

ANÁLISE DA DUCTILIDADE DO CONCRETO CONFINADO DE PILARES DE SEÇÃO QUADRADA REFORÇADOS POR ENCAMISAMENTO ATRAVÉS DA ABSORÇÃO ENERGÉTICA¹

K. A. Allende², Vicente C. M. de Souza³ e Fathi A. I. Darwish⁴

Resumo: Neste estudo foram analisados os comportamentos dúcteis de pilares de seção quadrada pré-carregados, sob compressão excêntrica acidental, reforçados por encamisamento. A ductilidade do concreto confinado do núcleo encamisado foi avaliada em função da absorção energética deste sob o estado de compressão triaxial atuante devido ao cintamento conferido pelos estribos do reforço executado. Os resultados obtidos para a energia total absorvida pelo concreto confinado foram comparados à absorção energética de pilares retangulares não reforçados, série de controle, e à energia absorvida pelo concreto não confinado do reforço. Através de um fator de ductilidade foi possível avaliar o comportamento medianamente dúctil do concreto.

Palavras chave: concreto confinado, ductilidade, encamisamento de pilar, reforço de pilar.

DUCTILITY ANALYSIS OF CONFINED CONCRETE IN WRAPPED-REINFORCED, SQUARE-SECTION COLUMNS USING ENERGY ABSORPTION

Abstract: An analysis was made of the energy of preloaded short reinforced concrete columns which had their square cross sectional area increased by adding reinforced micro-concrete and subjecting the cured composite columns to compressive loading. The ductility of the original column was evaluated as a function of the confining stresses due to the transverse reinforcement of the micro-concrete, taking into account the adverse effect of possible applied load eccentricity. Based on energy considerations, the results of preloaded short reinforced concrete columns were analyzed. The absorbed plastic energy of the confined core was compared to elastic energy of micro-concrete added and to the absorbed energy of the control original columns. Through a ductility factor it was possible to grade the column ductility as “medium”.

Keywords: confined concrete, ductility, jacked columns, upgrading of columns.

INTRODUÇÃO

O comportamento mecânico do concreto demonstra uma gama de características que não podem ser completamente descritas pelas clássicas teorias constitutivas da elasticidade e da plasticidade. A resposta do concreto sob compressão triaxial depende enormemente da formação e expansão das micro-fissuras, as quais governam a fragilidade e/ou ductilidade, a dilatação volumétrica e o modo de falha. Sob muito baixo confinamento lateral, a ruptura de compressão é a causa das fissuras concentradas de tração e uma rápida perda de resistência. Sob um gradual confinamento, as fissuras de ruptura apresentam-se mais distribuídas e o concreto torna-se mais dúctil. Assim, deve-se levar em conta o estado de tensão atuante em consideração à definição de Luccioni e Rougier (2005) para o concreto, um material não homogêneo e anisotrópico o qual sempre responde de maneira não linear, mesmo sob efeito de baixos níveis de tensão, e que exhibe diferentes comportamentos sob tração ou compressão.

¹ Artículo recibido el 1 de septiembre de 2007 y aceptado el 24 de febrero de 2008.

² Universidade Federal Fluminense, Rua Passo da Pátria, 156, Bloco D, Niterói, R. J. Brasil. E-mail: katiallende@terra.com.br

³ Universidade Federal Fluminense, Rua Passo da Pátria 156-3, Bloco D, Niterói, R J, Brasil. E-mail: vcmdesouza@hotmail.com

⁴ Professor, Universidade Federal Fluminense, UFF, Niterói, RJ, Brasil. E-mail: fadarwish@civil.uff.br

