



## **MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADOS COM PRFC USANDO O MODELO CONSTITUTIVO CONCRETE DAMAGED PLASTICITY**

**Eduardo Alcino de Farias Marques**

**Tereza Denyse Pereira de Araújo**

eduardo\_afm@hotmail.com

denyse@ufc.br

Universidade Federal do Ceará

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Estrutural e Construção Civil

Campus do Pici, Bloco 728, CEP 60455-760, Fortaleza, Ceará, Brasil

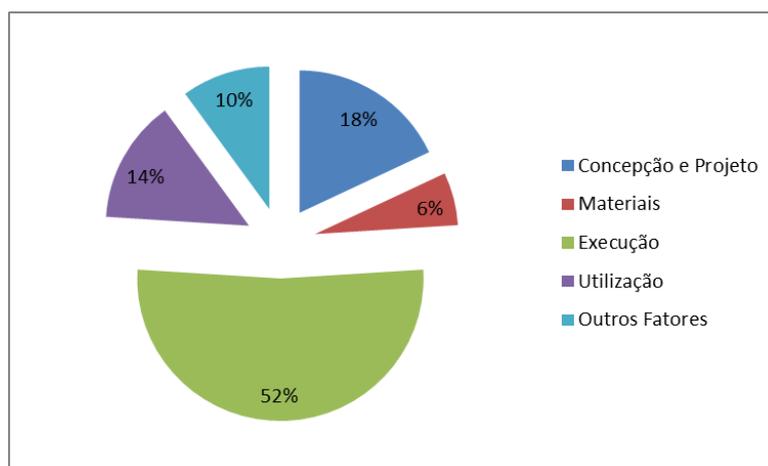
**Resumo.** *A deterioração de estruturas compromete sua segurança estrutural, devendo ser restabelecida através de soluções de reabilitação ou reforço das mesmas. Sistemas de reforço utilizando compósitos de fibra de carbono (PRFC) têm sido cada vez mais empregados na Construção Civil, sobretudo, por suas excelentes propriedades mecânicas aliadas ao seu baixo peso, apesar do seu alto custo em comparação com outras técnicas. Modelos computacionais proporcionam uma visão mais aprofundada do problema, permitindo avaliar parâmetros que não podem ser obtidos por outras técnicas. O Concrete Damaged Plasticity (CDP) é um modelo baseado na plasticidade e no dano do material, sendo utilizado para modelar o concreto e outros materiais quase frágeis. Este artigo busca por meio de simulações numéricas, realizadas com o uso da ferramenta computacional ABAQUS, validar o modelo constitutivo CDP e melhor caracterizar os mecanismos resistentes e de deformação de pilares de concreto armado encamisados com PRFC. A validação do CDP é realizada comparando o comportamento dos modelos com exemplos numéricos encontrados na literatura. Para quantificar os efeitos do confinamento de pilares de concreto armado pelo encamisamento com PRFC são comparados os resultados do pilar reforçado com fibra de carbono com os resultados dos pilares de concreto simples e de concreto armado.*

**Palavras-Chaves:** *ABAQUS, Compósitos de Fibra de Carbono, Concrete Damaged Plasticity, Modelo Constitutivo, Reforço de Pilares de Concreto.*

## 1 INTRODUÇÃO

Durante a vida útil de uma estrutura, os materiais que a constituem ficam sujeitos à atuação de diversos agentes que contribuem para a degradação de suas propriedades. Esses agentes causadores dos problemas patológicos podem ser vários, como por exemplo: forças além das previstas em projeto, erros de projeto, corrosão das armaduras, variação da umidade, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, entre outros.

No Brasil, a principal causa do aparecimento de patologias em estruturas de concreto armado ocorre na fase de execução (Fig. 1), seguida pela de concepção e projeto e, depois, pela utilização (Souza & Ripper, 1998).



**Figura 1. Principais causas de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no Brasil (Souza & Ripper, 1998)**

Como consequência desta deterioração, observa-se nas estruturas um nível inadequado na sua segurança e nas condições de utilização da construção, que afetam as condições de higiene, estética e funcionalidade das mesmas. Essas estruturas, após o aparecimento de patologias, exigem a intervenção do projetista de forma a adaptar a estrutura à sua nova realidade, sendo denominado esse processo de reabilitação e reforço de estruturas.

Dentre os sistemas de reforço de pilares mais modernos, se destacam os sistemas constituídos por materiais compósitos de fibra de carbono. Essa técnica de reforço com uso de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) fundamenta-se basicamente no aumento da resistência do concreto pelo efeito do confinamento, praticamente sem haver acréscimo na área da seção transversal. Para Carrazedo (2005), apesar desses materiais compósitos ainda apresentarem elevado custo, sua utilização prática como reforço de estruturas é compensado pelas melhores propriedades de resistência e menores custos de aplicação.

O estádio de futebol Maracanã, localizado no Rio de Janeiro - Brasil, teve 60 pilares retangulares reforçados durante as obras para a Copa das Confederações FIFA 2013 e Copa do Mundo FIFA 2014 (Leoni & Souza, 2013). A opção escolhida como reforço foi tela de PRFC em duas camadas (Fig. 2), permitindo assim que o serviço fosse realizado em aproximadamente 30 dias e que sustentasse a nova cobertura do estádio.



**Figura 2. Reforço de pilares de concreto no estádio Maracanã (Leoni & Souza, 2013)**

As simulações numéricas são desenvolvidas no software ABAQUS considerando tanto a não linearidade física como a não linearidade geométrica. A não linearidade física é considerada pela opção chamada *Concrete Damaged Plasticity* (CDP); já a não linearidade geométrica, adotando imperfeições geométricas iniciais.

O presente artigo busca, através de análises numéricas com o uso do Método dos Elementos Finitos, validar o modelo constitutivo CDP através do exemplo da Coluna de Foure (Bratina *et al.*, 2004), comparando os dados do modelo gerado no software com os da literatura. Além disso, também procura obter os acréscimos de capacidade resistente com a aplicação do reforço de fibra de carbono em pilares de concreto armado.

## **2 SISTEMAS DE REFORÇO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**

Conforme Robery & Innes (1997), a escolha da técnica de reforço de uma estrutura deve levar em consideração o custo, o desempenho, a durabilidade, a facilidade e rapidez na execução do reforço.

