

Uma abordagem sobre o modo de dimensionamento do reforço do concreto armado com elementos compósitos de carbono – Mitos e Verdades.

An approach about design methodology of strengthening reinforced concrete structures with Carbon Fiber Reinforced Plastics (CFRP) – Myths and Truths

Paulo de Tarso Pereira Ribeiro (1)

(1) *M.Sc. Engenheiro Civil, Docente do Curso de Patologia de Estruturas de Concreto Armado e Técnicas de Recuperação do SENAI, membro da ABECE, Diretor do escritório de consultoria e diagnóstico de estruturas TARSO Engenharia Ltda.*

email: tarsoengenharia@tarsoengenharia.com.br

Rua 19 de Fevereiro, 51, 1º andar, Botafogo, RJ.

RESUMO

Há aproximadamente 10 anos no Brasil, a moderna técnica do reforço de estruturas de concreto com elementos compósitos de fibras de carbono (PRFC), ainda é considerada como “novidade tecnológica” capaz de promover adequações estruturais de forma fantásticamente simples, eficiente e competitiva quando comparada às soluções convencionais.

Embora as propriedades dos PRFC sejam realmente especiais, de fato, quando usados como um novo elemento operando entre outros (concreto e aço) para a reestruturação de uma peça, todos os parâmetros usuais de projeto tais como, segurança na ruptura, serviço, durabilidade, deformações, admissíveis (flexão, compressão etc.), no concreto ou no aço, ductilidade, dentre outros, devem ser considerados de acordo com as normas de projeto tradicionais.

Parece ainda não se ter chegado a um entendimento consensual sobre todas as interfaces de todos os materiais e seus limites admissíveis quando trabalham simultaneamente num sistema único de reforço.

O presente trabalho visa contribuir para desmistificar essa técnica de reforço propondo à luz dos códigos de projeto apropriados uma metodologia de dimensionamento realista e segura para sua aplicação.

Palavras-Chave: Reforço, Carbono, Concreto armado, Dimensionamento

ABSTRACT

Since about one decade in Brazil, the modern techniques of strengthening reinforced concrete structures with Carbon Fiber Reinforced Plastics (CFRP), is still considered as a "new technology", able to do refitting and upgrades in concrete structures allowing a fantastic, economic and easy way to do it when in comparison with the traditional and usual solutions methods.

Although CFRP properties are really specious, in fact, when used as a new element among others (concrete and steel) that works together to strength the upgraded structure, all of the design parameters such as security on fail, service conditions, durability, deflection, maximum deformations (flexural, compression etc.), in concrete or in steel, ductility etc. needs to be attempted, according to the traditional codes.

It seems that there is not yet a good or consensual understanding about all the interfaces of all the materials, and its possible limits when working on a global system.

This paper report intent to contribute for demystify this technique of strengthening giving in accordance to the properly codes a methodology to design based on reality and security.

Key-words: strengthening, CFRP, reinforced concrete , Dsign

1. Introdução

Há cerca de uma década em nosso meio, a técnica do reforço de estruturas de concreto armado ou protendido com elementos compósitos de fibras de carbono, ainda se encontra sob paradigma de novidade tecnológica capaz de promover adequações estruturais (refits e upgrades) de forma fantásticamente simples, eficiente e competitiva quando comparada às soluções convencionais consagradas para cada situação em específico.

Muito tem-se alardeado sobre as fabulosas propriedades mecânicas do carbono (que de fato as possui enquanto material) com base em seu emprego na indústria aeronáutica e automobilística, ignorando-se ser o pretendido reforço um compósito daquele material com propriedades não tão fabulosas, colocando-se ainda em plano de menor ou nenhuma importância o conhecimento acumulado ao longo de mais de um século sobre o funcionamento mecânico dos elementos de concreto armado, aos diversos esforços, bem como o comportamento dos materiais constitutivos (da estrutura e dos compósitos), agravando-se ainda pela desconsideração de parâmetros de ambiente, durabilidade, utilização em serviço e ruptura.

Parece ainda não ter vindo à luz de forma consensual aos que professam essa “nova” disciplina do reforço em elementos compósitos a junção entre as diversas variáveis que a envolvem, de forma a conceber de forma mais realista o comportamento mecânico global das peças ou estruturas a vários elementos (pasta, agregados, aços, resinas e fibras), no tocante aos limites físicos entre as diversas interfaces do elemento reforçado, com respeito ainda às normas estruturais mais tradicionais.

Da lida diária em nosso escritório, não raro, se nos deparamos com considerações de projeto do reforço de peças de concreto armado com emprego de elementos de carbono que remetem à erros da ordem de 12 vezes, contra a segurança, ou ainda com a adoção de premissas inócuas, considerações muitas das vezes baseadas em publicações correntes.

O presente trabalho visa contribuir para desmistificar essa técnica de reforço tendo por base o conhecimento já acumulado através de diversas pesquisas brasileiras, propondo, à luz dos códigos de projeto de concreto armado mais atuais, considerações de aplicabilidade, limites admissíveis para os materiais, bem como uma metodologia de dimensionamento realista e segura para sua aplicação.

Vale notar que sempre que adequadamente considerados os estados iniciais de carregamento e deformações dos elementos de concreto armado, sua eventual reserva mecânica, os princípios de funcionamento mecânicos, limites de deformação, compatibilidade de materiais, coeficientes de segurança e confiabilidade, exposição ao ambiente e durabilidade, bem como os demais parâmetros do dimensionamento usualmente já consagrados, os compósitos podem viabilizar notavelmente o reforço de elementos de concreto armado, às diversas ações.

2. Materiais compósitos - conceituação

O termo “compósitos” que passou a referenciar no meio técnico os elementos de fibras sintéticas impregnadas ou injetadas por resinas poliméricas, em procedimentos de campo ou industriais (ou em uma tradução literal do termo original em língua inglesa, Plásticos ou Polímeros Reforçados com Fibras – PRF), significa tão somente um material híbrido cujas propriedades mecânicas não se remetem aos materiais constitutivos de forma isolada e sim ao conjunto desses.

Não seria de forma alguma incorreto denominarmos também o material concreto, por exemplo, como sendo um compósito, desta feita, o resultado da mistura dos constituintes usuais (cimento, agregados, água, aditivos e adições), cujas propriedades não são aquelas da água, tampouco aquelas da rocha da qual se obtém o(s) agregado(s). A rigor,

como é sabido, as propriedades desse, então, “compósito” são aquelas geradas pela qualidade, compatibilidade, reatividade e quantidade relativa dos materiais componentes do traço, em consonância com os fundamentos da tecnologia do concreto.

De forma análoga, o mesmo conceito pode ser aplicado a um elemento estrutural, por exemplo, uma viga de concreto armado, desta feita, um elemento compósito de concreto e aço, cujas propriedades mecânicas, igualmente, não são aquelas do concreto tampouco as do aço, e sim aquelas geradas pelo projeto estrutural, em que as quantidades, tipos e posicionamentos dos dois materiais são calculadas para o efeito desejado. Extrapolando este raciocínio, novamente se terá um elemento estrutural compósito, à três elementos distintos (aço, concreto e PRF, sendo os dois últimos por suas vezes, compósitos), o concreto armado (CA) reforçado com PRF.