Utilizando-se os princípios da Teoria da Plasticidade aplicada ao concreto confinado, admite-se a ocorrência de deformações plásticas na resistência à carga máxima, sem que ocorra um escoamento excessivo. Diferentemente dos metais, o concreto não apresenta encruamento sob deformação plástica, mas sim uma fase de propagação de fissuras. Dependendo do conhecimento do estado de tensão a que está submetido o concreto, os teoremas dos limites plásticos podem ser usados, de acordo com Chen (1983). Estes teoremas admitem as hipóteses: um material perfeitamente plástico, uma superfície de escoamento convexa, a ocorrência de pequena variação volumétrica até o colapso da estrutura e a aplicabilidade das equações de trabalhos virtuais. A estrutura idealizada sob carregamento constante até a ruptura possui dois limites plásticos característicos na curva tensão-deformação: o LE, que indica o início da deformação plástica de escoamento ou de absorção energética por deformação sem que o colapso ocorra, e o LP, que indica a ocorrência de dissipação interna de energia de deformação e a perda da capacidade de resistência aos esforços aplicados. No concreto confinado, o tensor de tensões pode ser decomposto em uma parte hidrostática e em uma parte desviatória. De acordo com o critério de escoamento para materiais dúcteis de Von Mises, a tensão crítica de escoamento não depende de uma tensão normal ou cisalhante em particular, mas sim de uma função das três tensões principais, σ_1 , σ_2 e σ_3 . Em virtude de sua maior ductilidade, este critério pode ser aplicado ao “escoamento” do concreto confinado.

Hadi (2005), ao estudar o confinamento de pilares com CFRP, faz um alerta sobre a importância do nível de confinamento do concreto. Apesar de ainda não existir um parâmetro único de definição da ductilidade, vários pesquisadores têm apresentado propostas para avaliação da ductilidade através da razão entre a deformação longitudinal última e a deformação limite de escoamento elástico. Esta razão fornece uma indicação da quantidade de energia que pode ser absorvida antes que a ruptura ocorra, ou seja, o fator de ductilidade indica a parcela plástica resistente até a ruptura do pilar. O fator energético para pilares definido por Lima e Giongo (2000), λ_{e_s} , consiste na razão entre a energia total absorvida e a energia plástica, pós-ruptura elástica. Ambas energias são calculadas segundo a integração da área sob o diagrama $F_u/F-\epsilon$, carga última/carga aplicada em função da deformação longitudinal. O fator proposto, neste estudo, avalia a ductilidade através da razão direta entre a absorção energética total e a sua parcela elástica.

De Souza e Ripper (1998) indicam que seja feita a avaliação da capacidade de carga de pilares reforçados com o pilar original carregado. No caso de pilares de pontes ou viadutos, é possível se fazer um descarregamento parcial devido à pouca magnitude da carga permanente. Entretanto, em edifícios residenciais, comerciais ou industriais, o descarregamento é mínimo por causa da grande carga permanente e da dificuldade de se aliviar o pilar. Por isso, neste estudo reforçou-se o pilar original pré-carregado e, a partir dos dados experimentais, aplicou-se as Teorias da Elasticidade e da Plasticidade ao concreto confinado do protótipo original para estimar a ductilidade deste em função da absorção energética.

MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

O micro-concreto para a produção dos protótipos de pilares teve resistência à compressão média aos vinte e oito dias de 34,17 MPa e, para o micro-concreto (grout) do reforço, a resistência à compressão média foi de 29,19 MPa. A seção transversal quadrada do pilar original teve dimensões de 100 mm x 100 mm e 400 mm de altura. As armaduras longitudinais foram dimensionadas segundo a NBR 6118 (A.B.T.N. 2003), de modo que a armadura longitudinal é composta de quatro barras de aço CA 50 de 8 mm de diâmetro. A armadura transversal foi composta de estribos de aço CA 60 de diâmetro de 4,2 mm, com espaçamento de 55 mm. A armadura de fretagem no topo e no pé de todos os protótipos consistiu em três estribos espaçados de 15 mm. A opção do uso da armadura de fretagem objetivou evitar a fratura prematura das extremidades do protótipo sob excentricidade accidental. Os reforços foram executados com espessura média de 18 mm e mesmas armaduras do pilar original.

