

Plastic strain quantification in reinforced concrete columns

Quantificação das deformações plásticas em pilares de concreto armado



R. A. K. SANCHES ^a

S. RODRIGUES ^a

G. FABRO ^b

F. L. WILLRICH ^c

H. C. LIMA JÚNIOR ^d

correialima@unioeste.br

Abstract

This paper presents a study of the effect of strain gage length on the curve load vs. axial strain of the reinforced concrete columns. Columns 50, 75 and 100 cm high were tested, which were cast with the same concrete compressive strength, ratio of longitudinal and transversal reinforcement. Curves load vs. strain are presented, from which the ductility indexes were calculated and analyzed through variance analysis. The ascendant, as also the descendant branch of the load vs. strain curve is affected by the strain gage length. The formation of the shear plane starts at the beginning of the plasticity process; then, from this point on, it is observed that all the plastic displacements are localized at this plane. This process interferes directly at the usual calculus methodology of strains. Finally, a new methodology to calculate inelastic strains is proposed, which is unaffected by the strain gage length. © 2005 IBRACON. All rights reserved.

Keywords: columns; ductility; strain gage length; scale.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo sobre os efeitos do comprimento de avaliação das deformações no diagrama força vs. deformação de pilares de concreto armado. Para tanto foram ensaiados pilares com alturas de 50, 75 e 100 cm, os quais apresentavam mesma resistência à compressão do concreto, taxas de armadura transversais e longitudinais. Apresentam-se curvas força vs. deformação, das quais foram calculados os índices de ductilidade de cada pilar e, em seguida, avaliados por meio de análise de variância. Observou-se que o tanto o comportamento ascendente quanto descendente da curva força vs. deformação axial são influenciados pelo comprimento de avaliação das deformações. A formação do plano de cisalhamento inicia-se no início do processo de plastificação do concreto, então, a partir deste ponto, observa-se que todos os deslocamentos plásticos são localizados neste plano. Este processo interfere diretamente na metodologia usual de cálculo das deformações. Finalmente, é proposta uma nova metodologia simplificada para o cálculo das deformações plásticas em pilares que não é influenciada pelo comprimento de avaliação das deformações. © 2005 IBRACON. All rights reserved.

Palavras-chave: pilares; ductilidade; comprimento de avaliação das deformações; escala.

^a Civil engineer, State University of Parana West/UNIOESTE

^b Member and local director of IBRACON, Laboratório de Tecnologia do Concreto da Hidrelétrica de Itaipu/Binacional

^c Member and local director of IBRACON, Assistant Professor at State University of Parana West /UNIOESTE

^d Member and local director of IBRACON, Adjunct Professor at State University of Parana West /UNIOESTE. Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Laboratório de Modelos Reduzidos, Phone: 55 45 220-3221, R. Universitária 2069, Jardim Universitário, CEP.: 85814-110 – Cascavel – PR – Brasil

1 Introdução

Com a difusão do concreto de alta resistência, a questão da ductilidade dos elementos estruturais de concreto armado vem sendo demasiadamente discutida no meio técnico científico [1]. Isto decorre do fato que, ensaiado a compressão, o concreto de alta resistência apresenta colapso mais frágil do que os concretos comuns. Em adição, os concretos de elevadas resistências têm como aplicação principal elementos estruturais que trabalham basicamente à compressão, dentre os quais, se destacam os pilares.

A ductilidade dos concretos é comumente avaliada por meio do diagrama tensão vs. deformação, obtidos em ensaios de corpos-de-prova submetidos à compressão, e é função das propriedades intrínsecas do material e da metodologia de ensaio dos corpos-de-prova. Já a ductilidade dos pilares de concreto é avaliada através dos diagramas força vs. deformação obtidos em ensaios de pilares. Neste caso, a ductilidade não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que o constitui, mas também de outros fatores como: geometria do elemento estrutural, condições de contorno, tipo de carregamento e da interação dos materiais constituintes [2]. Ao se ensaiar um pilar a compressão axial sob controle de deslocamento, observa-se que o diagrama força vs deformação obtido é composto por um ramo ascendente e um ramo descendente. Observa-se que para os pilares com concretos de alta resistência, as deformações axiais se distribuem de modo quase uniforme até cerca de 95% da força última resistente [3]. Já para pilares com concretos com resistências usuais este valor é reduzido para ordem de 60% daquela [4]. Para valores de forças superiores a estes, observa-se a formação de uma pequena região de plastificação, cuja localização ocorre de modo aleatório ao longo da altura do pilar. A aleatoriedade do posicionamento da região de plastificação é decorrente do elemento estrutural encontrar-se sob gradiente nulo de tensões ao longo de sua altura. Deste modo, é usual que a região de plastificação seja gerada na seção transversal que apresenta a maior quantidade de defeitos, intrínsecos do concreto, e/ou imperfeições geométricas das barras das armaduras longitudinais.