2.1. Compósitos de fibra de carbono em resinas epoxídicas

Os materiais compósitos de fibras de carbono em resinas epoxídicas empregados na construção civil com a finalidade de reforço / reabilitação estrutural de elementos de concreto armado, ou mesmo metálicas ou de madeira, tomaram mercado no Brasil sob duas formas básicas distintas, quais sejam, as placas pultrudadas para colagem direta nas estruturas e as mantas para laminação em campo, usualmente em via seca.

2.1.1. Mantas de fios de carbono para laminação em campo

No caso das mantas de carbono para laminação em campo, conforme fornecedor, se evidenciam variações nos sistemas, geralmente no modo de laminação, na gramatura das mantas, no direcionamento dos fios, no comprimento desses ou ainda nas propriedades mecânicas dos fios de carbono do qual são feitas.

Salvo raríssimas exceções, observa-se completa omissão nos “catálogos técnicos” dos diversos fornecedores, ao menos no mercado nacional, quanto às propriedades mecânicas médias ou esperadas dos compósitos obtidos pelos respectivos processos de laminação, muito embora as fantásticas propriedades mecânicas do fio de carbono estejam, sem exceção, divulgadas e enfatizadas.

Tal contracenso tem levado a falsa crença de que as propriedades que se podem depreender desse material de reforço sejam até 12 vezes superiores àquelas efetivamente oferecidas pelo compósito aplicado, enquanto elemento de reforço.

Como exemplo, se transcrevem abaixo informações do fabricante Sika Brasil S/A, único fornecedor nacional a apresentar tanto as propriedades do compósito laminado como as do fio de carbono utilizados para a produção das mantas.

Tabela 1: Propriedades mecânicas da manta Sika Wrap Hex, fornecidas pelo fabricante.

MATERIAL	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação de ruptura (%)	Espessura (mm)
Manta de carbono Sika Wrap Hex 230-C	3.500	230	1,5	0,133
Adesivo para saturação Sikadur 330	30	3,8	-	-
Laminado obtido (manta + adesivo)	960	76	1,33	0,40

Abaixo observa-se figura de ensaio de tração elaborado por CARRAZEDO et al (2002), executado em manta laminada conforme procedimentos indicados pelo fabricante acima referido, onde se observa convergência para com dados fornecidos, guardadas variabilidades introduzidas pelo próprio processo de laminação (objeto da discussão que se fará abaixo quanto à magnitude dos coeficientes de segurança necessários e do estabelecimento da tensão característica de projeto).

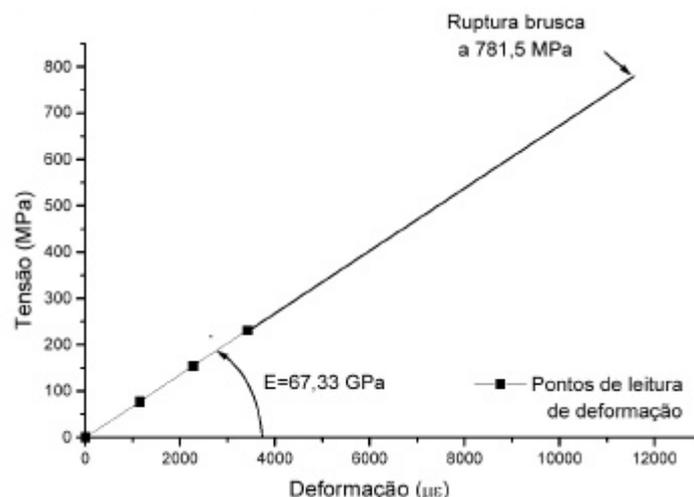


Figura 1 – Ensaio tensão x deformação em manta unidirecional de carbono Sika Wrap Hex 230-C laminada com resina epoxídica Sikadur 330, CARRAZEDO et al (2002).

2.1.2. Placas pultrudadas de carbono

No caso das placas pultrudadas, se observam também variações nos produtos geralmente quanto ao teor de carbono, módulo de elasticidade e deformação de ruptura do pultrudado acabado. Analogamente ao acima citado para as mantas, também se verifica a ausência de informações sobre as propriedades das placas pultrudadas.

Como exemplo, se transcrevem abaixo informações do fabricante Sika Brasil S/A, novamente o único fornecedor nacional a apresentar as propriedades do compósito pultrudado.

Tabela 2: Propriedades mecânicas da placa Sika Carbodur, fornecidas pelo fabricante.

MATERIAL	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Deformação de ruptura (%)	seção (mm ²)
Placa Sika Carbodur S512	2.400	155	1,9	60
Adesivo Sikadur 30	95	12,8	-	-

Abaixo, ensaio de tração elaborado por CERQUEIRA (2000), em placa S512, onde se observa convergência para com dados fornecidos, guardadas variabilidades introduzidas, desta feita, pelo próprio ensaio, quando se observou o deslizamento das ancoragens junto à prensa, conforme se encontra exposto no trabalho em referência. Obteve-se módulo de elasticidade superior às informações de catálogo, indicando maior confiabilidade para este sistema de reforço com compósito de carbono.

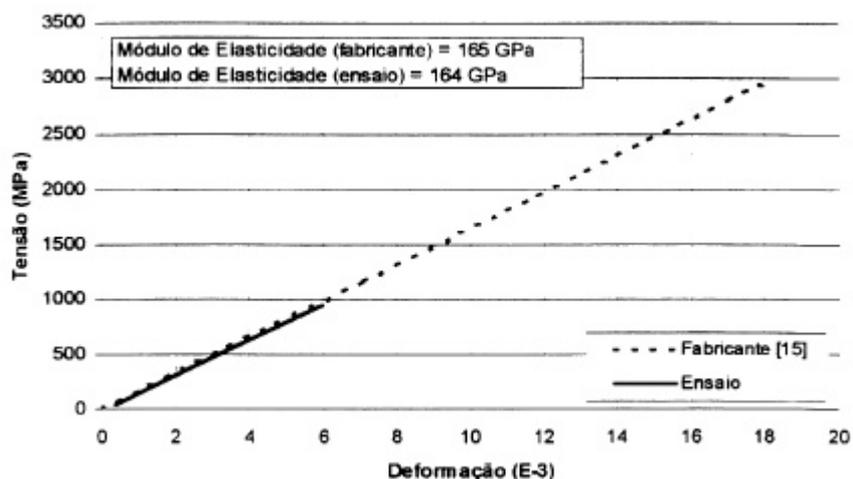


Figura 2 – Ensaio tensão x deformação em placa pultrudada Sika Carbodur S512, CERQUEIRA (2000).

3. Propriedades mecânicas dos materiais

Possivelmente em face à já extensa utilização do CA, ninguém mais na engenharia estrutural desconhece as premissas básicas para seu dimensionamento, aos diversos esforços solicitantes, no que se refere tanto à determinação dos carregamentos e suas recorrências, considerações de norma, bem como quanto aos limites de deformação dos materiais, valores característicos de tensões dos materiais (conforme visto no item acima), domínios de dimensionamento, estádios de deformação, estados limites de ruptura e serviço, fatores majoradores de carregamentos e minoradores de resistências ou ainda os de confiabilidade de um método ou sistema, considerações de variabilidades geométricas na aplicação dos esforços. Tais critérios parecem terem sido esquecidos de forma absoluta quando se trata do tema do reforço com elementos compósitos, como se se tratasse de uma nova engenharia ou da não necessidade dessa!