A colagem externa de chapas de aço ou perfis metálicos e o encamisamento com concreto ou argamassa com ou sem armadura são exemplos de sistemas convencionais de reforço de pilares de concreto armado.

Segundo Reis (2001), o reforço com colagem de chapas de aço externas à peça estrutural baseia-se na colagem de chapa de espessura adequada através de adesivo e de parafusos auto fixantes, criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural.

Essa técnica tem como vantagens o baixo custo, a facilidade de manutenção, a possibilidade de reforçar uma estrutura enquanto está em uso e a rapidez na execução. Como desvantagens dessa técnica, pode-se citar o aumento do peso próprio da estrutura, a possibilidade de corrosão e o difícil manuseio das peças metálicas para a execução do reforço.

Já o encamisamento com concreto ou argamassa, com ou sem armadura, é uma técnica antiga e muito utilizada, onde é colocada camada adicional destes materiais, havendo assim o aumento da seção transversal do pilar. Neste caso, é necessário garantir a aderência entre o concreto de reforço (ou argamassa) e o concreto existente da peça a ser reforçada (Piancastelli, 1997).

A técnica de reforço de pilares de concreto armado por materiais compósitos de fibras de carbono se constitui na colocação de uma manta nas faces laterais dos pilares, fazendo assim um encamisamento. Suas vantagens estão na rapidez de aplicação e não há aumento da seção transversal do pilar. Suas desvantagens são o custo mais caro comparado com outras técnicas e a necessidade de mão de obra qualificada para a sua realização.

Nos últimos anos, tornou-se necessário o conhecimento mais aprofundado sobre o reforço de pilares, principalmente de seção transversal retangular, com a utilização de fibras de carbono, por isso estudos como Carrazedo (2005), Pellegrino & Modena (2010), Barghi *et al.* (2012) e Csuka & Kollár (2012), têm sido realizados nessa área.

## **2.1 Fibras de Carbono**

Conforme Schawartz (1984), as fibras de carbono são caracterizadas por uma combinação de baixo peso, alta resistência à tração e grande rigidez. O seu alto módulo de elasticidade e, de certo modo, alta resistência, dependem do grau de orientação das fibras, ou seja, do paralelismo entre os eixos das fibras.

Os PRFC destacam-se, principalmente, por que:

- As fibras de carbono apresentam as maiores relações entre resistência e rigidez com seu peso próprio;
- À temperatura ambiente, as fibras de carbono não são afetadas pela umidade e ação de vários solventes, ácidos e bases;
- As fibras de carbono apresentam uma diversidade de características físicas e mecânicas, permitindo que os compósitos apresentem grande versatilidade para diversas aplicações em engenharia;
- Os processos de fabricação de fibras e compósitos encontram-se altamente desenvolvidos, são considerados relativamente baratos e apresentam uma excelente relação custo-benefício em algumas aplicações.

A maior parte das técnicas de reforço baseada em sistemas de PRFC recorre à colagem de laminados ou de tecidos na face dos elementos a reforçar. Porém, segundo Barros *et al.* (2002), é observado que com a aplicação destas técnicas geralmente ocorre o que se denomina de descolamento ou *peeling*, isto é, o sistema de reforço descola da superfície do elemento a reforçar, ou arranca uma camada deste elemento (normalmente a camada de cobrimento das armaduras).

## **2.2 Confinamento do Concreto**

O concreto é formado por agregados, cimento e água. Para entender o efeito do confinamento do material concreto, FIB (1999) explica que os agregados são os componentes rígidos desse material e as forças de compressão caminham através deles e que para o equilíbrio são necessárias componentes laterais, provenientes da coesão da pasta de cimento no concreto não confinado. Quando se supera esta coesão surgem as primeiras microfissuras entre agregados e a pasta de cimento. As microfissuras crescem com o aumento da carga e o concreto rompe com fissuração paralela à aplicação da carga. O confinamento aumenta a coesão, resultando em uma maior resistência.

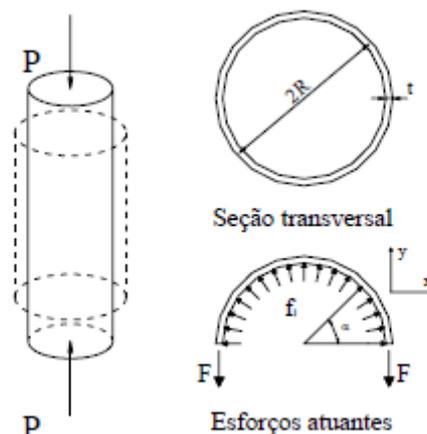
O concreto confinado por meio de tubos de aço ou de armaduras transversais, como espirais ou estribos, é influenciado pela taxa volumétrica, disposição, distribuição,

espaçamento e resistência da armadura transversal, distribuição da armadura longitudinal na seção, forma da seção transversal e resistência do concreto.

Já o concreto confinado por PRF apresenta comportamento diferente do confinado por aço. Essa diferença pode ser observada no diagrama tensão-deformação de cada material confinado.

O confinamento de pilares de concreto armado pode ser conseguido por meio de uma armadura transversal adequada ou por meio do encamisamento com concreto armado ou polímeros reforçados com fibras.

O confinamento passivo é explicado considerando um pilar de seção circular que se encontra livre de qualquer restrição lateral inicialmente. Sabe-se que com a aplicação de um esforço axial ( $P$ ) ocorre o encurtamento axial e uma expansão radial da peça. Porém, considerando que o mesmo pilar estivesse envolvido por um tubo de parede fina antes da aplicação da carga, ao aplicar a carga  $P$  o tubo restringe a deformação lateral, desenvolvendo no interior do tubo uma pressão  $f_1$ . A magnitude desta pressão depende da carga axial aplicada, dos materiais constituintes do pilar e do tubo e das características geométricas envolvidas. No entanto, considerando que o tubo tenha uma parede fina, a relação entre pressão interna e o esforço de tração na parede do tubo pode ser obtida através do equilíbrio de esforços da seção transversal, como pode ser visto na Fig. 3. O processo de restrição da expansão lateral de pilares de concreto nada mais é do que o confinamento do pilar pré-existente.



