ver 17.2.4.3.2.a).

Na NBR 8681 (2003), em seu item 4.1, encontram-se definições mais conceituais, de mais fácil entendimento, onde destacamos:

Item 4.1.1 – Estados limites últimos

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- instabilidade por deformação;
- instabilidade dinâmica.

4 Dimensionamento à ruptura de seções de Concreto Armado

O dimensionamento à ruptura de seções de concreto armado conforme acima explando, em resumo, é uma filosofia de dimensionamento que se baseia na adoção de situações máximas de deformação a que as seções poderão ser ainda consideradas competentes mecanicamente, ou seja, oferecer resistência aos esforços atuantes, para esforços atuantes cuja probabilidade de ocorrência é mínima, o que se garante pela aplicação dos coeficientes de segurança.

Esses coeficientes de segurança, quer os de majoração das ações, quer os de minoração das resistências dos materiais, são parte da filosofia de dimensionamento na condição de ruptura (ELU) que, ao contrário do que se fala por brincadeira (às vezes seriamente pelos que não estão familiarizados com o projeto e trato estrutural), “coeficientes de medo”!

Certo é que aplicando-se a filosofia do dimensionamento no ELU, com seus coeficientes de segurança, a geometria das peças resultantes é MENOR que aquelas que se obteriam, por exemplo, pela filosofia do dimensionamento pelas tensões admissíveis, levando a estruturas mais esbeltas que as de antigamente.

5 Domínios de dimensionamento à ruptura de seções de Concreto Armado

As peças de concreto armado submetidas a esforços axiais (N) e de flexão (M) encontram seus Estados Limites Últimos conforme diagrama da figura abaixo, constante da NBR 6118, desde a revisão 1978.

Esse diagrama representa os limites últimos de deformação para dimensionamento, bem como os domínios de comportamento das seções.

Na Figura 2 tem-se:

- Linha a:** Tração simples, até o seu ELU a 1% de alongamento.
- Domínio 1:** Flexo-tração, desde 1% no banzo mais tracionado até 0% no banzo menos tracionado.
- Domínio 2:** Flexão simples, domínio das vigas muito subarmadas com caracterização da ruptura pelo atingimento do limite para o aço (1%).
- Domínio 3:** Flexão simples, domínio usual para dimensionamento de vigas, porém ainda subarmadas, em que pode-se atingir a caracterização da ruptura tanto pelo limite adotado para o aço como pelo limite adotado para o concreto a compressão (0,35%);
- Domínio 4:** Flexão simples, domínio não usual para dimensionamento, que necessariamente requer adoção de armadura dupla, em face às imposições de ductilidade das seções, conforme item 14.6.4.3 da mesma norma.
- Domínio 4a:** Domínio particular não usual para dimensionamento à flexo-compressão que admite a descompressão do concreto de recobrimento, todavia, inexistência de tração na armadura.
- Domínio 5:** Flexo-compressão caracterizada pelos limites de deformação a compressão do concreto não maior que 0,35% no banzo mais comprimido e a 0,2% à posição de 3/7 da altura, representando uma deformação média da seção menor que 0,2%.