Como é sabido, para o projeto das estruturas de concreto armado, utilizam-se propriedades mecânicas dos materiais que garantam confiabilidade ao processo de dimensionamento e segurança para utilização e ruptura. Tais propriedades de projeto são bem diferentes daquelas médias conferidas pelos materiais, com se evidencia abaixo.

3.1. Propriedades mecânicas do concreto

Para consideração da resistência do concreto para fins de dimensionamento, no mínimo as considerações abaixo são aplicadas, conforme ABNT NBR 61180-2003 :

- Tensão característica de uma distribuição de amostras equívulendo ao percentil de 5% da gaussiana correspondente ou, de forma simplificada, a resistência média subtraída de 1,65 vezes o desvio padrão real (para um nº mínimo de determinações) ou estimado conforme processo de confecção do concreto;
- Efeito “Rush”, pelo fator de 0,85;
- Diagrama no formato parábola-retângulo com determinações explícitas para os limites de deformação do concreto, ou ainda utilização de diagrama idealizado simplificado tomado a 80% da tensão característica para o caso do dimensionamento à flexão;
- Coefficiente minorador de resistência para fins de considerações de variabilidade dos processo construtivos, g_c típico de 1,4 para o cálculo no Estado Limite Último (ELU).

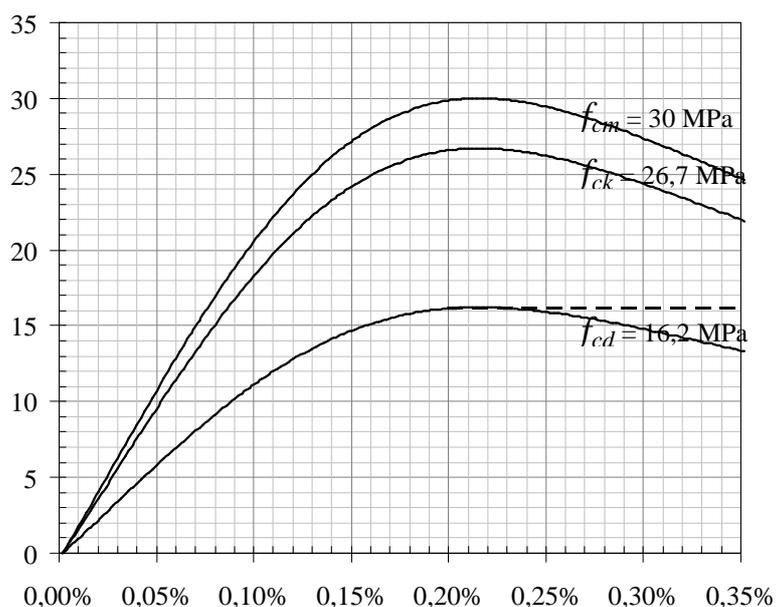


Figura 3 – Curvas analíticas das resistências média, característica e de cálculo (ELU) do concreto conforme AHMAD (1992). A linha tracejada representa o patamar conforme figura 8.3 da Norma Brasileira (2003).

De fato, para fins de ilustração pode-se verificar acima as considerações sobrepostas em um exemplo elaborado para resistência média do concreto de 30 MPa, cuja curva é a representação analítica de mais de 1000 ensaios tensão x deformação elaborados por AHMAD (1992), leva à uma tensão de projeto quase 50% inferior à tensão média de ruptura (16,2MPa x 30 MPa, respectivamente). Neste exemplo, se adota para o traçado da curva de f_{ck} o desvio padrão mínimo de 2MPa e para a curva de f_{cd} o coeficiente g_c de 1,4 e efeito “Rush” de 0,85.

3.2. Propriedades mecânicas do aço

Analogamente, para consideração da resistência do aço para fins de dimensionamento, no mínimo as considerações abaixo são aplicadas, conforme ABNT NBR 61180-2003:

- Tensão nominal de escoamento e módulo de elasticidade fixos conforme categoria, no caso de não se disporem de ensaios experimentais;
- Diagrama idealizado no formato de duas retas com imposição de deformação máxima de 1% na flexão (perda de aderência e deformação excessiva), ou 0,2% para o caso de compressão;
- Coeficiente minorador de resistência para fins de considerações de variabilidade do processo de fabricação, g_c de 1,15 para o cálculo no Estado Limite Último (ELU).

Para os aços sem patamar, outras considerações são exigidas, notadamente para a definição da tensão equivalente de escoamento.

Verifica-se abaixo as considerações para cálculo, sobrepostas ao diagrama real de um aço CA 50 A com patamar, de fabricação do Grupo GERDAU, em barras de 16 mm com nervuras, realizado no LAMAC (Laboratório de Materiais de Construção da EE / UFRJ). Nesta figura, adota-se para o traçado da curva de f_{yd} o os valores fixos do módulo de elasticidade de 210 GPa e tensão de escoamento f_{yk} de 500 MPa. Novamente, para projeto se dispõe apenas de cerca de 50% da tensão média de ruptura do material (435 MPa x 833 MPa, respectivamente).

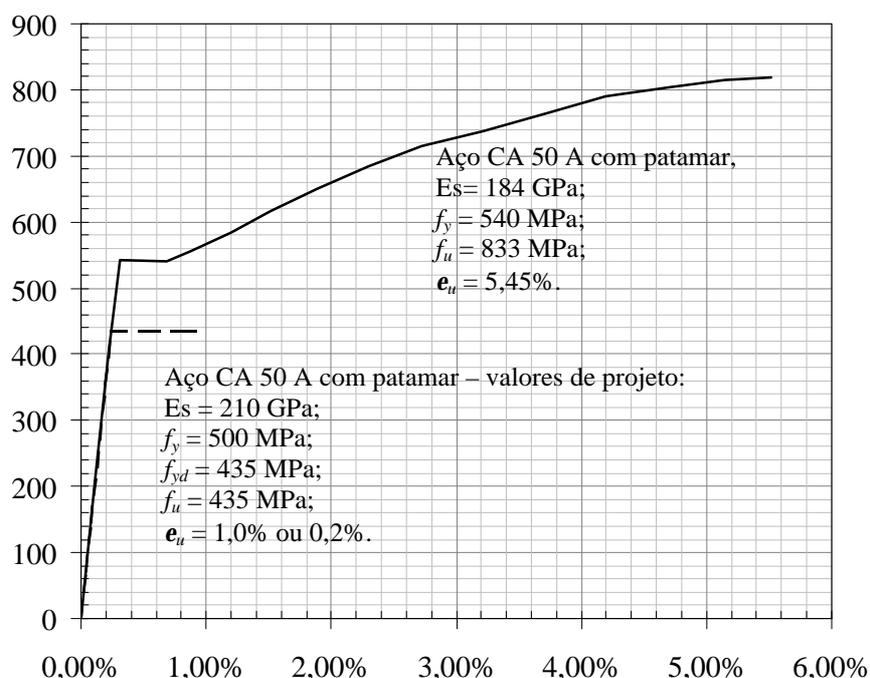


Figura 4 – Curvas de resistência à tração x deformação experimental e de cálculo (ELU) do aço CA 50 A com patamar.

3.3. Propriedades mecânicas do PRFC para dimensionamento

De forma inteiramente análoga ao exposto acima para o concreto e o aço, também para os compósitos de carbono é necessário a adoção propriedades mecânicas (tensão de ruptura, tensão característica, deformação última, módulo de elasticidade etc.) afetadas de coeficientes ponderadores e limitadores dos valores médios conforme visto no item 2 acima.