**Figura 3. Pilar circular submetido à compressão axial e detalhe da pressão gerada na parede do tubo (Carrazedo, 2002)**

No intuito de melhor compreender os mecanismos envolvidos no efeito de confinamento e melhorar a eficiência da aplicação do reforço com polímero reforçado com fibras, novas pesquisas e estudos são constantemente desenvolvidos. Com os trabalhos já realizados, como Mirmiran *et al.* (2000), Chaallal & Shahawy (2000) e Parvin & Wang (2001), sabe-se que o confinamento proporciona diversos benefícios ao comportamento estrutural de pilares submetidos à compressão axial centrada ou excêntrica, dentre os quais se destacam:

- Aumento da resistência à compressão axial do concreto pela ação das pressões laterais;

- Melhoria da ductilidade do elemento estrutural, especialmente importante no caso de aplicação de concreto de alta resistência;
- Favorecimento da contribuição efetiva do núcleo no caso de reforço por encamisamento com concreto armado ou compósitos poliméricos reforçados com fibras de carbono, por exemplo;
- Favorecimento da redistribuição de tensões no conjunto concreto antigo e novo, que estão sujeitos aos efeitos de pré-carregamento e deformação do concreto ao longo do tempo.

Mesmo com tantas vantagens, a consideração do efeito de confinamento ainda na fase de projeto, se for feita sem critérios, pode causar alguns problemas como, por exemplo, resultar em pilares muito esbeltos, o que compromete a estabilidade global da estrutura.

### 3 CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP)

No espaço de Haigh-Westergaard o estado de tensões de um elemento infinitesimal qualquer é caracterizado pelas tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ . Caso as tensões principais representem um ponto interno à superfície de falha, tem-se um comportamento elástico, ou seja, não há escoamento do material. Se o ponto estiver exatamente sobre a superfície de falha, tem-se o início do escoamento do sólido infinitesimal e caso a tensão de escoamento seja ultrapassada o ponto estará fora da superfície de falha, sendo que neste caso duas situações são possíveis (Kmieciak & Kaminski, 2011):

- Aumento na deformação sem mudança na tensão (plasticidade ideal);
- Ruptura do material.

A Figura 4 resume os possíveis estados de tensão em relação à superfície de falha, essa observada a partir do plano desviador.

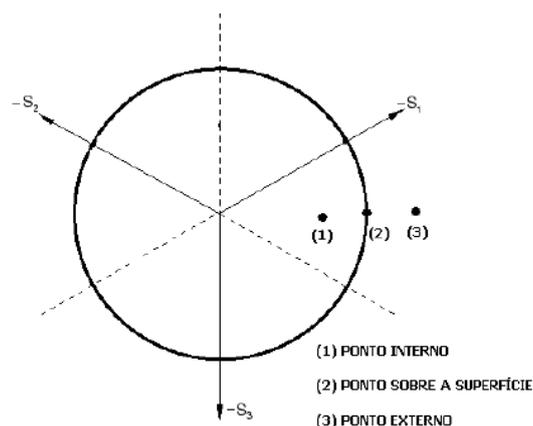
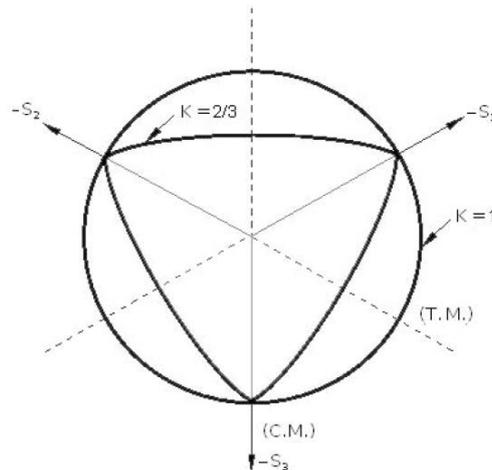


Figura 4. Estados de tensão em relação à superfície de falha (Kmieciak & Kaminski, 2011)

O valor de  $K$  representa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador. A Fig. 5 mostra a representação gráfica da superfície de falha no plano desviador. O valor de  $K = 2/3$  é normalmente recomendado para o modelo CDP, sendo que a forma gráfica corresponde à combinação de três elipses

tangentes. Com valor de  $K = 1$ , a superfície de falha se torna um círculo, como no critério de Druger-Prager.

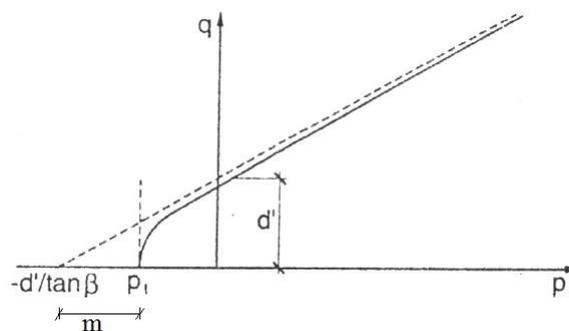


**Figura 5. Superfície de ruptura na seção transversal desviadora no CDP (Kmieciak & Kaminski, 2011)**

Nas figuras 4 e 5,  $-S_1$ ,  $-S_2$  e  $-S_3$  são os eixos meridionais, C. M. é o meridiano de compressão e T. M. é o meridiano de tração.

Pelo fato da superfície de falha definida por Lee & Fenves (1998) ser uma combinação geométrica de duas diferentes funções de Drucker-Prager, a função potencial hiperbólica de Drucker-Prager é utilizada para definir a regra de escoamento. O ângulo de dilatação é medido no plano meridional p-q em altas pressões confinantes, enquanto m é a excentricidade da superfície potencial plástica. Esta função potencial plástica é não associativa, ou seja, não coincide com a superfície de escoamento.

O ângulo de dilatação pode ser visualizado no plano meridional p-q (Fig. 6), juntamente com a função linear de Drucker-Prager (linha pontilhada) e a função hiperbólica (linha contínua), correspondendo ao ângulo de inclinação entre a direção do incremento de deformação plástica e a vertical, fisicamente sendo interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto. Em simulações numéricas normalmente adota-se valor entre  $36^\circ$  e  $40^\circ$ .