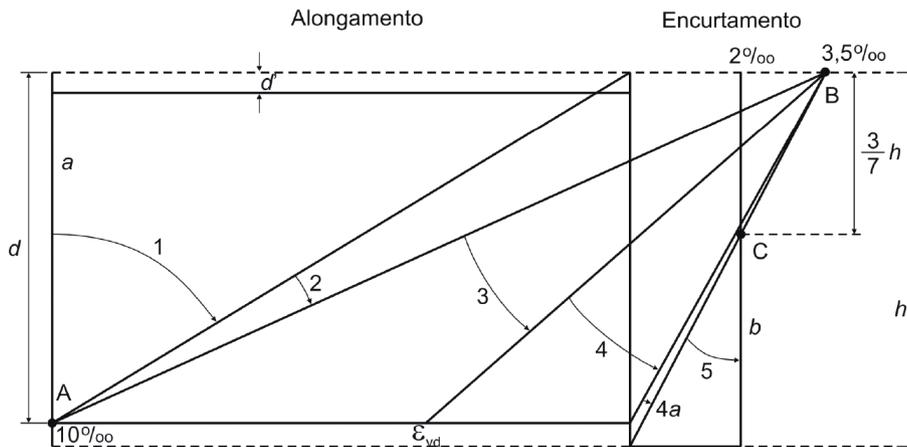


Figura 2 – Diagrama dos domínios e estados limites últimos para seções de concreto armado submetidas a esforços axiais e fletores.

Linha b: Compressão simples, até o ELU de 0,2% de encurtamento.

Observa-se que a filosofia de dimensionamento no ELU, admite que peças comprimidas possam chegar (em ELU) à deformação específica máxima de 0,2%.

Esse limite é imposto para que, sob qualquer hipótese, mesmo quando as probabilidades de ocorrência das cargas de projeto forem mínimas, mesmo assim, o concreto dos pilares não chegue ao estado de microfissuração inerna, o que ocorre a partir dos 0,2%.

6 Pilares de concreto armado

De uma forma genérica, pode-se entender o comportamento de uma peça comprimida em CA por meio do gráfico abaixo, guardadas as variações, por vezes importantes, nas quantidades relativas entre os materiais (taxa de armadura longitudinal, taxa de armadura transversal, concreto do núcleo e concreto de cobrimento).

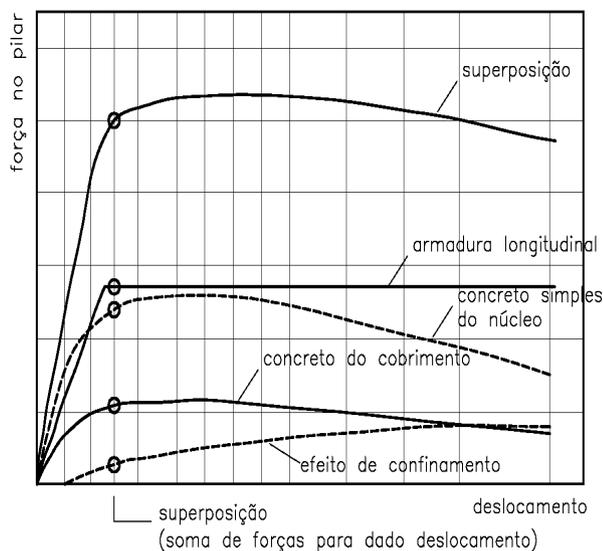


Figura 3 – Gráficos genéricos das diversas contribuições dos elementos de um pilar para a sua resistência à compressão.

Observa-se do gráfico genérico acima que os principais contribuintes para a resistência à compressão recaem no concreto (núcleo e recobrimento) e no aço longitudinal de compressão.

Efetivamente, em estruturas existentes, essas já se encontram carregadas às taxas de serviço ou, ao menos, com peso próprio e sobrecargas permanentes de revestimentos, impermeabilizações etc., o que usualmente, em edificações, corresponde a cerca de 66 a 75% das cargas totais de dimensionamento.

Essas estruturas existentes, por estarem carregadas, implicam em deformações impostas da ordem de 1/4 a 3/4 daquelas permitidas para a garantia do ELU muito próximo dos 0,2% possíveis, ou seja, a avaliação em serviço de pilares de edificações geralmente aponta para deformações em ELS da ordem de 0,05% a 0,12%, lembrando que tal verificação em serviço deve ser condicionada à tensão admissível do material concreto (em geral 0,45 a 0,6 f_{ck}) com vistas a evitarem-se deformações plásticas por fluência, efetivamente, não sendo capazes de mobilizar adicionalmente deformações axiais que, por transformação de Poisson, gerem em regime elástico, qualquer tensão tangencial significativa em um compósito ou outro material de encamisamento!