Há então, que se definir para os compósitos parâmetros tais como:

- Tensão característica de uma distribuição de amostras eqüivalendo a um determinado percentil da gaussiana correspondente ou ainda a resistência média subtraída de um determinado número de vezes o desvio padrão real (para um n^o mínimo de determinações). Igualmente para o concreto, poderá se adotar desvios padrão mínimo conforme o tipo de reforço;
- Efeito de relaxação ou fluência, por um fator adequado à cada processo (mantas ou placas) a ser garantido pelos fabricantes;
- Consideração de perda da capacidade resistente em função de exposição ambiental (ação de álcalis, ácidos, ciclos de umidificação e secagem, ciclos de congelamento de degelo etc.);
- Diagrama idealizado, elástico-linear, com determinações explícitas para os limites de deformação do material compósito, atentando-se aos aspectos de aderência e integridade do substrato de concreto para cada tipo de esforço (flexão, cisalhamento, torção ou compressão) a ser dimensionado;
- Coefficiente minorador de resistência para fins de considerações de variabilidade dos processo construtivos, do tipo de sistema (mantas ou placas), $g_{compósito}$, para o cálculo no Estado Limite Último (ELU);

Relativamente ao item a) acima, o ACI 440-F (2001), recomenda que se adote uma tensão característica dada pela tensão média de, no mínimo, 20 amostras do compósito (carbono + epóxi) subtraída do desvio padrão dessa distribuição multiplicado pelo fator 3, o que já demonstra um avanço na compreensão do comportamento dos materiais.

Quanto ao item b) acima, a mesma publicação sugere, após a verificação da parcela da ação que atuará efetivamente no reforço de forma contínua, o fator de redução de 0,55 da tensão última.

Para o coeficiente minorador de resistência, item c) acima, sugere:

Tabela 3: Fatores de redução por ação ambiental para PRFC, adaptado do ACI 440-F (2001)

Condição de exposição	Fibra/tipo de resina	Fator de redução ambiental
Elementos protegidos (interiores)	Carbono/epóxi	0,95
Elementos exteriores (pontes, piers, estacion ^{tos} abetos etc.)	Carbono/epóxi	0,85
Ambientes agressivos (Indústrias, ETA's ou ETE's etc.)	Carbono/epóxi	0,85

Não deve, sobremaneira, causar espécie aos projetistas ou fabricantes a consideração de tensões de projeto para o reforço do CA com emprego de PRFC da ordem de 50% daquelas médias de ruptura para o material compósito, analogamente ao que se verifica para os materiais concreto e aço!

BYARS et al (2003), apresenta um quadro resumo das ponderações existentes em códigos de alguns países relativamente aos fatores de redução a serem aplicados para cálculo, considerando fatores de exposição ao ambiente e manutenção da solicitação por sobrecargas permanentes, o qual adaptamos abaixo.

Tabela 4: Fatores de segurança de códigos existentes para levar em conta redução na tensão de tração em função condição ambientais e manutenção de esforços (BYARS et al (2003)).

Fator	ACI (American Concrete Institute)	NS3473 (Norwegian Standard)	CHBDC (Canadian Highway Bridge Desing Code)	JSCE (Japanese Society of Civil Engineers)	BISE (British Institution of Structural Engineers)
Redução de deterioração ambiental	C_e “fator de redução ambiental” GFRP: 0,70 – 0,80 AFRP: 0,80 – 0,90 CFRP: 0,90 – 1,00	h_{env} “Fator de conversão” GFRP: 0,50 AFRP: 0,90 CFRP: 1,00	ϕ_{FRP} “Fator resistência” GFRP: 0,75 AFRP: 0,85 CFRP: 0,85	$1/g_m$ “Fator material” GFRP: 0,77 AFRP: 0,87 CFRP: 0,87	$1/g_m$ “Fator material”
Redução para tensão permanente	Pendente	h_{ft} “conversão de fator” GFRP: 0,8 – 1,0 AFRP: 0,7 – 1,0 CFRP: 0,9 – 1,0	F “fator” GFRP: 0,8 – 1,0 AFRP: 0,5 – 1,0 CFRP: 0,9 – 1,0	-	GFRP: 0,30 AFRP: 0,50 CFRP: 0,60
Fator de redução total (ambientais e sustentação de tensão)	GFRP: 0,70 – 0,80 AFRP: 0,80 – 0,90 CFRP: 0,90 – 1,00	GFRP: 0,40 – 0,50 AFRP: 0,63 – 0,90 CFRP: 0,90 – 1,00	GFRP: 0,60 – 0,75 AFRP: 0,42 – 0,85 CFRP: 0,76 – 0,85	GFRP: 0,77 AFRP: 0,87 CFRP: 0,87	GFRP: 0,30 AFRP: 0,50 CFRP: 0,60
Limite de tensão para carga permanente (fluência)	GFRP: 0,14 – 0,16 AFRP: 0,16 – 0,18 CFRP: 0,44 – 0,50	Limite de tensão não especificado	GFRP: 0,60 – 0,75 AFRP: 0,42 – 0,85 CFRP: 0,76 – 0,85	Fluência Não > que 0,7 GFRP: < 0,7 AFRP: < 0,7 CFRP: < 0,7	Limite de tensão não especificado

4. Critérios gerais de dimensionamento do reforço em CA

Uma estrutura para ser candidata a receber um reforço de sua capacidade portante deve sofrer uma marcha de avaliações quanto ao seu projeto original.

Essas avaliações definirão quanto existe de reserva de materiais (concreto, aço ou ambos) instalados na estrutura para que possam ser mobilizados em carga, mediante nenhum ou algum reforço de um ou mais materiais constitutivos da peça, ou de outra forma mediante implemento de forças de tração ou compressão. Esta deve ser a filosofia de um reforço estrutural, qual seja, em outros termos, complementar a estrutura com materiais (ou forças) eventualmente faltantes (concreto, aço ou ambos, ou ainda mediante o emprego de materiais compósitos) de forma a otimizar, harmonicamente, seu funcionamento mecânico às novas solicitações com respeito aos parâmetros de dimensionamento, durabilidade, ductilidade, serviço e ruptura.

Tal otimização harmônica, demanda a revisão e compreensão de alguns conceitos básicos sobre o comportamento dos elementos estruturais aos diversos esforços.

4.1. Dimensionamento à flexão simples

4.1.1. Ductilidade de vigas de concreto armado

A ductilidade à flexão de elementos de CA pode ser definida como sendo a sua capacidade de deformação inelástica, sendo importante propriedade, já que dela depende a capacidade de redistribuição de esforços em elementos estaticamente indeterminados.

Os índices normalmente utilizados para quantificar a ductilidade à flexão de uma viga são:

$$m_c = f_u / f_y \quad (\text{Equação 1})$$

$$m_d = d_u / d_y \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

f_u é a curvatura última,

f_y é a curvatura correspondente ao início do escoamento do aço,

d_u é a flecha máxima última e

d_y é a flecha no início do escoamento do aço de flexão.

Dentre outros, a relação entre a taxa de armadura longitudinal geométrica e a balanceada, ou, alternativamente, a taxa de armadura mecânica ou a relação x/d , são os parâmetros mais importantes a considerar numa análise de ductilidade.