Os protótipos originais foram apicoados em suas faces laterais, utilizando ponteiro e marreta leve, com o objetivo de tornar as superfícies porosas e aptas a promover uma perfeita aderência na interface entre o concreto deles e o grout do reforço. Os cantos da seção transversal foram arredondados para se evitar a concentração de tensões. Os topos dos protótipos originais foram capeados com argamassa de grout de granulometria bastante fina. O nivelamento dos topos foi verificado utilizando-se um nível de bolha. Entretanto, admite-se a ocorrência de excentricidade accidental da carga aplicada. As armaduras de reforço foram posicionadas antes do carregamento. Para que estas armaduras não entrassem em carga antes do grouteamento, as armaduras longitudinais tinham a altura de 39,5 cm. Para medição da deformação das quatro barras de aço longitudinais do protótipo original e das quatro barras do reforço utilizaram-se extensômetros de resistência elétrica do tipo KFG-10-120-C1-11L1M2R, e, para as medições das deformações das barras de aço transversais do protótipo original (colado em estribo no meio da altura) e reforço (colados em dois estribos centrais), utilizou-se o KFG-1-120-C1-11L1M2R.

O carregamento dos protótipos originais foi feito até cerca de 85% da sua capacidade portante. Estes foram mantidos sob carga durante todo o processo de groutamento e cura do reforço, que correspondeu a um período de sete dias. Durante este período, foi observada uma perda de carga média de 30% por causa da relaxação do sistema. A perda de carga pode ser entendida, no processo de ensaio, como uma simulação do escoramento do pilar para a execução do reforço. A fôrma dos reforços foi montada em três faces de vidro de espessura de 6 mm e uma face em madeira munida de um cachimbo para o groutamento. Após 24 horas de cura do grout, a fôrma foi retirada e o restante do reforço foi executado através da aplicação de micro-concreto farofa (produzido com 40% da água de emassamento e grout). Este procedimento proporcionou o perfeito groutamento (até o topo da chapa de aço sob o prato superior da prensa), garantindo assim que, ao se aplicar novo carregamento correspondente à segunda fase do ensaio, o carregamento fosse distribuído uniformemente em toda a seção transversal do protótipo reforçado e que também deformações de retração no reforço fossem minimizadas e/ou inexistentes. O carregamento do reforço foi iniciado a partir do nível de carregamento residual do protótipo original pré-carregado, dando continuidade ao procedimento de carregamento. O esquema de carregamento total do protótipo reforçado é mostrado na Figura 1.