**Figura 6. Função linear e hiperbólica de Druger-Prager (Kmieciak & Kaminski, 2011)**

Como a forma da função potencial plástica no plano meridional é hiperbólica é necessário ajustar essa forma através da excentricidade. Esta excentricidade é um valor pequeno que expressa a taxa de aproximação da hipérbole da sua assíntota. A excentricidade pode ser calculada também como a razão da tensão última de tração pela de compressão no caso uniaxial. Com o aumento do valor da excentricidade, a curvatura para a função potencial

aumenta, implicando que o ângulo de dilatação aumente mais rapidamente à medida que a pressão confinante diminui. Quando a excentricidade tiver o valor zero, a superfície no plano meridional se torna uma linha reta, ou seja, o critério clássico de Drucker-Prager.

Por fim, tem-se o ponto em que o concreto falha sob compressão biaxial.  $f_{b0}/f_{c0}$  é a relação entre a resistência no estado biaxial e a resistência no estado uniaxial. O manual do programa ABAQUS especifica um default de 1,16 para esta relação. Os estados de tensões uniaxial e biaxial podem ser observados na Fig. 7.

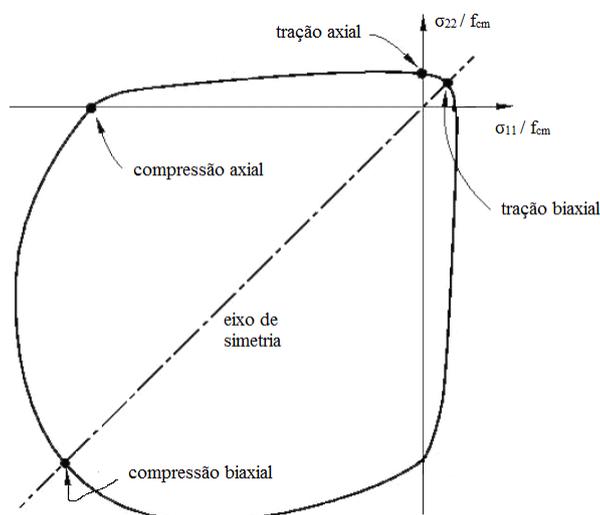


Figura 7. Resistência do concreto sob tensão biaxial no CDP

Assim, na Tabela 1 podem-se observar os valores de entrada de todos os parâmetros para o uso do modelo constitutivo CDP.

Tabela 1. Parâmetros de entrada do modelo CDP sob tensão composta

Parâmetro	Valor
Ângulo de Dilatação	36
Excentricidade ( $\epsilon$ )	0,1
$f_{b0}/f_{c0}$	1,16
K	0,667
Parâmetro de Viscosidade	0

## 4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Neste item são apresentadas as características dos materiais utilizados (concreto, aço e camisa de reforço), a validação da opção disponível no software ABAQUS para a modelagem da não linearidade física (CDP) e as simulações numéricas de pilares de concreto armado com fibras de carbono.

## 4.1 Coluna de Foure

A Coluna de Foure é o exemplo numérico escolhido para a validação do CDP e assim o seu uso adequado na adoção da não linearidade física. Este exemplo consiste em um pilar de concreto armado submetido à flexo-compressão (Fig. 8), cujos dados estão disponíveis através de ensaios documentados por Espion (1993) e complementados por Bratina et al. (2004).

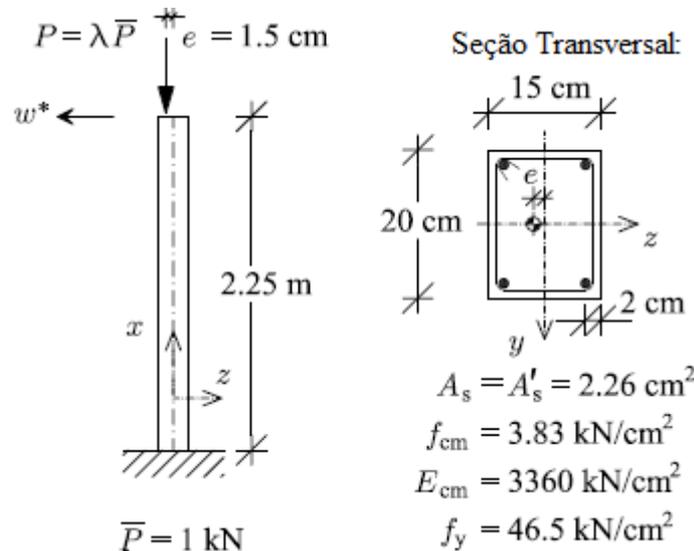


Figura 8. Coluna de Foure: geometria, materiais e carregamento (Bratina *et al.*, 2004)

O concreto é modelado com elementos sólidos tridimensionais tipo C3D8, que possui oito nós e cada nó com três graus de liberdade translacionais. As armaduras são modeladas com elementos de treliça T3D2 que possuem dois nós, apresentando três graus de liberdade por nó, todos de translação. Este elemento é usado somente para transmitir forças axiais e, conseqüentemente, admite carregamentos apenas ao longo do eixo do elemento, visto que não possui rigidez para resistir solicitações perpendiculares ao seu eixo. O contato entre os materiais é definido através da opção *Constraint* que considera condições de total aderência entre os mesmos. O modelo totaliza 22 elementos C3D8 no concreto, oito elementos T3D2 no estribo e quatro elementos T3D2 nas barras longitudinais (Fig. 9).