Nas recomendações do CEB-FIP MC 90 (1990), quanto à análise linear aplicada à verificação em serviço e verificação no estado limite último de vigas contínuas e pórticos não deslocáveis, é dito que pode ser assumida suficiente ductilidade das seções críticas quando a relação x/d obedece aos limites abaixo indicados na Tabela 5.

Igualmente, no item sobre redistribuição de momentos segundo condições de ductilidade, é definido um coeficiente d de redução que pode ser aplicado aos momentos nas seções críticas de vigas de eixo reto no plano, determinados por análise linear.

É sugerido ainda no item 6.3.3 que se evitem seções superarmadas.

A publicação ACI 363 R 92 (1992), assim como a norma ACI 318 89 (1989), item 10.3.3, indica para limite superior da taxa de armadura longitudinal de tração o valor de 75% da taxa balanceada, para garantir ruptura dúctil.

A Norma Brasileira (2003), em seu item sobre limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade, passa a abordar a partir dessa revisão, critério análogo ao disposto na publicação (1990) acima referida.

Tabela 5: Aspectos de ductilidade de seções conforme principais códigos de projeto.

Fator	ACI 363 R 92	CEB-MC 90	NBR 6118-2003
Limites de armadura máx. para efeitos de redistribuição de esforços e ductilidade	Item 10.3.3 Lim. superior da taxa de armadura longitudinal de tração: 75% da taxa balanceada.	Item 5.4.2 Aços classe A e classe S: Concretos C12 a C35: $x/d \leq 0,45$ Concretos C40 a C80: $x/d \leq 0,35$ Aços classe B: Concretos C12 a C80: $x/d \leq 0,25$	Item 14.6.4.3 a) $x/d = 0,50$ para concretos com $f_{ck} = 35$ MPa; ou b) $x/d = 0,40$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.
Relação entre o coeficiente de redistribuição δ e a posição da linha neutra	-	Item 5.4.3.2 Aços classes S e A: C12 a C35: $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$ C40 a C60: $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$ Aços classe B: C12 a C60: $\delta \geq 0,75 + 1,25 x/d$, $0,90 \leq \delta \leq 1,00$	Item 14.6.4.3 a) $\delta = 0,44 + 1,25 x/d$ p/ $f_{ck} = 35$ MPa; ou b) $\delta = 0,56 + 1,25 x/d$ p/ $f_{ck} > 35$ MPa. com os seguintes limites: a) $\delta = 0,90$ p/ estrut. de nós móveis; b) $\delta = 0,75$ em qq outro caso.

A figura 5 abaixo ilustra, de forma clara, a perda de ductilidade de uma seção pela imposição de aumentos na taxa de armadura.

Observar que a curva de maior momento já representa o limite prescrito na NBR 6118 ($x/d = 0,40$), ultrapassa as disposições do CEB ($x/d = 0,35$) e ainda guarda reservas em relação às disposições do ACI ($r/r_b < 0,75$).

Na situação de imposição de reforço quer por armaduras de aço passivas ou mediante o emprego de PRFC, faz-se necessário considerar a equivalência do aumento da taxa de armadura, para o que se pode utilizar o conceito de força total de tração, analogamente ao modo de consideração das ações em protendido, de forma que este parâmetro seja o verificador quanto aos índices de ductilidade.

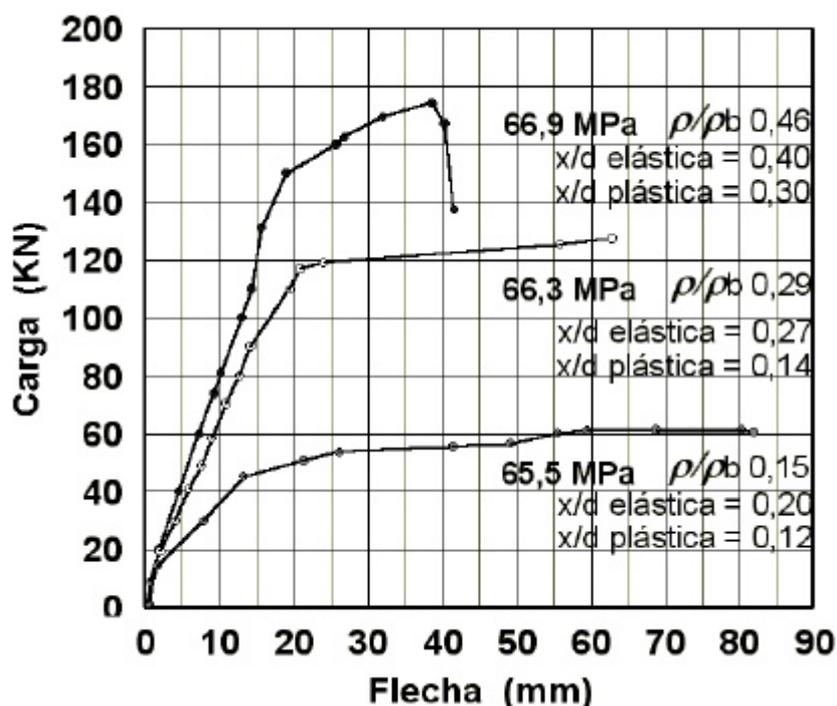


Figura 5 – Diagramas Carga x Flecha ilustrando o comportamento de três vigas idênticas (15 x 45 x 400 cm) porém com diferentes taxas de armadura, RIBEIRO, Paulo de Tarso P. (1996).

Assim, caso se dispusesse de uma seção como a da figura 5 acima, o reforço admissível à flexão por imposição de esforços de tração que essa seção poderia receber, com preservação dos parâmetros de ductilidade, seria o diferencial entre a taxa máxima de força de tração ($x/d = 0,40$) e a taxa existente (p. exemplo, $x/d = 0,27$, na curva intermediária), a ser convertido para uma força de tração a ser gerada pelo PRFC. Forças de tração além desse limite imporiam ruptura frágil à peça reforçada, que para ser evitada, demandaria também implemento das forças de compressão (aumento da seção do banzo comprimido, espessura de mesa, imposição de barras de compressão etc.).

4.1.2. Princípios para o dimensionamento

Sendo o reforço à flexão em PRFC, em resumo, a imposição de forças adicionais de tração, os princípios mecânicos de equilíbrio de uma seção são idênticos ao aplicável ao CA, conforme se expressa abaixo.

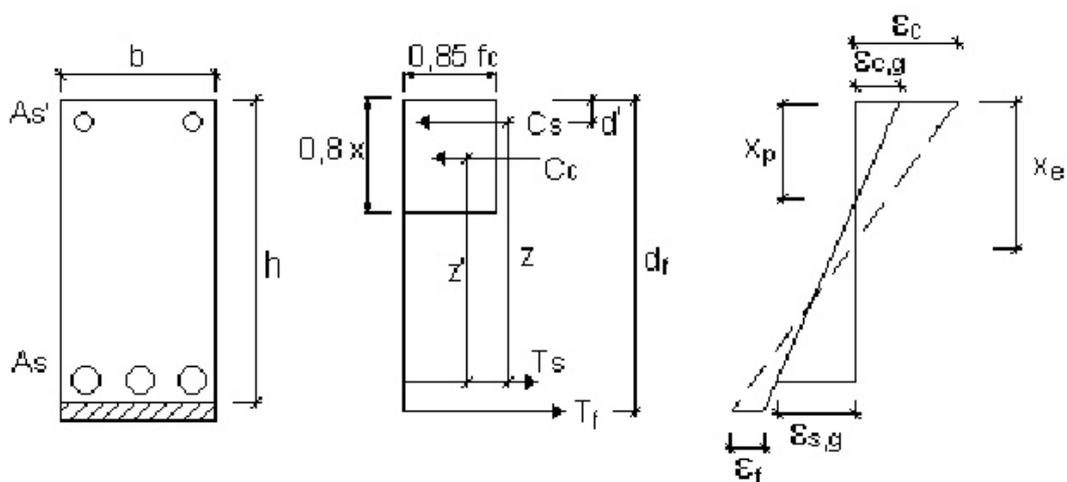


Figura 6 – Diagrama retangular simplificado de tensões e diagrama para consideração do reforço em PRFC, extraído de ARAÚJO (2002).