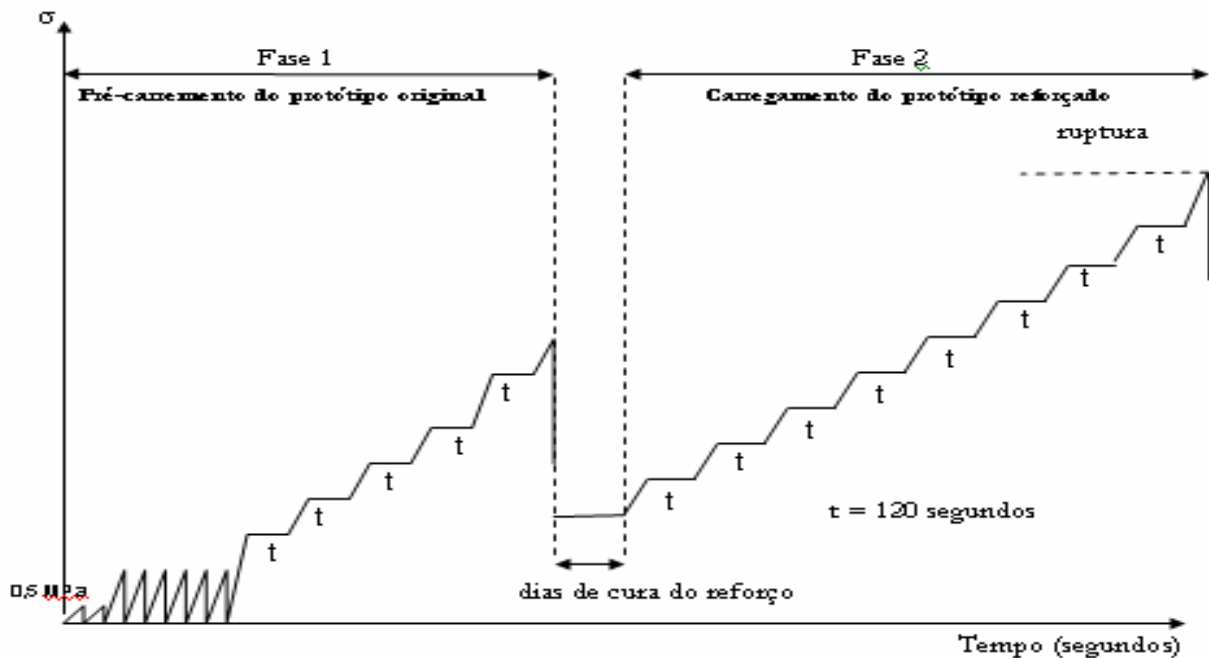


Figura 1: Funções contínuas que aproximam a função sinal.

RESULTADOS E ANÁLISES

A energia total absorvida pelo protótipo de pilar reforçado por encamisamento em decorrência da aplicação da carga excêntrica é constituída das parcelas correspondentes ao protótipo de pilar original e ao reforço. Ambas absorvem energia de dilatação, ou volumétrica, e energia de distorção. A energia total absorvida foi calculada a partir da tensão longitudinal média, σ_3 (considerando a atuação do momento acidental), e tensão de confinamento efetiva atuante, σ_{cfr} , como também as respectivas deformações médias longitudinais durante todo o processo de carregamento. Para a determinação das tensões atuantes no concreto do protótipo original, após o reforço, considerou-se o confinamento exercido pelos estribos do reforço. A tensão de confinamento efetiva dos estribos do reforço, σ_{cfr} , foi calculada segundo as formulações de Mander et al. (1998) para as seções quadradas e retangulares com as deformações dos estribos dos reforços, correspondendo às tensões principais nas direções 1 e 2, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{cfr}$, relação 1. Com a finalidade de maior simplificação dos cálculos, considerou-se o valor médio das taxas de armadura transversal nas direções 1 e 2. Deste modo, o produto entre a razão entre as áreas confinadas e total do núcleo envolvido pelos estribos, K_e , e ρ_s foi o mesmo para as duas seções transversais.

$$\sigma_{cfr} = \frac{1}{2} k_e \rho_s (E_s \varepsilon_s) \quad (1)$$

A tensão longitudinal do concreto confinado, $\sigma_{c,cf} = \sigma_3$, foi obtida a partir da leitura da carga aplicada, P_T , e das deformações médias das barras de aço longitudinais, ε_3 . Não se deve esquecer que, mesmo utilizando as deformações longitudinais médias, $\varepsilon_3 = \varepsilon_{c,cf}$, as suas diferenças nominais são consideradas, ou seja, implicitamente está sendo considerado o momento fletor atuante. Para a análise do comportamento resistente do protótipo original (ou núcleo encamisado) após a execução do reforço foi calculada a carga resistida por ele, P_N , através da simples diferença entre a carga total, P_T , e a carga atuante no reforço, P_R , expressão (2). O cálculo da parcela da carga total resistida pelo reforço é feita através da expressão (3), que representa o cálculo da capacidade de carga sob compressão centrada. De posse da carga resistida pelo protótipo de pilar reforçado foi possível calcular a tensão média na seção transversal do núcleo confinado. Para montar os diagramas conjugados tensão-deformação média longitudinal do concreto confinado e concreto não confinado do reforço, utilizou-se a expressão (4) e a razão entre o resultado de (3) e a respectiva área de micro-concreto, A_{cR} .

$$P_N = P_T - P_{mc} \quad (2)$$

$$P_R = (\varepsilon_{cRmédia} \cdot E_s \cdot A_s) + (\varepsilon_{cRmédia} \cdot E_{cR} \cdot A_{cR}) \quad (3)$$

$$\sigma_{c,cf} = \frac{P_N - (E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_s)}{(A_N - A_s)} \quad (4)$$

A energia total absorvida pelo concreto do protótipo de pilar encamisado, $W_{c,cf}$, é igual à soma das energias absorvidas, W_1 , W_3 e W_4 . A energia elástica residual da fase pré-carregamento corresponde a W_1 , e foi calculada pela expressão (5) com a tensão inicial medida na segunda fase dos ensaios, após a fase de cura do reforço, sem considerar a energia dissipada, W_2 . A energia elástica total do concreto do reforço, W_{cR} , e de pilares não reforçados, W_{1p} também foi obtida utilizando-se a expressão (5), com a tensão máxima do concreto não confinado do reforço, σ_{cRmax} , e a tensão de ruptura dos pilares da série de controle.