7 Pilares cintados

Presente em nossa Norma de projetos até a versão de 1978, o capítulo de pilares cintados foi suprimido da versão de 2003.

Naquela norma, ressaltava-se que os pilares circulares ou de geometria assemelhada (octogonais, por exemplo) poderiam auferir algum ganho na capacidade resistente pela construção com estribos helicoidais a passos da ordem de 3 a 5 cm, posto que ao entrarem em carga, contariam durante o carregamento, com a pequena contribuição do efeito dos estribos (ver Figura 3 ao lado).

Essa concepção de projeto foi eliminada da versão atual provavelmente ter quedado em desuso de tal técnica, notadamente pela relação custo-benefício, posto que os ganhos na capacidade de carga dos pilares circulares eram conferidos por altas taxas de aço transversal, ao que modernamente se resolve pela adoção de mais 0,2 ou 0,5% de aço longitudinal de compressão ou mesmo aumento da seção, notadamente em face à utilização de concretos com maior f_{ck} desde a década de 1980!

Vale ainda lembrar que mesmo quando da utilização dessa técnica, em situações especiais, o dimensionamento dos pilares deveria respeitar o ELU de 0,2%, como não poderia deixar de ser!

8 O confinamento externo de pilares de concreto armado com PRFC

De forma a analisar e exemplificar as possibilidades e contribuições do efeito de confinamento externo em seções comprimidas, fazemos algumas observações com base no bem cuidado trabalho de

CARRAZEDO *et al* (2002), que sintetiza de forma ampla resultados encontrados em diversos outros trabalhos similares com pilares não armados.

Nesse trabalho, apresentam-se resultados de investigações teórico-experimentais do comportamento de pilares de seção transversal circular e quadrada encamisados com PRFC.

Os pilares foram ensaiados à compressão axial centrada com deslocamento controlado. Ali observou-se um significativo aumento da capacidade resistente e ductilidade dos elementos reforçados e foram apresentadas algumas comparações dos resultados obtidos experimentalmente com modelos analíticos encontrados na literatura.

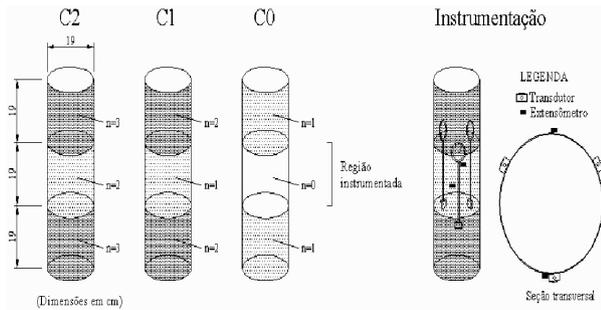


Figura 4 – Pilares circulares utilizados nos ensaios de compressão.

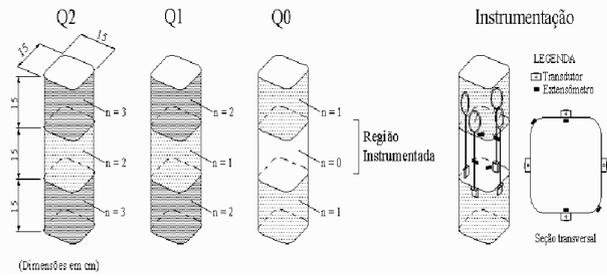


Figura 5 – Pilares quadrados utilizados nos ensaios de compressão.



Figura 6 – Aspectos da preparação e aplicação do encamisamento dos pilares circulares com PRFC.

Tabela 1 – Modelos analíticos de previsão para resistências e deformações de seções encamisadas.