Após o pico de força observa-se que a capacidade resistente do pilar é reduzida. Esse fato é caracterizado pelo ramo

descendente do diagrama força vs. deformação. Nesse ramo observa-se a transformação da região plastificada em uma região de ruptura, caracterizada por um plano de cisalhamento bem definido e exemplificado na Figura 1. Segundo Câmara et al. [5], esse plano é sempre perpendicular à menor dimensão do pilar e é função da resistência do concreto e das taxas de armadura transversal. Com a formação do plano cisalhante, observa-se um alívio das deformações em todas as seções transversais ao longo da altura do pilar que não são seccionadas por este. Constata-se ainda, que todos os deslocamentos de encurtamento ficam localizados na região seccionada por esse plano.

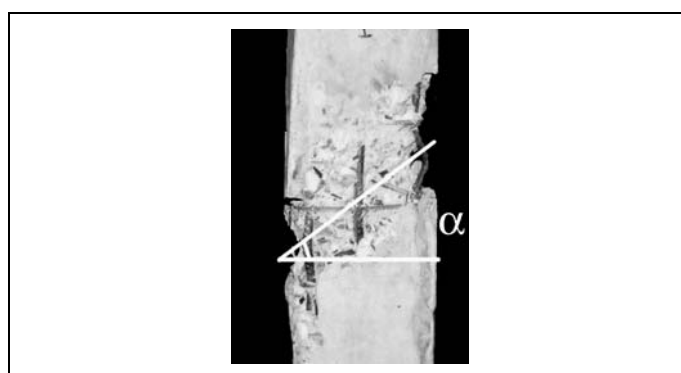


Figura 1 - Plano de ruptura dos pilares.

Por meio de ensaio de estereofotogrametria, Torrenti et al. [6] ilustra a formação do plano de cisalhamento e o campo de deslocamento durante ensaios de compressão axial em prismas de concreto e estabeleceu que a localização de deformações ocorre quando é atingido o pico de tensão. Devido ao fato exposto, constata-se que os deslocamentos axiais de encurtamento avaliados após a força última, em pilares com diferentes alturas, porém com as mesmas seções transversais e características físicas, são praticamente iguais [7]. Esse fato faz com que, quando calculados os diagramas força vs. deformação de pilares com diferentes alturas, os pilares de maior altura apresentem aparentemente menor ductilidade, como apresentado na Figura 2.

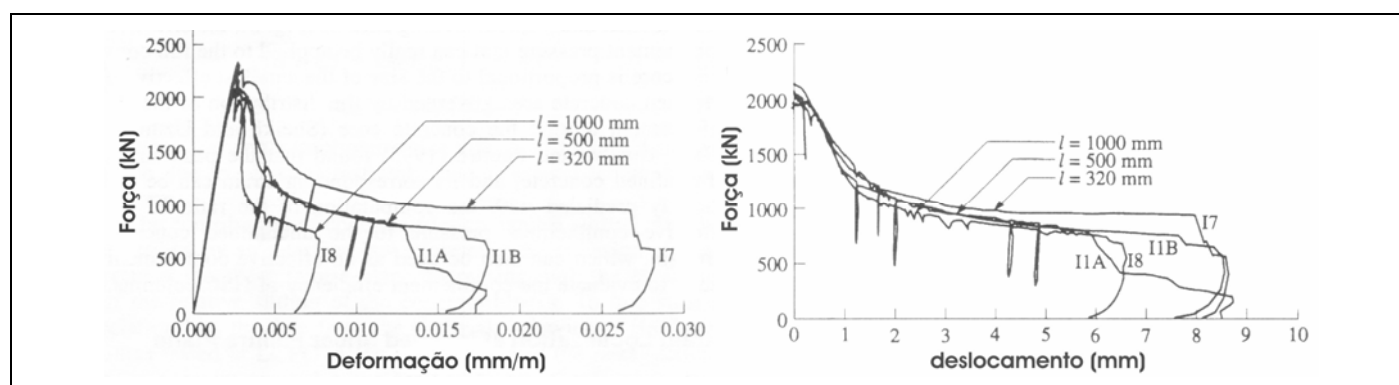


Figura 2 - Curva força vs. deformação específica e força vs. deslocamento de pilares com diferentes alturas (Adaptado de Cusson et al., 1996).

Com base no exposto, este trabalho teve por objetivo estudar as variações no diagrama força vs. deformação de pilares com diferentes comprimentos de avaliação das deformações. Dentro deste contexto, ainda buscou-se apresentar uma metodologia simplificada e adequada para o cálculo das deformações plásticas, de modo que estas não sejam influenciadas pelo comprimento de avaliação das deformações.