$$w_1 = \frac{(\sigma_3)^2}{2E} \quad (5)$$

O núcleo confinado sob tensões triaxiais de compressão absorveu uma parcela de energia elástica, W_3 , e uma plástica, W_4 . O esquema apresentado na Figura 2 mostra as áreas dos diagramas tensão-deformação para o concreto confinado e reforço no regime uniaxial e no regime triaxial.

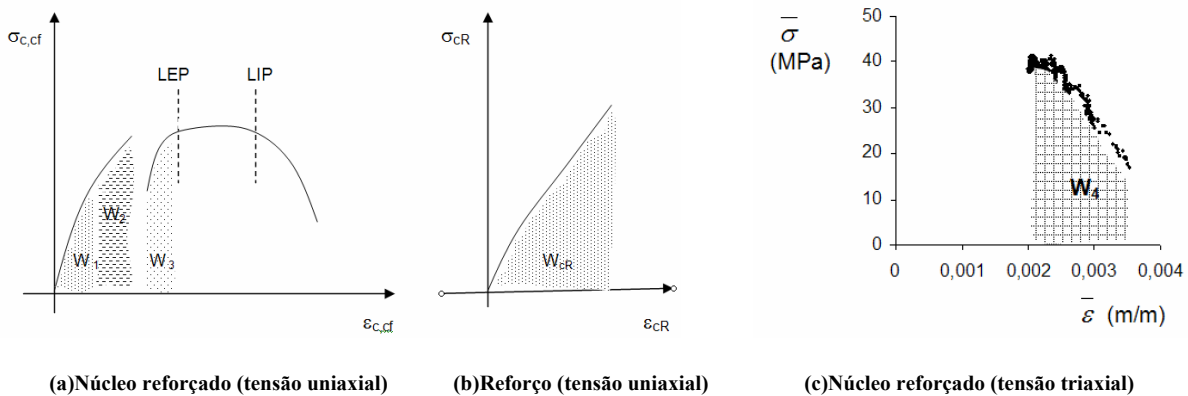


Figura 2: Esquema das áreas representativas das energias absorvidas pelo concreto confinado do núcleo e pelo concreto do reforço até a ruptura.

De acordo com Chen (1983), a energia elástica do estado triaxial de tensões deve ser calculada pela soma das energias distorcional e hidrostática. No cálculo da energia de distorção elástica do núcleo confinado foi utilizada o segundo invariante de tensão-desvio, J_2 . A parcela volumétrica da energia elástica com o primeiro invariante de tensões elásticas, J_1 .

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (6)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] \quad (7)$$

$$W_3 = \left[(I_{1\text{final}})^2 \frac{(1-2\nu)}{E} + J_{2\text{final}} \frac{(1+\nu)}{E} \right] - \left[(I_{1\text{inicial}})^2 \frac{(1-2\nu)}{E} + J_{2\text{inicial}} \frac{(1+\nu)}{E} \right] \quad (8)$$

A deformação elástica máxima, ε_{LE} , marca o início do escoamento do concreto confinado no ponto LE, obtida através da observação do fim da fase elástica dos gráficos $\sigma_{c,cf} - \varepsilon_{c,cf}$ determinados experimentalmente. Este ponto define as tensões σ_3 e $\sigma_1 = \sigma_2$ utilizadas nos cálculos de I_1 e J_2 finais. A tensão longitudinal do início da segunda fase dos ensaios, s residual e as respectivas $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{cFR}$ iniciais, foram utilizadas para o cálculo de I_1 e J_2 iniciais.