Modelo analítico	f_{cc}	ϵ_{cc}
Richart <i>et al.</i> [6]*	$f_{cc} = f_{co} + 4,1 \cdot f_l$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + 20,5 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right)$
Mander <i>et al.</i> [10]*	$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right)$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$
Miyachi <i>et al.</i> , [13]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,485 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 10,6 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,373}$ $f_{co} = 30 \text{ MPa}$
		$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 10,5 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,525}$ $f_{co} = 50 \text{ MPa}$
Kono <i>et al.</i> [14]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,0572 \cdot f_l$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 0,280 \cdot f_l$
Saaman <i>et al.</i> [12]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 6,0 \cdot \frac{f_l^{0,7}}{f_{co}}$	$\epsilon_{cc} = \frac{f_{cc} - f_o}{E_2}$
		$f_o = 0,872 \cdot f_{co} + 0,371 \cdot f_l + 6,258$
		$E_2 = 245,61 \cdot f_{co}^{0,2} + 0,6728 \cdot E_1$
Toutanji [15]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,5 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,85}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + (310,57 \cdot \epsilon_{fu} + 1,90) \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right)$
Saafi <i>et al.</i> [16]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2,2 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,84}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + (537 \cdot \epsilon_{fu} + 2,6) \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right)$
Spoelstra & Monti [17]	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 0,2 + 3 \cdot \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0,5}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 2 + 1,25 \cdot \frac{E_{co}}{f_{co}} \cdot \epsilon_{fu} \cdot \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}}$
Variáveis envolvidas		
f_{cc} = resistência do concreto confinado	f_{co} = resistência do concreto não confinado	
ϵ_{cc} = deformação última do concreto confinado	ϵ_{co} = deformação última do concreto não confinado	
f_l = pressão lateral	ϵ_{fu} = deformação de ruptura da camisa	
E_1 = módulo lateral ou de confinamento	E_{co} = módulo de elasticidade secante do concreto	

**Modelos desenvolvidos para confinamento com armaduras transversais de aço*

As variáveis de projeto que se objetivam conhecer por meio de modelos analíticos são a resistência após confinamento f_{cc} e a deformação última do concreto confinado (ϵ_{cc}). Na Tabela 1 são apresentadas as formulações de alguns modelos analíticos para f_{cc} e ϵ_{cc} .

Os gráficos dos ensaios experimentais anteriormente referidos, para os pilares de seção circular e retangular, respectivamente.

Observa-se que as linhas tracejadas que se observam nas Figuras 7, 8, 9 e 10 não constam do trabalho original, tendo sido introduzidas pelo Autor do presente trabalho para fins de visualização.

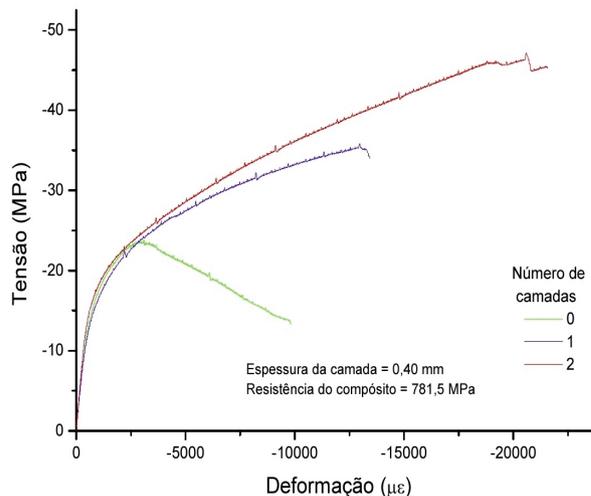
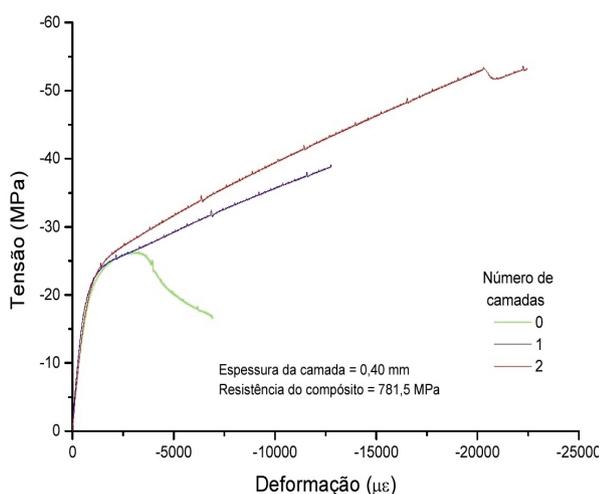
Observa-se nesses ensaios, resumidos pelas Figuras 7 e 8 acima, preliminarmente, o “notável” implemento na capacidade resistente às ações axiais providas pelo reforço transversal com mantas de carbono, da ordem de 100% em relação ao testemunho.