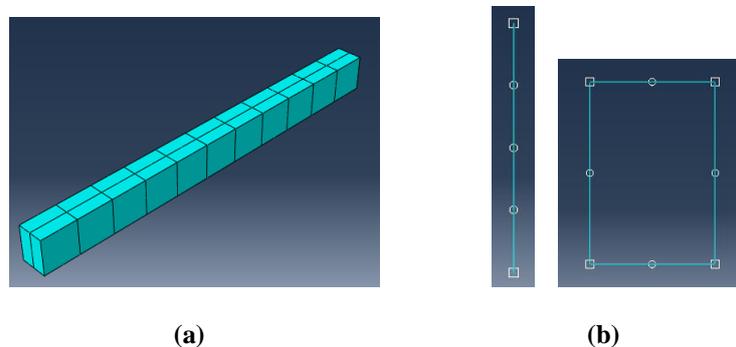


Figura 9. Malhas dos materiais que formam a Coluna de Foure (a) Malha do concreto (b) Malhas das armaduras longitudinal e transversal

A Figura 10 mostra o gráfico de carga resistente-deslocamento lateral. Como claramente observado, o modelo numérico concordou bem com os resultados experimentais obtidos por Espion (1993) e os numéricos obtidos por Bratina *et al.* (2004), que usou apenas dois elementos finitos com quatro graus polinomiais e cinco pontos de integração ao longo do eixo do elemento.

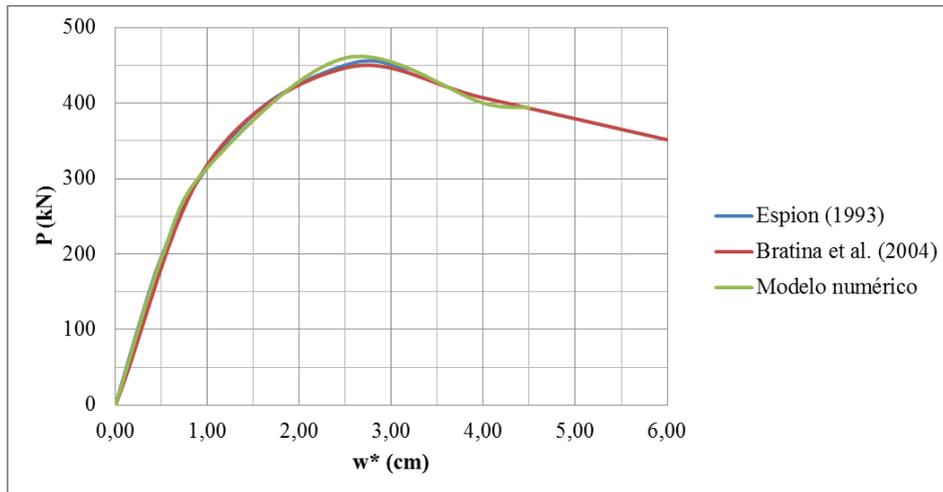


Figura 10. Gráfico: carga resistente x deslocamento da Coluna de Foure

## 4.2 Modelos Principais

Os pilares modelados têm como condições de apoio uma extremidade engastada (vínculo de 3º gênero) e outra livre, com seção transversal retangular (Fig. 11). Estes são carregados com uma carga concentrada excêntrica aplicada na extremidade livre dos mesmos, portanto submetidos à flexo-compressão e são medianamente esbeltos nas duas direções, sendo assim necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem para cálculo de suas armaduras.

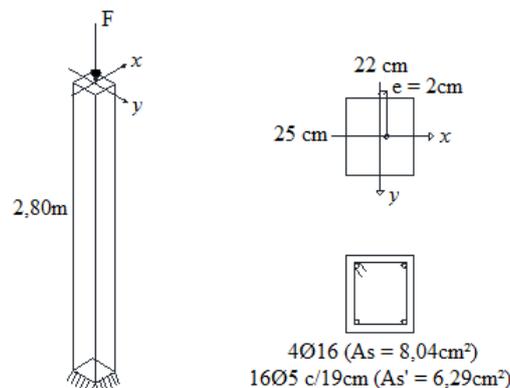


Figura 11. Representação do pilar e suas condições

O concreto é modelado com 640 elementos sólidos tridimensionais tipo C3D8 (Fig. 12a). A camisa de PRFC é modelada com 600 elementos de casca S4 (Fig. 12b), para os quais são atribuídas orientações de material e propriedades elásticas ortotrópicas. Estes elementos (S4) possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações). A armadura longitudinal é modelada com 20 elementos T3D2 e os estribos 44 T3D2 (Fig. 12c). O contato entre os materiais é definido através da opção *Constraint* que considera condições de total aderência entre os mesmos.

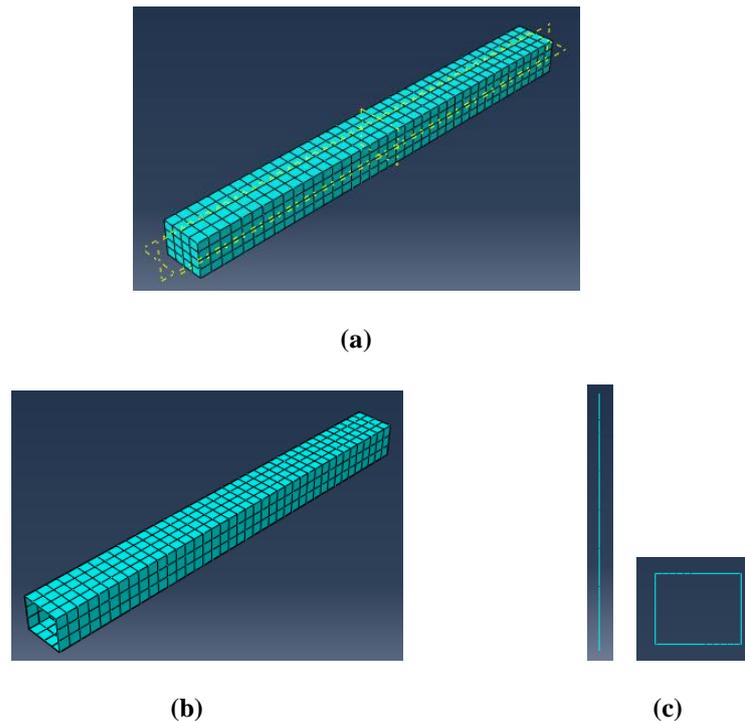


Figura 12. Malhas dos materiais que formam o pilar de concreto armado reforçado com PRFC (a) Malha do concreto (b) Malha da fibra de carbono (c) Malhas das armaduras longitudinal e transversal

Nas simulações é utilizado o controle automático do esquema incremental disponível no ABAQUS/CAE Versão 6.9. Para um tempo total igual a 1, os valores utilizados são de 1E-10 para o incremento mínimo, de 0,01 para o incremento inicial e de 0,025 para o incremento máximo. Utiliza-se o Método de Riks onde a magnitude da carga é governada por um único parâmetro escalar, isto é, o carregamento é proporcional. Este método permite obter soluções para problemas mais complexos.