Utilizando-se as funções invariantes da teoria da plasticidade, tensão efetiva, $\bar{\sigma}$, e deformação efetiva, $\bar{\varepsilon}$ foram traçados diagramas, conforme modelo da Figura 3, a partir do LE, determinado experimentalmente através dos gráficos $\sigma_{c,cf} - \varepsilon_{c,cf}$. O cálculo da energia plástica, W_4 , foi efetuado a partir da integração numérica da área sob as curvas destes diagramas, conforme exemplificado no diagrama da Figura 3, através da expressão (11). As expressões (9) e (10) definem as tensões e deformações efetivas do regime plástico no estado triaxial de tensões.

$$\bar{\sigma} = \frac{\sqrt{2}}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]^{1/2} \quad (9)$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2]^{1/2} \quad (10)$$

$$W_4 = \int_{\varepsilon_{it}}^{\varepsilon_s} \bar{\sigma} \bar{\varepsilon} d\bar{\varepsilon} \quad (11)$$

Tabela 1: Energias elásticas do concreto dos pilares da série de controle.

Pilares Originais	$\sigma_{3\text{uniaxial}}$ (MPa)	W_{1c} (MJ/m ³)	Média W_{1c}
1	32,02	0,017088	0,020165
2	39,01	0,025363	
3	31,64	0,016685	
4	32,96	0,018106	
5	36,97	0,022780	