Observa-se também que no ramo pré-pico (antes da microfissuração do concreto) a contribuição do reforço por confinamento foi praticamente inexistente, em ambos os casos de seção, e que qualquer alteração no comportamento ocorreu no ramo pós-pico.

Ressalta-se que o ramo pré-pico dos diagramas se dá até deformações da ordem de $2.500 \mu\epsilon$ (0,25%), e o ensaio é levado à deformações específicas superiores a $20.000 \mu\epsilon$ (2%), ou 10 vezes os limites para ELU impostos por força da norma brasileira.

Uma análise superficial das informações contidas nas figuras 7 e 8, pode induzir a interpretações extremamente equivocadas quando se tratam de estruturas reais (pilares com armaduras longitudinais e transversais).

Observa-se da Figura 3, embora genérica, que o aço longitudinal representa parcela significativa dos esforços resistentes em um pilar (podendo em



Figuras 7 e 8 – Diagramas tensão x deformação específica por CARAZEDO et al (2002), seção circular, 19 cm de diâmetro com o triplo de altura à esquerda e seção quadrada, 15 cm de lado pelo triplo de altura à direita, com aplicação do reforço em PRFC antes da aplicação dos carregamentos.

Tabela 2 – Resultados experimentais obtidos por Carrazedo comparado às predições analíticas.

$f_{co} = 26,43 \text{ MPa}$ $\epsilon_{co} = 3,272$	C1 (1 camada de reforço)				C2 (2 camadas de reforço)			
	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc}	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$	f_{cc} (MPa)	$\frac{f_{cc}}{f_{cc,exp}}$	ϵ_{cc}	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc,exp}}$
Experimental	39,11	-	0,0128	-	53,62	-	0,0223	-
Richart et al. [6]	39,92	1,02	0,0116	0,91	53,41	1,00	0,0200	0,90
Mander et al. [10]	44,28	1,13	0,0143	1,12	56,48	1,05	0,0218	0,98
Miyauchi et al. [13]	37,90	0,97	0,0192	1,50	49,37	0,92	0,0239	1,07
Kono et al. [14]	31,41	0,80	0,0063	0,49	36,38	0,68	0,0093	0,42
Saaman et al. [12]	40,24	1,03	0,0241	1,89	48,87	0,91	0,0274	1,23
Toutanji [15]	42,17	1,08	0,0140	1,10	54,81	1,02	0,0226	1,02
Saafi et al. [16]	36,53	0,93	0,0143	1,12	44,52	0,83	0,0231	1,04
Spoelstra & Monti [17]	33,26	0,85	0,0251	1,97	44,85	0,84	0,0328	1,47

alguns casos de dimensionamento, às taxas máximas permitidas, ser, inclusive, superior à parcela fornecida pelo concreto do núcleo), componente de força não afetada pelo confinamento externo.

De imediato, a consideração de estruturas reais, com armaduras de compressão usuais, traria o implemento obtido naquele estudo, dos cerca de 100% para 0%, considerando ainda que no estudo, o reforço fora aplicado antes dos carregamentos, mais uma vez, situação praticamente inexistente em obras correntes.