#### 4.2.1 Concreto

O concreto apresenta um comportamento tensão-deformação não linear altamente influenciado pela microfissuração. O coeficiente de Poisson utilizado é 0,2. O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é calculado de acordo com a NBR 6118:2014 e a resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) de acordo com a NBR 12655:2006, cujas respectivas expressões são:

$$E_{cs} = \alpha_E \cdot \alpha_i \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (2)$$

Em que:

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3)$$

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, cujo valor adotado neste trabalho é de 20 MPa;  $S_d$  é o desvio padrão do lote para  $n-1$  resultados, cujo valor adotado é de 4,85 MPa.

Ahmed (2014) argumenta que no modelo constitutivo do concreto são assumidos tanto a parte elástica linear como a parte plástica não linear por meio dos estados inelásticos, isso é adotado por causa da baixa deformabilidade do material nesses dois estados.

De acordo com CEB-FIP (1993), o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a um carregamento de compressão uniaxial pode ser dividido em três domínios: o primeiro é o trecho linear; o segundo é uma parábola ascendente; e por fim uma parábola descende, como se pode observar na Fig. 13.

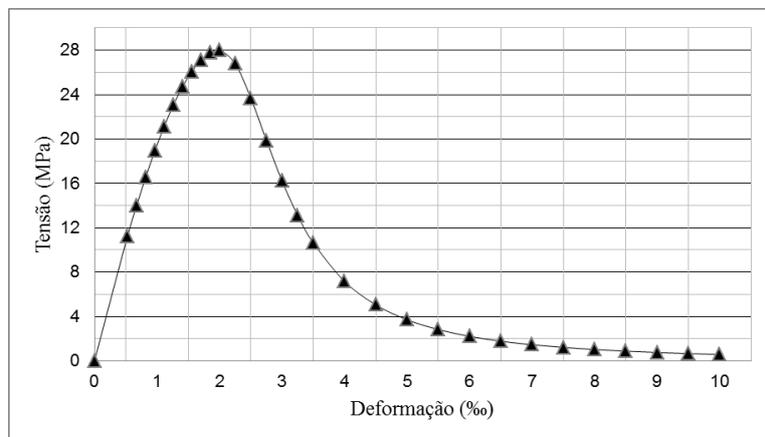


Figura 13. Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial do concreto

A descrição do comportamento tensão-deformação à tração uniaxial é obtida com a máxima tração calculada linearmente e posterior curva descendente segundo a formulação de Wang & Hsu (2001). A Fig. 14 representa esse comportamento.

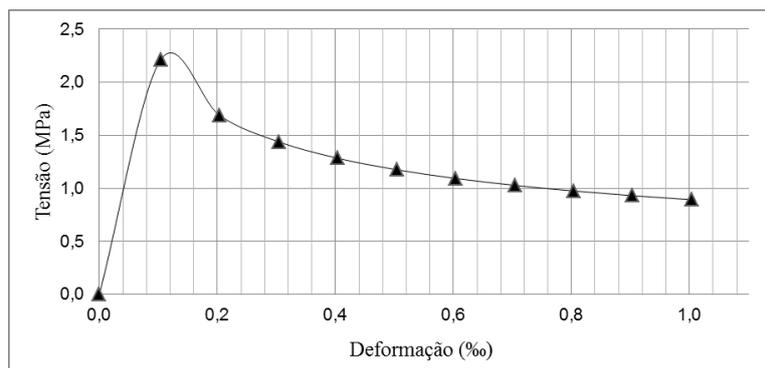


Figura 14. Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial do concreto

## 4.2.2 Aço

Com relação ao aço, o seu limite de escoamento pode ser usado como guia para estruturas que operam em condições de carregamento estático. As propriedades do aço podem variar de

acordo com sua composição química e teor de carbono. Este material apresenta um comportamento dúctil com regimes de deformação elástica e plástica.

O aço tem comportamento elástico linear quando a sua rigidez se mantém constante em baixas tensões através do seu módulo de elasticidade. Na plasticidade, ou seja, no comportamento não elástico do aço, ocorrem deformações crescentes sem variação de tensão (patamar de escoamento). O valor constante dessa tensão é a mais importante característica dos aços estruturais e é denominada resistência ao escoamento. O valor máximo da tensão antes da ruptura é denominado resistência à ruptura do material.

O aço estrutural apresenta o valor de 200 GPa para o módulo de elasticidade e de 0,3 para o coeficiente de Poisson. A Fig. 15 representa o comportamento tensão-deformação idealizado considerado na modelagem.

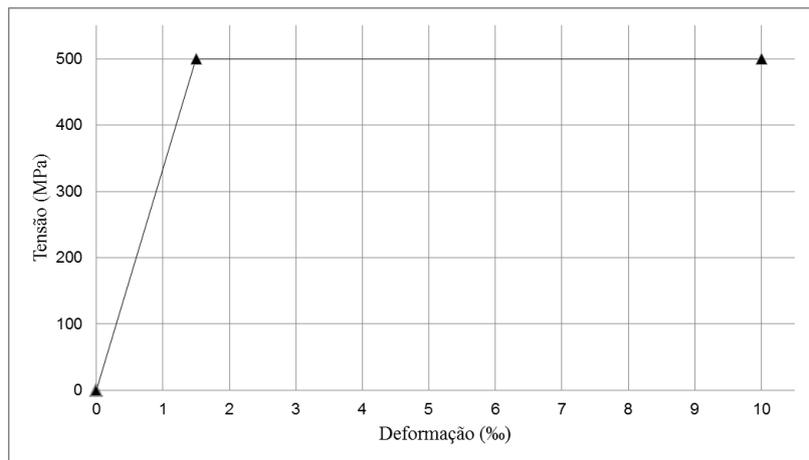


Figura 15. Comportamento tensão-deformação idealizado para o aço CA-50

### 4.2.3 Camisa de FRPC

O comportamento das camisas de polímeros reforçados com fibras (FRP) é utilizado propriedades elásticas ortotrópicas. As propriedades elásticas adotadas representam uma camada do compósito (fibras + resina + vazios) com 0,4 mm de espessura, conforme pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades elásticas adotadas para a camisa de FRPC (Carrazedo, 2005)