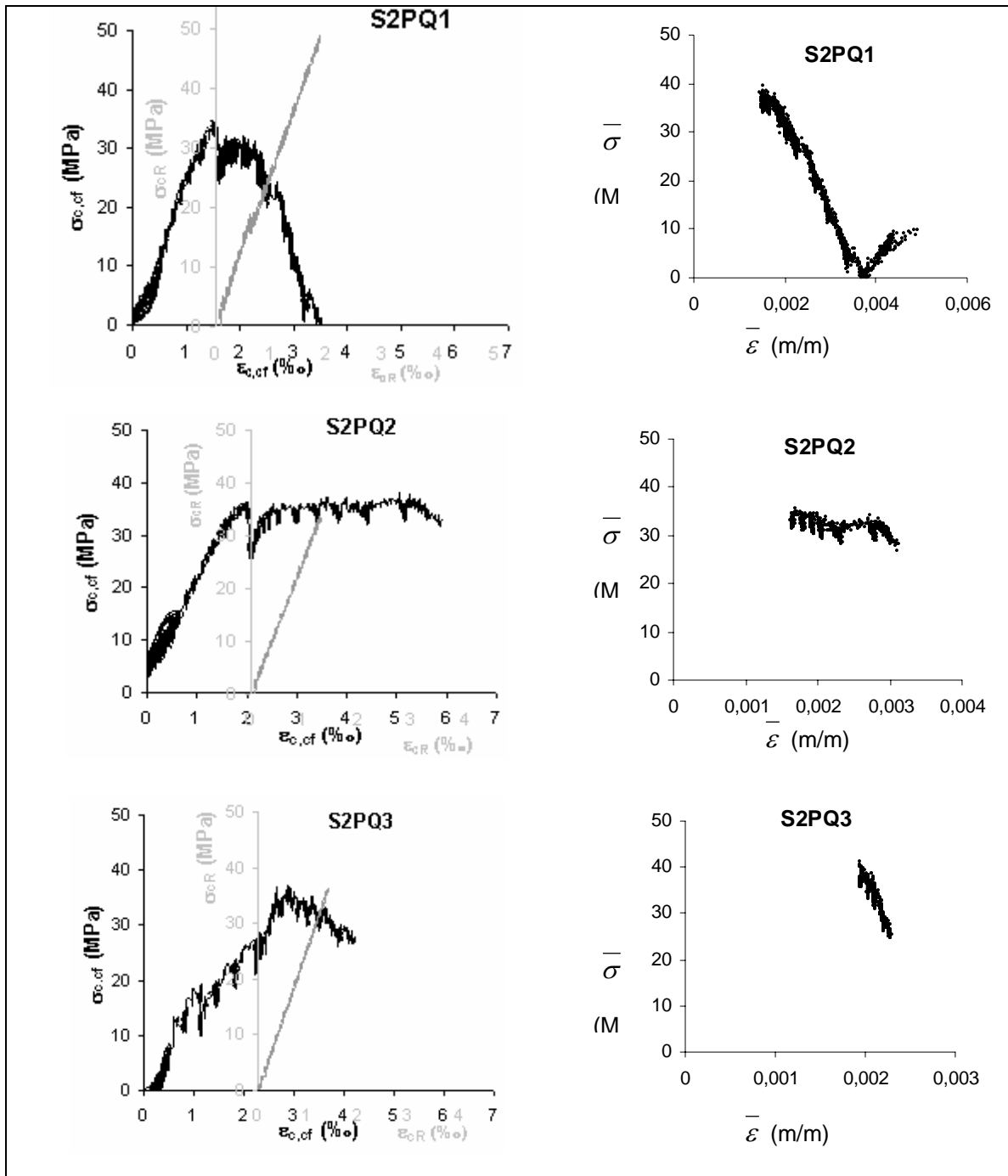


Figura 3: Gráficos $\sigma - \epsilon$ e $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}$ do núcleo e do reforço dos protótipos reforçados.

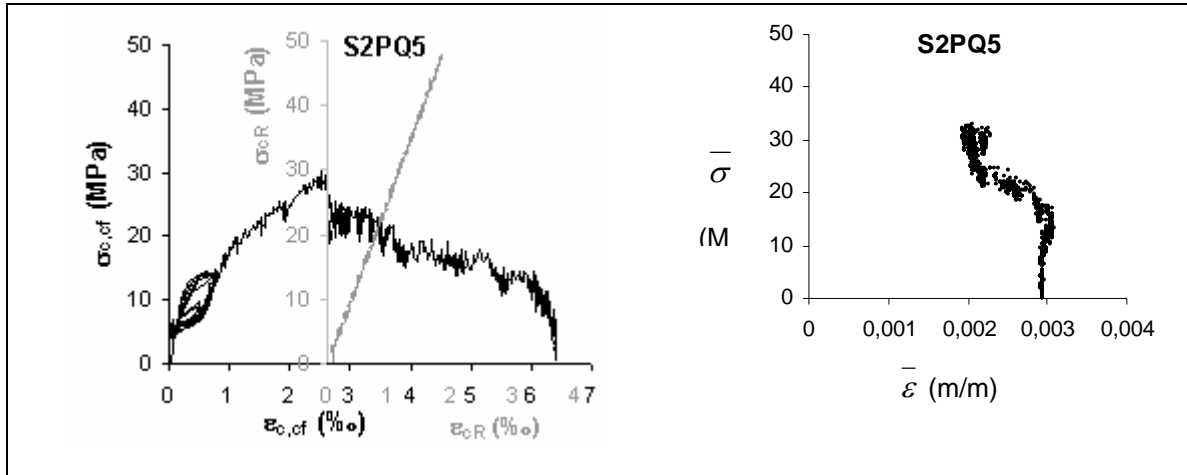


Figura 3 (cont.): Gráficos $\sigma - \varepsilon$ e $\bar{\sigma} - \bar{\varepsilon}$ do núcleo e do reforço dos protótipos reforçados.

Tabela 2: Energias do concreto confinado dos protótipos reforçados.

Protótipos	$W_1(\text{MJ/m}^3)$	$W_3(\text{MJ/m}^3)$	$W_1 + W_3$	$W_4(\text{MJ/m}^3)$	$W_{c,cf}(\text{MJ/m}^3)$	$W_{cR}(\text{MJ/m}^3)$	Wtotal
1	0,01478080	0,0013711	0,0161519	0,0553700	0,0701508	0,0578560	0,1280068
2	0,01011517	0,0054572	0,0156089	0,0472110	0,0573627	0,0212100	0,0785727
3	0,0133859	0,0178077	0,0311937	0,0112370	0,0246229	0,0256620	0,0502849
4	0,0159960	0,0238610	0,0398570	0,0178000	0,0337960	0,0453100	0,0791060
5	0,0118015	0,0041716	0,0159732	0,0237364	0,0355379	0,0521400	0,0876779
6	0,0097849	0,0255344	0,0353193	0,0863245	0,0961094	0,159400	0,01120494
7	0,0107104	0,0408049	0,0515153	0,0256500	0,0363604	0,0146390	0,0509994
Média	0,0123730	0,0170012	0,0293742	0,381898	0,0505629	0,0332510	0,0838139