Com o sistema de equações de equilíbrio usual dados pelas relações abaixo.

$$M_u = (A_s \cdot f_y - A'_s \cdot \sigma'_s)(d - 0.4 \cdot x_p) + A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d') + A_f \cdot \sigma_f (d_f - 0.4 \cdot x_p) \quad (\text{Equação 3})$$

$$x_p = \frac{A_s \cdot f_y - A'_s \cdot \sigma'_s + A_f \cdot \sigma_f}{0.85 \cdot f_c \cdot 0.8 \cdot b} \quad (\text{Equação 4})$$

$$\epsilon'_s = \frac{(x_p - d') \cdot \epsilon_c}{x_p} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\sigma'_s = \epsilon'_s \cdot E_s \quad (\text{Equação 6})$$

$$\epsilon_s = \epsilon_f \cdot \frac{(d - x_p)}{(d_f - x_p)} + \epsilon_{s,g} \quad (\text{Equação 7})$$

$$\sigma_f = \epsilon_f \cdot E_f \quad (\text{Equação 8})$$

sendo:

$\epsilon_{s,g}$ = deformação específica da armadura longitudinal de tração quando da execução do reforço.

4.1.3. Limites de compatibilidade entre materiais

Sendo o reforço em PFRC ligado à peça de concreto mediante aderência entre a superfície de aplicação e os adesivos empregados no sistema, torna-se claro que o limite de compatibilidade para o funcionamento desse sistema se dá pela integridade dessa ligação, tanto em relação às tensões de cisalhamento que a interface consegue suprir com quanto à integridade física dessa superfície no tocante à formação de fissuras de tração / cisalhamento ou mesmo de desagregação do material concreto.

Para evitar a ruptura do reforço à flexão pelo seu destacamento do banzo tracionado, a tensão cisalhante máxima na ligação reforço-concreto não pode ser superior à tensão cisalhante suportada pelo concreto do banzo de aplicação da viga (t_{lim}). PINTO (2000) propõe para esse valor $0,3 f_{td}$.

ARAÚJO (2002) propõe, para que não haja descolamento do reforço, que a deformação no reforço deva ser menor que cerca de 0,6%. Sendo assim, tem-se:

$$\sigma_f \leq \begin{cases} \frac{\tau_{lim} \cdot L_f}{t_f} \\ 0,006 \cdot E_f \end{cases} \quad (\text{Equação 9})$$

onde:

t_f = espessura do reforço de flexão

L_f = comprimento do reforço de flexão entre a sua extremidade e ponto de aplicação de carga,

E_f = módulo de elasticidade do reforço.

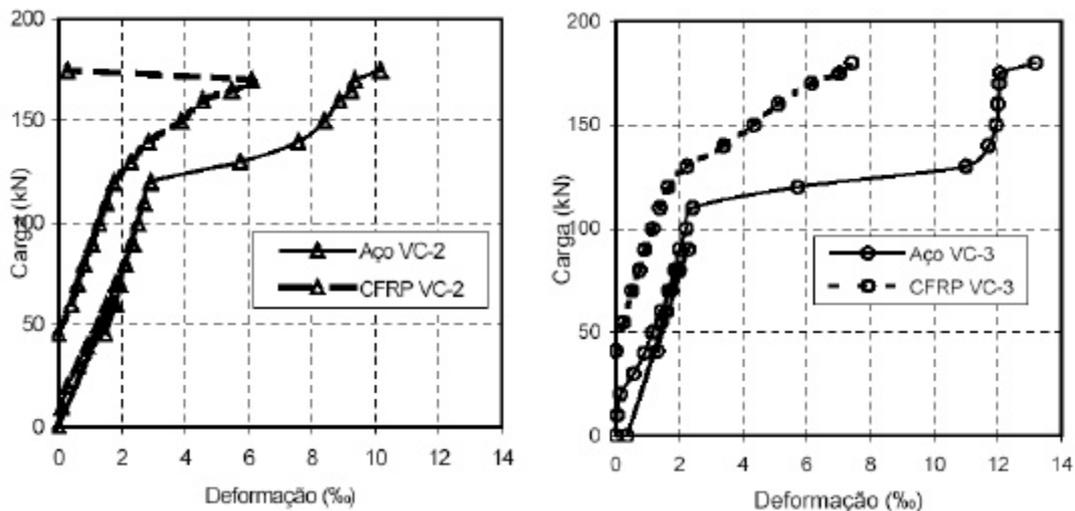


Figura 7 – Diagramas carga x deformação nas armaduras e reforço laminado em vigas de seção retangular 15 x 45 cm, vão 4 m, 2 cargas eqüidistantes, extraído de ARAÚJO (2002).

Acima, vê-se a ocorrência da ruptura do reforço pelo atingimento desses limites de deformação (0,6% e 0,7% respectivamente) em duas vigas ensaiadas por ARAÚJO (2002) cujo reforço à flexão era composto de mantas unidirecionais de carbono coladas e saturadas com adesivo estrutural epoxídico.

4.2. Dimensionamento ao cisalhamento

De forma inteiramente análoga ao disposto para o dimensionamento à flexão, o dimensionamento do reforço ao cisalhamento deve seguir as premissas básicas constantes nos códigos de projeto, tais como, a adoção do modelo de bielas e tirantes ou da treliça de Morsch (*) com a suspensão das cargas pelo estribos e/ou elementos de reforço e verificação da integridade das bielas de compressão para os novos esforços.

(*) Tal modelo de treliça remete a um modo de dimensionamento já conhecido e confiável, todavia, é verificado que analogias com base em distorção plana da alma da viga e suas respectivas linhas de fluxo de tensões (compressão e tração) remetem à resultados equivalentes. Tal observação visa a não formatação exclusiva de um único modelo para o cisalhamento de vigas posto que, pelas premissas de Morsch, é necessário a vinculação dos nós da treliça (estribos fechados nos banzos comprimidos e tracionados), o que não necessariamente é pressuposto universal, como diversas pesquisas experimentais e estudos teóricos tem demonstrado.

Assim, a mesmas relações usualmente praticadas para o dimensionamento do CA podem ser aplicadas ao dimensionamento do reforço em PRFC, considerando tão somente essa nova parcela, conforme se relaciona abaixo.

$$V_R = V_c + V_s + V_f \quad \text{(Equação 10)}$$

$$V_c = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad \text{(Equação 11)}$$

$$f_{ctd} = \frac{0.7}{\gamma_c} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{(Equação 12)}$$

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot z}{\gamma_s \cdot s} \quad \text{(Equação 13)}$$

$$V_f = \frac{A_{fw}}{s_f} \cdot \frac{\sigma_f}{\gamma_f} \cdot z \quad \text{(Equação 14)}$$

4.2.1. Limites de compatibilidade entre materiais

Novamente, de forma inteiramente análoga, o reforço em PRFC por estar aderido à alma das vigas de concreto deve atender aos limites de integridade da ligação e do aspecto de fissuração típica para essa situação.