2 Avaliação da ductilidade dos pilares de concreto armado

Segundo Van Vlack [8] ductilidade é uma medida de deformação que indica a capacidade de um corpo deformar-se inelasticamente sem perder de forma brusca a sua capacidade resistente. É observada na literatura grande controvérsia quanto à metodologia de avaliação da ductilidade dos pilares de concreto armado, o que leva alguns pesquisadores a se restringirem a apenas à avaliação qualitativa dos diagramas força vs. deformação. Muitos pesquisadores costumam utilizar apenas a parte descendente do diagrama força vs. deformação para quantificação dos índices de ductilidade destes elementos [9-10]. Porém, estas metodologias recebem algumas críticas, uma vez que, desprezam toda a deformação plástica no ramo ascendente do diagrama, que no caso dos pilares com concretos de resistência usual é bastante significativa. Apesar deste fato, observa-se que tem sido quase que consenso à utilização das mesmas. Além disso, observa-se que outro ponto de discordância é a escolha do ponto a ser utilizado para quantificar a deformação plástica no trecho descendente do diagrama. Alguns pesquisadores consideram o ponto correspondente a 85% da tensão máxima como ponto ideal [10], outros, 50% [11]. A discordância reside no fato de que a avaliação da ductilidade realizada através de pontos próximos da tensão máxima pode fornecer resultados imprecisos. Outro fato é que, devido à parametrização do diagrama, utilizada nessas metodologias, a avaliação em apenas um ponto do diagrama também pode gerar resultados conflitantes [12].

Com base no apresentado no parágrafo anterior, preferiu-se utilizar a metodologia proposta por Lima Jr. e Giongo [13], que se baseia na análise de todos os pontos do ramo descendente do diagrama força vs. deformação e que deste modo mostra-se mais consistente. Os autores anteriormente citados definem inicialmente uma deformação paramétrica que é calculada com base na Eq. (1):

$$D_{Pós} = \frac{\int_{\varepsilon_p}^{n \cdot \varepsilon_p} F_u(\varepsilon) d\varepsilon}{F_u} \quad (1)$$

na qual, ε_p é a deformação correspondente a força última resistida pelos pilares e $F_u(\varepsilon)$ é a função que governa o diagrama força vs. deformação do pilar e n é um coeficiente que limita a região de análise, sugerido por Lima Jr. e Giongo [13] igual a 3. O índice de ductilidade pós-pico é definido como sendo a relação entre a deformação paramétrica calculada com base na Eq.(1) e a deformação de pico, e que pode ser expresso pela Eq.(2):

$$ID_{Pós} = \frac{D_{Pós}}{\varepsilon_p} \quad (2)$$

3 Materiais e Métodos

3.1 Materiais

Para confecção do concreto, foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial CP-V. O agregado miúdo utilizado foi a areia quartzosa com módulo de finura de 2,11, diâmetro máximo de 2,4 mm e massa específica de 1,64 kg/dm³ [14-15]. Utilizou-se agregado graúdo de origem basáltica com módulo de finura de 6,8, diâmetro máximo de 19 mm e massa específica de 1,42 kg/dm³ [14,16]. O teor de argamassa utilizado foi de 51% e a relação água/materiais secos foi fixada em 10%, para um abatimento de tronco de cone de 80±10 mm. As proporções dos materiais utilizadas foram 1:1,99:2,87 (cimento:areia:brita), com relação água/cimento de 0,53. A resistência média obtida no dia dos ensaios dos pilares foi de 34,38 MPa.

Foram utilizadas, para compor a armadura longitudinal dos pilares, barras de aço com 8 mm de diâmetro, módulo de elasticidade de 215 GPa e tensão de escoamento de 660 MPa. Já a armadura transversal foi confeccionada com barras de aço com diâmetro de 4,2 mm, módulo de elasticidade de 198 GPa e tensão de escoamento de 675 MPa.

3.2 Detalhes dos pilares

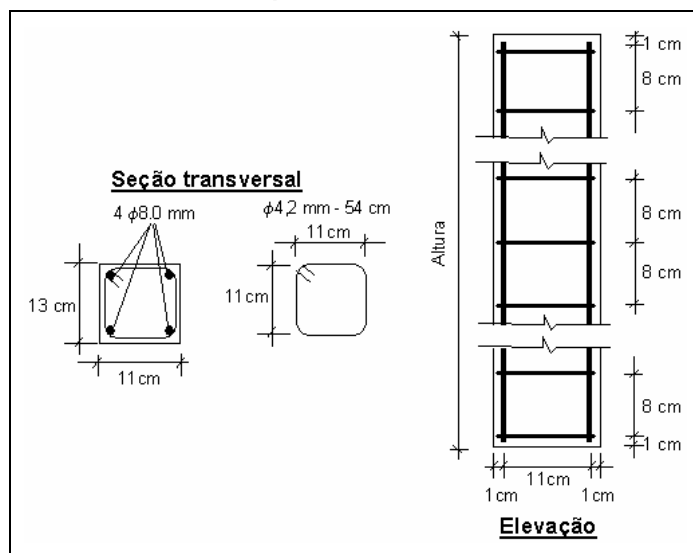


Figura 3 - Detalhes da geometria e disposição das armaduras dos pilares.