A responsabilidade de absorção energética do concreto confinado representou, em média, 67% da energia total do protótipo reforçado. A fase plástica dúctil dos núcleos confinados foi especialmente responsável pela manutenção da integridade resistente destes, retardou o processo de transferência de tensões para o reforço, e propiciou maiores parcelas de absorção energética. A energia elástica total média absorvida pelo concreto confinado após o reforço e efetividade do confinamento dos estribos adicionados no reforço representou um aumento de absorção energética de somente 47% em relação à energia total média absorvida na série de pilares não reforçados (série de controle), representando também uma maior rigidez elástica dos núcleos confinados. Entretanto, a parcela plástica média de energia absorvida pelo concreto do núcleo representou 56% da energia total absorvida por ele. O fator de ductilidade sugerido por Lima e Giongo (2000) para pilares foi modificado na forma de análise da mesma através da razão entre a absorção energética do concreto confinado e a média da energia absorvida pelos pilares não reforçados da série de controle, $W_{c,cf} / W_{1p}$ médio. O valor médio para os núcleos de concreto confinados enquadrou-se nos limites de 3 e 5 do fator de ductilidade definido pelos autores citados para um comportamento medianamente dúctil. Similarmente ao critério anterior de análise da ductilidade, define-se o fator de ductilidade do núcleo de concreto confinado do protótipo reforçado, β , através da expressão (12). A Tabela 3 apresenta os valores de β e da razão $W_{c,cf} / W_{1p}$ médio para os protótipos reforçados e seus respectivos valores médios.

$$\beta = \frac{W_{c,cf}}{W_1 + W_3} \quad (12)$$

Tabela 3: Fatores de ductilidade dos protótipos reforçados.

Protótipos	$W_{c,cf} / W_{1c}$ médio	β
1	3,57	4,43
2	3,13	4,02
3	2,12	1,36
4	2,88	1,45
5	1,98	2,49
6	6,07	3,44
7	3,85	1,50
Média	3,29	2,86

Para o fator de ductilidade, β , encontramos o valor médio aproximado de 3, dentro do limite para o comportamento medianamente dúctil do concreto do núcleo de concreto confinado pré-definido por Lima e Giongo (2000).

CONCLUSÕES

O fator de ductilidade energética dos protótipos reforçados, β , definido com base no fator de ductilidade de Lima e Giongo (2000) para pilares, demonstrou que o núcleo de concreto confinado do pilar encamisado apresentou comportamento medianamente dúctil, segundo o critério já descrito.

Uma parcela de energia plástica absorvida pelo concreto do núcleo, representada por um trecho de “escoamento”, traduz o retardamento da ruptura deste devido ao confinamento conferido pelos estribos adicionados no reforço. Outra parte desta energia, representada por uma reta decrescente do diágrama tensão-deformação, traduz a diminuição gradual da capacidade portante, na forma de transferência de esforços para o reforço.

A ocorrência de excentricidade accidental da carga não prejudicou a ductilidade do concreto, conforme já observado por Hadi (2005) em encamisamentos de pilares com maiores excentricidades e tensões confinantes.

REFERENCIAS

- A.B.N.T. NBR 6118 (2003) - *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*, Rio de Janeiro, Brasil.
- Chen, W. F. (1983). *Plasticity in Reinforced Concrete*, New York, McGraw-Hill Book Company, p. 190-345.
- Lucione, B. M. e Rougier, V. C. (2005). “A plastic damage approach for confined concrete”, *Computers and Structures*, Vol. 83, pp. 2238-2256.
- De Souza, V. C. M. e Ripper, T. (1998). *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*, Editora PINI, São Paulo, Brasil, p. 255.
- Hadi, M. N. S. (2005). “Behaviour of high strength axially loaded concrete columns confined with helices”. *Construction and Building Materials*, Vol. 19, pp. 135-140.
- Lima, H.C., Júnior e Giongo, J.M. (2000). “Modelo teórico para análise de pilares de concretos de alta resistência com confinamento lateral”, *Engenharia Estudo e Pesquisa*, Vol. 3, No. 1, pp. 99-105.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. e Parck, R. (1998). “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826.