CERQUEIRA (2000) propõe como tensão limite de aderência $t_{lim}=0,5 f_{td}$, valor um pouco maior que o considerado por PINTO (2000) para o caso de reforço à flexão devido às diferentes condições de fissuração no banzo tracionado e nas laterais das vigas.

No mesmo trabalho acima citado, ARAÚJO (2002) observa ruptura do reforço a cisalhamento, por falha de aderência, para deformações da ordem de 0,2%.

DALCANAL, et al (2002), em trabalho de investigação sobre reforço ao cisalhamento com placas de carbono aderidas com adesivo estrutural (sem vinculação dos nós de treliça), onde segue para análise dimensionamento do reforço a mesma marcha de cálculo acima sugerida, observa em suas conclusões que “O modo de ruptura das vigas deu-se, na sua grande maioria, por cisalhamento com descolamento prévio das fibras. Observou-se que o fator condicionante para a ruptura é a interface entre a fibra e o concreto. Verificou-se que após um pequeno descolamento das fibras, apareciam as fissuras e em seguida a ruptura”.

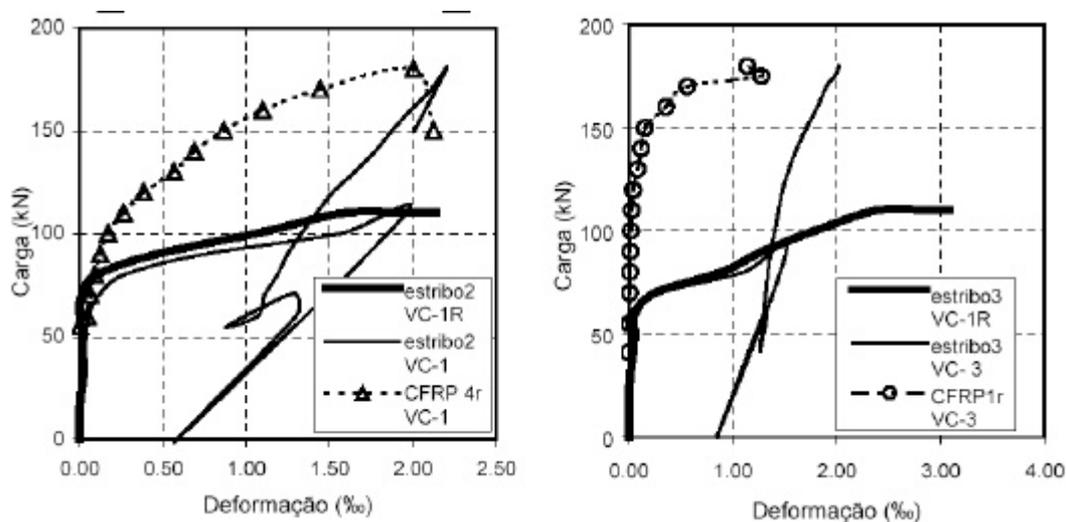


Figura 8 – Diagramas carga x deformação nas armaduras e reforço laminado em vigas de seção retangular 15 x 45 cm, vão 4 m, 2 cargas eqüidistantes, extraído de ARAÚJO (2002).

4.3. Dimensionamento à compressão – efeito do confinamento

Talvez a maior distorção que se tenha instalado na disciplina do reforço do 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 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.).

De uma forma genérica, pode-se entender o comportamento de uma peça comprimida em CA através 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 cobertura).

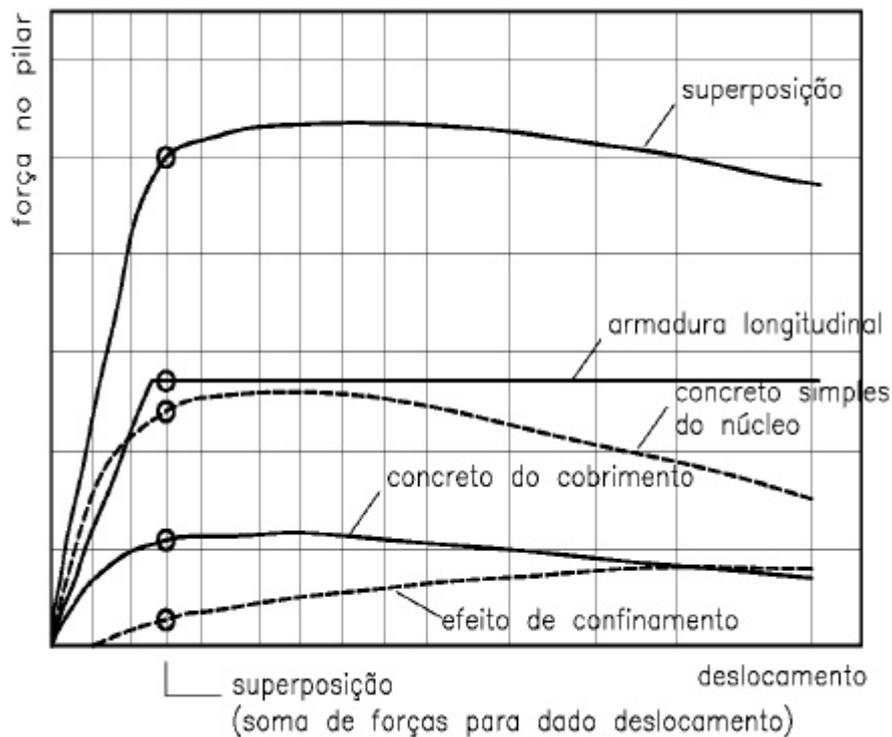


Figura 9 – Gráficos genéricos das diversas contribuições dos elementos de um pilar para a sua resistência à compressão.

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.

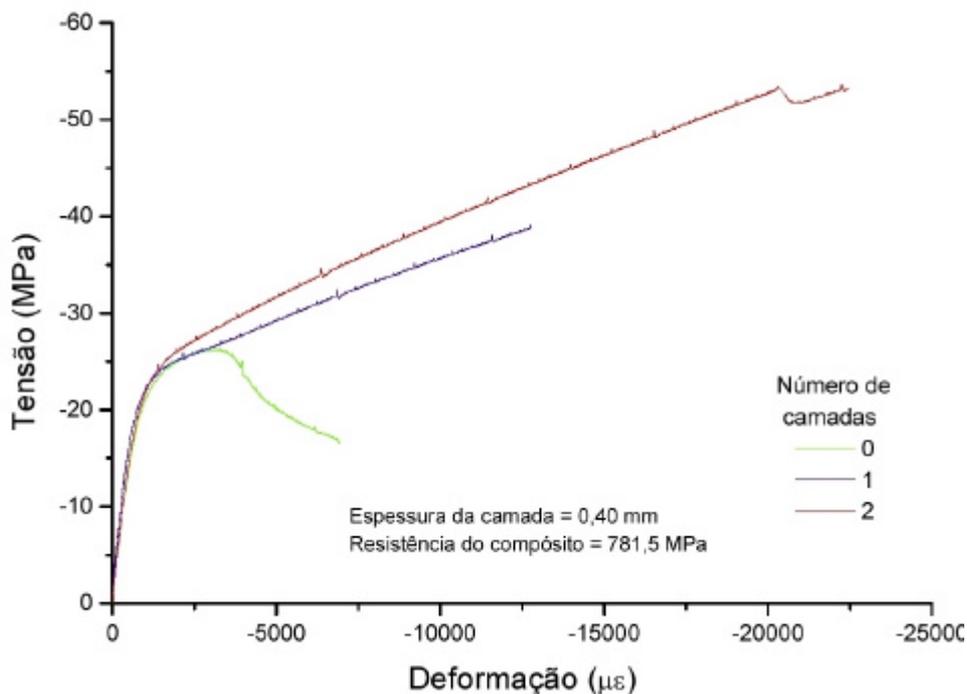


Figura 10 – Diagramas tensão x deformação obtidos por CARRAZEDO et al (2002), seção circular, 19 cm de diâmetro com o triplo de altura com aplicação do reforço em PRFC antes da aplicação dos carregamentos.