À luz dos códigos de dimensionamento, no que se referem à pilares, e aos ELS e ELU, ou seja, limitando-se à deformação máxima a 0,2% (na seção plena para compressão simples ou na posição de 3/7 da largura no caso de flexo-compressão), os mesmos ensaios acima indicam que nenhuma contribuição útil pode ser tirada dessa modalidade de reforço !

Vale lembrar que, diferentemente do caso de vigas, a NBR 6118 (2003), por exemplo, não faz nenhuma referência à imposição de ductilidade para pilares, posto que o ELU é definido pela deformação máxima não cabendo considerações de redistribuição de esforços nesses elementos.

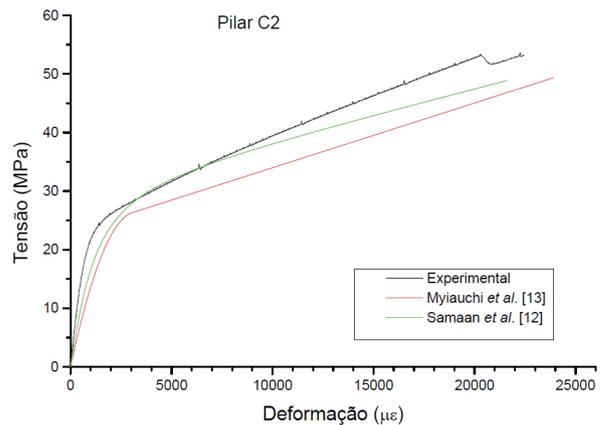
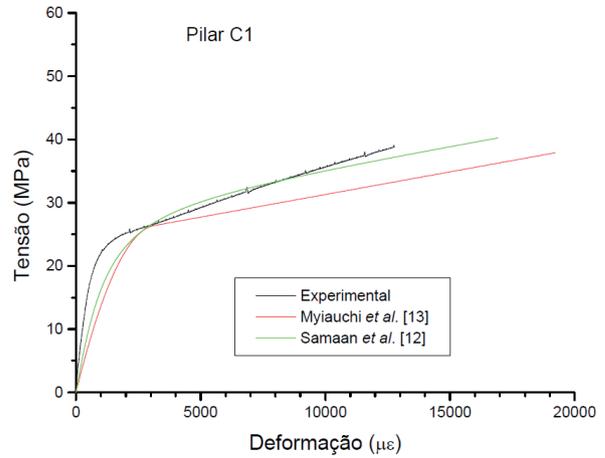
Vale lembrar também que a NBR 6118 (2003) aboliu a modalidade de cintamento de pilares, existente até a revisão 1978.

Cabe ressaltar, ainda, que no item 11.1.3 do ACI 440-F (2000) – Considerações em serviço, há a seguinte recomendação abaixo transcrita do original, no idioma original, com grifo nosso:

“At load levels near ultimate, damage to the concrete in the form of significant cracking in the radial direction might occur. The FRP jacket contains the damage and maintains the structural integrity of the column. At service load levels, however, this type of damage should be avoided. In this way, the FRP jacket will only act during overloads that are temporary in nature.”

No item 1.2 do ACI 440-2R (2008), “*Scope and limitations*”, traz o seguinte preâmbulo, igualmente transcrita do original, no idioma original, com grifo nosso:

“This document provides guidance for the selection, design, and installation of FRP systems for externally strengthening concrete structures. Information on material properties, design, installation, quality control, and maintenance of FRP systems used as external reinforcement is presented. This information can be used to select an FRP system for increasing the strength and stiffness of reinforced concrete beams or the ductility of columns and other applications.”



Figuras 9 e 10 – Diagramas tensão x deformação específica por CARAZEDO et al (2002), seção circular, 19 cm de diâmetro com o triplo de altura comparados a modelos teóricos de previsão do comportamento ao confinamento. Observar que pela previsão analítica, é ainda mais desfavorável ao intento de aumento da capacidade de carga!