Símbolo	Parâmetro	Valor
$E_1$	Módulo de elasticidade na direção das fibras	71160 (MPa)
$E_2$	Módulo de elasticidade na direção perpendicular às fibras	3800 (MPa)
$\nu_{12}$	Coefficiente de Poisson 1-2	0,25
$G_{12}$	Módulo de cisalhamento na direção 1-2	1380 (MPa)
$G_{13}$	Módulo de cisalhamento na direção 1-3	1380 (MPa)
$G_{23}$	Módulo de cisalhamento na direção 2-3	1005 (MPa)

Conforme Obaidat *et al.* (2010), o uso de propriedades isotrópicas ou ortotrópicas para a camisa de fibras de carbono geram resultados próximos, podendo-se adotar qualquer uma dessas propriedades nas modelagens.

Na colocação da fibra é fundamental a escolha da orientação correta a fim de se obter melhores resultados de capacidade resistente e de confinamento nos pilares encamisados. A camisa de PRFC é colocada envolta no pilar, ou seja, em todo o comprimento de suas faces laterais, como espécie de manta. Neste trabalho, as fibras foram consideradas apenas a 0°.

A Figura 16 apresenta esquematicamente o posicionamento do reforço nos pilares. A colocação da manta de fibra de carbono provoca o encamisamento. Este procedimento consiste na colagem de tecidos unidirecionais de fibras de carbono com resina epóxi nas faces laterais dos pilares.

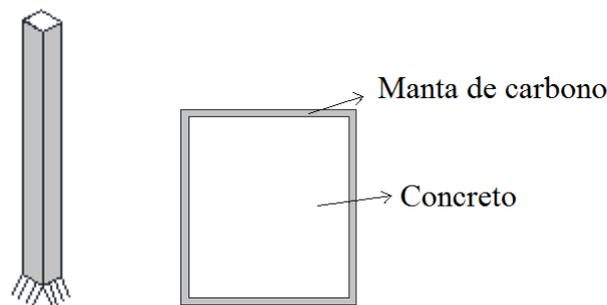


Figura 16. Posicionamento do reforço nos pilares

#### 4.2.4 Resultados

Por fim, é avaliado o efeito do confinamento por encamisamento com PRFC em pilares de concreto armado de seção transversal retangular e submetidos a esforços de flexo-compressão. As figuras 17 e 18 descrevem os comportamentos encontrados nos pilares modelados.

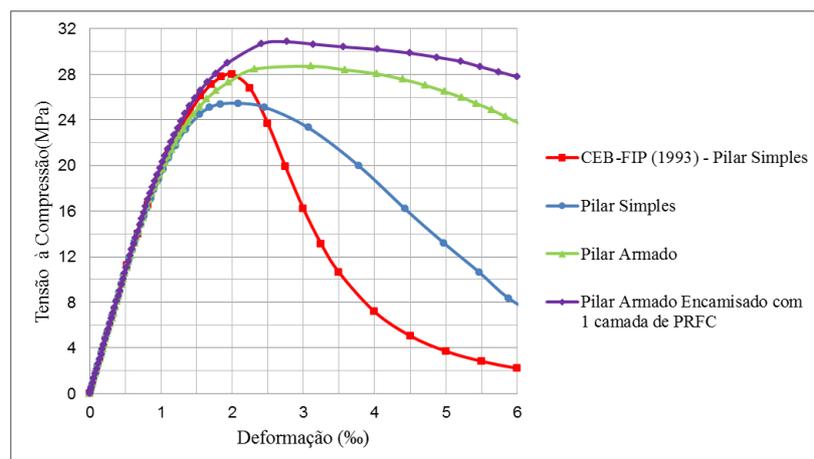
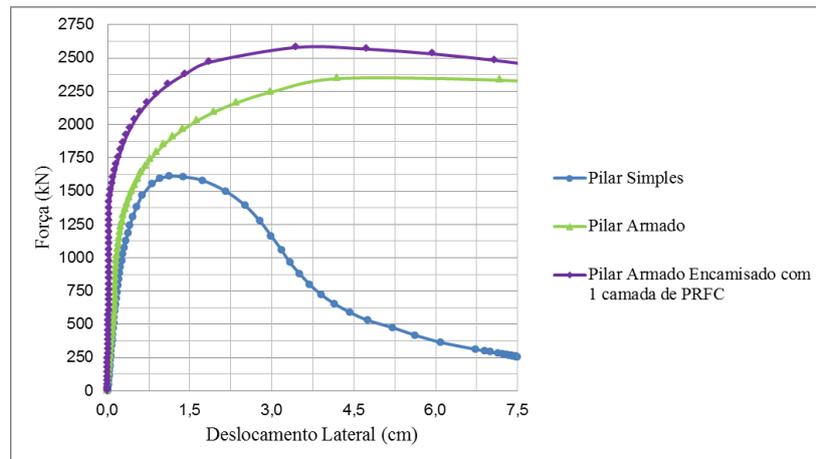


Figura 17. Comportamento tensão-deformação dos pilares modelados

O gráfico tensão-deformação apresentado (Fig. 17) é medido no mesmo nó da seção transversal onde é aplicada a carga no pilar em todos os modelos, pois se sabe que a tensão-

deformação varia ao longo da seção transversal. Já o deslocamento lateral (Fig. 18) é medido no canto do pilar na direção em que o momento atua.