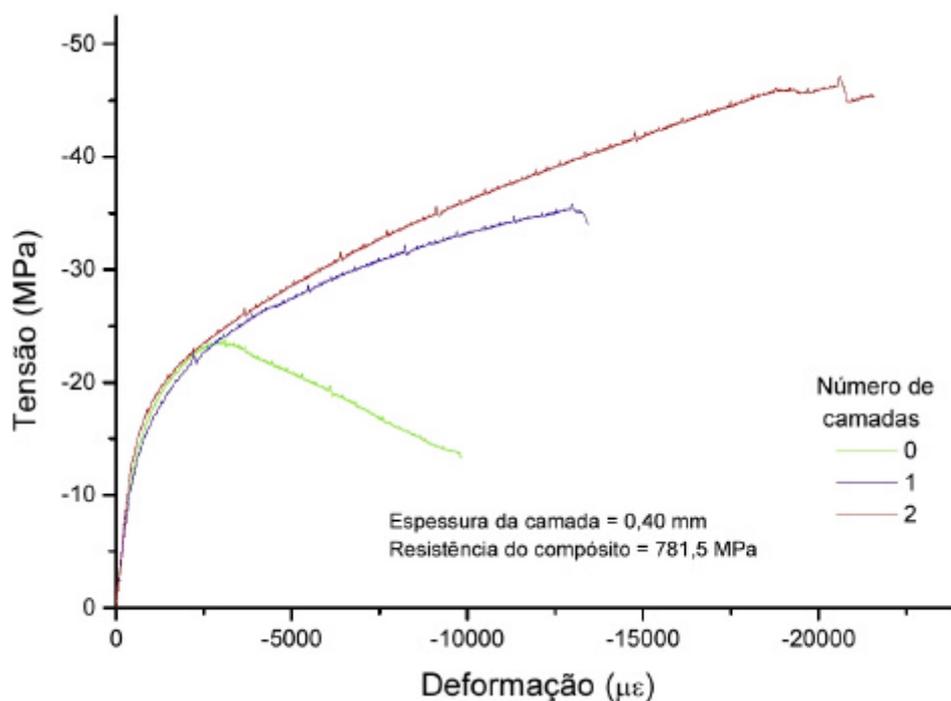


Figura 11 – Idem, sendo pilares de seção quadrada, 15 cm de lado pelo triplo de altura.

Observa-se nesses ensaios, preliminarmente, o “notável” incremento 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.

Observa-se ainda 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 de norma.

Uma análise superficial das informações contidas nas figuras 10 e 11, pode induzir a interpretações extremamente equivocadas quando se tratam de estruturas reais (pilares com armaduras longitudinais e transversais).

Observa-se da figura 9, embora genérica, que o aço longitudinal representa parcela significativa dos esforços resistentes em um pilar (podendo em 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 incremento obtido naquele estudo, dos cerca de 100% para, já não notáveis, 25% ou 30% de incremento, 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.

4.3.1. Limites de compatibilidade entre materiais

No âmbito do reforço à ductilidade de colunas por encamisamento com PRFC (melhor caracterização dessa modalidade de reforço que a usual definição de reforço à compressão, em face aos fatos), diferentemente do que se verifica para flexão e cisalhamento, por estar o compósito fechado em si mesmo e pela premissa de que seu funcionamento se dá justamente pela desagregação do concreto, a questão da aderência do compósito ao substrato concreto perde a significância, sendo a única aplicação em que se pode atingir no compósito as deformações específicas conseguidas nos ensaios de caracterização do material.

5. 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 – Como qualquer outro material a ser empregado para uso estrutural, os PRFC necessariamente devem ter suas propriedades mecânicas determinadas em ensaios, por metodologias aplicáveis, afetadas de fatores estatísticos cabíveis, conforme sistema (placas ou mantas) e fabricante, entendendo-se de forma clara que o elemento a ser considerado no cálculo do reforço não é o fio carbono com 3.500 MPa de resistência à tração às deformações de 1,7% e sim o compósito obtido pela laminação ou pultrusão com resinas poliméricas;

3 – Como qualquer outro material a ser empregado para o uso estrutural, igualmente, os PRFC deverão ter suas resistências de projeto afetadas pelos coeficientes de ponderação adequados, ou sejam aqueles minoradores de resistência, simuladores de processos e imperfeições executivas, fatores ambientais, reologia etc.;

4 – No dimensionamento do reforço, tanto na flexão como no cisalhamento, faz-se imprescindível o conhecimento da situação de mobilização existente dos materiais componentes da peça, ou seja, o estado de deformação da seção que pode ser dado pelo conhecimento da relação x/d existente no caso da flexão, bem como o nível de sollicitação das bielas de compressão no caso do cisalhamento;

5 – Para a determinação da quantidade de reforço que um elemento fletido pode vir receber (flexão ou cisalhamento), menos importam os novos carregamentos que virão a atual e sim os limites a que tais peças possam ser mobilizadas, conforme critérios de ductilidade e deformações admissíveis dos materiais existentes. Por vezes será necessário aumento das seções, excluindo a possibilidade de adequação pela imposição de foças de tração somente;

6 – Tanto na flexão como no cisalhamento, o limite de mobilização do reforço com PRFC é definido pela ligação compósito / substrato, para o que se pode atribuir como limite prático a deformação específica de 0,6% para determinação da tensão de projeto;

7 – Paradoxalmente, onde mais longe se poderia chegar nas propriedades dos compósitos (nas aplicações de encamisamento) justamente se dá sua inaplicabilidade, em consonância com as definições de ELU para peças comprimidas;

8 – O reforço à compressão pela aplicação de PRFC por confinamento externo de seções, circulares ou quadradas (não se devem considerar seções retangulares face à impossibilidade de simular grampos), 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, à luz das limitações para os ELS e ELU;

9 – Conhecidas as propriedades dos compósitos, aplicando-se os tratamentos de projeto usuais e consagrados já para os demais materiais, procedendo-se à análise dos estados de deformação existentes nos elementos a serem reforçados, utilizando-se formulações usuais do equilíbrio de seções e esforços, atendendo às limitações de utilização e ruptura dos códigos de projeto, os PRFC podem, ainda assim, viabilizar notavelmente o reforço estrutural do CA.

6. Referências

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.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **“Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento” NBR 6118**, 2003;

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – **“Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”**, **ACI 440-F**, 2001;

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, Voolume 10, nos 1/2, 2003.

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

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.

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.

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

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.

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.