9 Conclusões

Das considerações acima, à luz dos códigos de projeto mais recentes, baseados nos conceitos clássicos e extensamente conhecidos do comportamento dos materiais e estruturas de concreto armado, podem-se concluir pelos seguintes mitos e verdades que acerbam a disciplina do reforço do CA com elementos PRFC, conforme segue.

1 – Os parâmetros e filosofias de projeto largamente apresentados nas normas estruturais (CA, protendido, estruturas de aço, madeira etc.) igualmente se aplicam ao reforço estrutural com PRFC, fato que embora assim colocado pareça óbvio, inexplicavelmente não se depreende da prática que se observa atualmente no âmbito dessa disciplina.

2 – O dimensionamento no ELU de peças comprimidas impõe a deformação específica máxima de compressão de 0,2% (ou 0,35% a 3/7 da altura), não sendo permitido conceber deformações além deste limite, sob pena de colapso local ou global das estruturas. Neste nível de deformações máximas, é completamente inócuo o reforço à compressão por confinamento das seções de concreto armado, posto que tal mecanismo somente começa a gerar efeitos após a ruptura do núcleo dos pilares o que ocorre a partir dos 0,2 a 0,3%, conforme resistência do material concreto.

3 – A verificação em serviços (ELS) de pilares apontaria, igualmente, par a ineficácia completa de tal metodologia posto que nestas condições as tensões atuantes já montam cerca dos $0,5f_{ck}$ limite até o qual se pode considerar algum efeito elástico de Poisson.

4 – O reforço por confinamento externo de seções, circulares ou quadradas (não se devem considerar seções retangulares), deve ser entendido somente como imposição de ductilidade ou ainda de segurança na ruptura posto que não se podem considerar ganhos de capacidade de carga em estruturas existentes e carregadas, à luz das limitações para os ELS e ELU.

10 Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento” **NBR 6118**, 1978;
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento” **NBR 6118**, 2003;
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, **ACI 440-2R**, 2008;
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”, **ACI 440-F**, 2001;
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – “State-of-the-Art Report on High Strength Concrete”, **ACI 363 R 92**, Detroit, USA, 1992, 55p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, **ACI 318 89**, Detroit, USA, 1989, 111 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON – **CEB-FIP Model Code 1990**.

CEB-FIP – **Bulletin 14** – “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures” – 2001.

AHMAD, Shuaib H. – “**Notas de Aula do Curso de Concreto de Alta Resistência e Durabilidade II**”, COPPE/UFRJ, 1992, 149 p.

BYARS, E. A.; WALDRON, P.; FEJKE, V.; DEMIS, S.; HEDDADIN, S. – “**Durability of FRP in Concrete – Current Specifications and a New Approach.**” – International Journal of Materilas & Product Technology, Volume 10, nos 1/2, 2003.

CARRAZEDO, R.; HANAI, J. B., Takeuti, A. R. – “**Um Estudo Teórico-experimental sobre Pilares de Concreto Encamisados por PRFC Submetidos à Compressão Axial.**” XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, anais, 2002.

DALCANAL, P. R., MENEGHETTI, L. C. M., GAVA, G. P., LENS, L. N., WILLRICH, F. L. M. – “**Análise do Desempenho de Fibras de Carbono como Reforço ao Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado**” – XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, anais, 2002.

RIBEIRO, Paulo de Tarso P. – “**Uma abordagem sobre o modo de dimensionamento do reforço do concreto armado com elementos compósitos de carbono – Mitos e Verdades**”. – 47º Congresso Brasileiro do Concreto IBRACON, anais, setembro 2005.

ARAÚJO, C. M. – “**Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibras de Carbono**” – Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

CERQUEIRA, E. C. – “**Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**” – Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

PINTO, C. T. M. P. – “**Reforço à flexão de Vigas de Concreto Armado com Fibras de Carbono.**” – Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

RIBEIRO, Paulo de Tarso P. – “**Influência da Taxa de Armadura na Ductilidade de Vigas de Concreto de Alta Resistência**”. – Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.