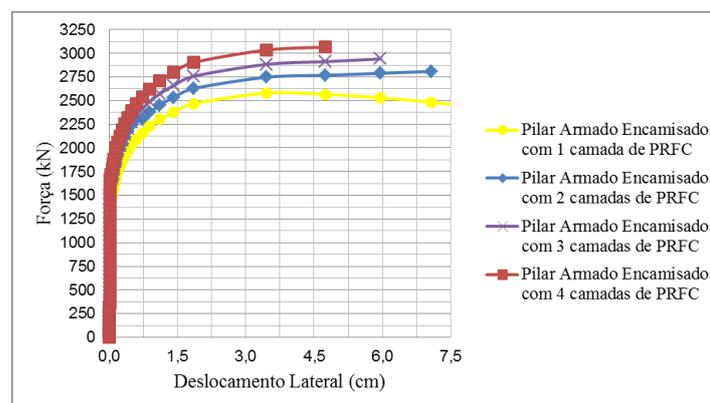


**Figura 18. Relação força-deslocamento lateral dos pilares modelados**

Observa-se que a resistência de pilares de concreto armado é aumentada (Tabela 3) pela colocação da armadura e pelo seu encamisamento com PRFC. O aumento da força resistente é de 60,12% em relação aos pilares de concreto simples e de 10,00% em relação aos pilares de concreto armado. Com relação à tensão máxima à compressão, houve um aumento de 21,17% em comparação com os pilares de concreto simples e de 7,45% com os pilares de concreto armado.

**Tabela 3. Valores encontrados na comparação entre os modelos**

Grandeza	P. Simples	P. Armado	P. Armado + CFRP
Força Máxima	1611,33 kN	2345,66 kN	2580,00 kN
Tensão Máxima à Compressão	25,46 MPa	28,71 MPa	30,85 MPa



**Figura 19. Relação força-deslocamento lateral dos pilares encamisados com diferentes taxas de PRFC**

O pilar também é analisado variando-se o número de camadas de reforço, no caso, 2, 3 e 4 camadas. Os resultados destas análises são mostrados na Fig. 19, que relaciona força-deslocamento lateral.

Ao analisar o gráfico, atenta-se que com o maior número de camadas de PRFC há o aumento da carga resistente, porém essa análise deve ser realizada junto ao custo de aplicação dessa técnica, pois se busca encontrar a área ótima de fibra de carbono em função do acréscimo de carga, desejando obter a redução do custo do reforço ao adotar essa técnica, ou seja, é necessário analisar o custo-benefício comparando com os demais casos.

## **5 CONCLUSÃO**

O uso do *Concrete Damaged Plasticity* foi validado através do exemplo numérico (Coluna de Foure), o modelo numérico criado concordou bem com os resultados encontrados na literatura.

Observa-se que o encamisamento de pilares de concreto armado com PRFC possibilitou o aumento da força axial resistente. Como o pilar reforçado possui armadura transversal o confinamento devido à armadura transversal pode ser levado em consideração, superpondo-se as pressões de confinamento.

Na colocação da fibra de carbono, um passo importante a se observar é a orientação da fibra. Novos estudos a respeito da utilização de ângulos específicos para a direção das fibras na camisa, em função das tensões a que esta é submetida, estão em andamento com a expectativa de que isso levaria a uma otimização do desempenho.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro ao desenvolvimento desta pesquisa.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ABAQUS/CAE Versão 6.9. Hibbit Karlsson & Sorensen, Inc., USA.

AHMED, A., 2014. Modeling of a Reinforced Concrete Beam Subjected to Impact Vibration Using ABAQUS. *Internacional Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 4, No 3.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12655: Controle de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

BARGHI, M., AZADBAKHT M., HADAD M., 2012. Evaluating the ductility and shear behavior of carbon fibre reinforced polymer and glass fibre reinforced polymer reinforced concrete columns. *Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings*. 21(4), Pag. 249-264.

BARROS, J., CRUZ J. S., FERREIRA D., LOURENÇO P., 2002. Análise Experimental de Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Carbono sob Ações Cíclicas. Portugal.

BRATINA, S., SAJE, M., PLANINC, I., 2004. On Materially and Geometrically Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Planar Frames. In: *International Journal of Solids and Structures* 41, p. 7181-7207.

- CARRAZEDO, R., 2002. Mecanismos de Confinamento e suas Implicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósito de Fibras de Carbono. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.
- CARRAZEDO, R., 2005. Mecanismos de Confinamento em Pilares de Concreto Encamisados com Polímeros Reforçados com Fibras Submetidos à Flexo-Compressão. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.
- CHAALLAL, O., SHAHAWY M., 2000. Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column Under Combined Axial-Flexural Loading. *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, Pag. 659-668.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, London 1993.
- CSUKA, B., KOLLÁR L., 2012. Analysis of FRP Confined Columns Under Eccentric Loading. *Composite Structures*.
- ESPION, B., 1993. Benchmark Examples for Creep and Shrinkage Analysis Computer Programs, Creep and Shrinkage of Concrete. TV 114 RILEM. E&FN Spon.
- KMIECIK, P., KAMINSKI M., 2011. Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*.
- LEONI, R., SOUZA, J., 2013. Reforço com Tela de Fibra de Carbono sob Proteção de Concreto ou Argamassas Minerais. *Revista Técnica*, São Paulo, n. 194, p. 78-80.
- MIRMIRAN, A., ZAGERS K., YUAN W., 2000. Nonlinear Finite Element Modeling of Concrete Confined by Fiber Composites. *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 35, Pag. 79-96.
- OBAIDAT, Y.T., HEYDEN S., DAHLBLOM O., 2010. The Effect of CFRP and CFRP/Concrete Interface Models when Modelling Retrofitted RC Beams with FEM. *Composite Structures*. 92. Pag. 1391-1398.
- PARVIN, A., WANG W., 2001. Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns Under Eccentric Loading. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 3, Pag. 146-152.
- PELLEGRINO, C., MODENA C., 2010. Analytical Model for FRP Confinement of Concrete Columns with and without Internal Steel Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*.
- PIANCASTELLI, E. M., 1997. Comportamento e Desempenho do Reforço à flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive sob Carga. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- REIS, L. S. N., 2001. Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- ROBERY, P., INNES, C., 1997. Carbon Fibre Strengthening of Concrete Structures. In *International Conference on Structural Faults and Repair*. Edinburgh Engineering Technics Press, 3 v.v. 1, p. 197-208.
- SCHAWARTZ, M. M., 1984. *Composite Materials Handbook*. McGraw-Hill, New York.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T., 1998. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. 1. ed. São Paulo: PINI.

WANG, T., HSU T. T. C., 2001. Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures Using New Constitutive Models. Computers and Structures, Vol. 79, Iss. 32, Pag. 2781-2791.