Os pilares apresentavam altura de 50, 75 e 100 cm com seções transversais de 13x13 cm. A armadura longitudinal foi igual para todos os pilares, sendo constituída por 4 barras de aço com 8 mm de diâmetro. A armadura transversal também foi a mesma para todos os pilares e composta por estribos de quatro ramos confeccionados por barras de aço de 4,2 mm de diâmetro, espaçados de eixo a eixo de 8 cm. O espaçamento dos estribos foi calculado em conformidade com a Norma Brasileira NBR 6118 [17], que prescreve espaçamentos baseados no comprimento que

leve as barras das armaduras longitudinais a atingirem o escoamento antes de suas flambagens.

Os pilares foram moldados na vertical, em fôrmas metálicas, sendo o concreto lançado através da face superior das mesmas e vibrado mecanicamente, por meio de vibrador de agulha de imersão. Foram confeccionados dois pilares para cada altura e realizada apenas uma betonada para a confecção de todos os pilares, de modo a garantir a uniformidade nas propriedades elásticas do concreto. Foram moldados seis corpos-de-prova cilíndricos de 15x30 cm para avaliação da resistência à compressão do

concreto. Após a concretagem, os pilares permaneceram nas fôrmas por um período de 24h. Durante esse período, foram dispostas nas superfícies expostas dos pilares espumas umidificadas. Após o período de 24h, os pilares foram desformados, molhados e cobertos com lona plástica, onde permaneceram até 24h antes do ensaio. Ao término do período de cura, os pilares tiveram suas extremidades capeadas com enxofre, de modo a corrigir pequenas imperfeições e garantir as faces paralelas. Na Figura 3 apresentam-se os detalhes das disposições das armaduras e geometria dos pilares.

Tabela 1 - Características dos pilares ensaiados.

Pilar	h (cm)	f_{cj} (MPa)	f_{ck} (MPa)	ρ_t (%)	ρ_t (%)	F_u (kN)	ε_p (‰)	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	α	$ID_{pós}$
P 50-1	50	34,14	34,38	1,2	0,451	710,2	4,032	34,58	660	46,7°	1,485
P 50-2						721,0	4,068	35,23	660	44,0°	1,559
P 75-1	75					657,2	3,145	31,41	660	47,5°	1,398
P 75-2						740,6	3,124	36,40	660	42,0°	1,288
P 100-1	100					701,4	2,653	35,13	570	45,0°	1,148
P 100-2						686,7	2,706	34,11	582	49,0°	1,194

OBS.: h é a altura do pilar, f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, f_{cj} é a resistência média à compressão do concreto no dia do ensaio, ρ_l é a taxa de armadura longitudinal, ρ_t é a taxa de armadura transversal, F_u é a força última resistente dos pilares, ε_p é a deformação do pilar correspondente à F_u , σ_c é a tensão no concreto do pilar correspondente à F_u , σ_s é a tensão nas barras da armadura longitudinal corresponde à F_u , α é o ângulo de inclinação do plano cisalhante e, finalmente, $ID_{pós}$ é o índice de ductilidade pós-pico dos pilares.

Tabela 2 - Análise de variância dos valores de ε_p .

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	Fator (F_0)	Mínimo valor requerido para a significância do fator ($F_{0,05,2,3}$)
Altura	1,948957	2	0,974478	1286,16	9,55
Erro	0,002273	3	0,000758	--	
Total	1,951230	5	--	--	

Os pilares foram nomeados segundo suas características físicas de $P-H-N$, onde H corresponde ao valor da altura dos pilares em cm e N ao número da réplica. Deste modo, o pilar com o código P 100-2 corresponde ao segundo pilar com 100 cm de altura. Na Tabela 1 são apresentadas as características de todos os pilares ensaiados.

3.3 Instrumentação e ensaio

Os pilares foram ensaiados com controle de força em uma prensa hidráulica com capacidade de força de 2000 kN. O carregamento foi aplicado de modo quase estático, a uma taxa média de aplicação da força de 35 kN/min. Para garantir que o colapso dos pilares ocorresse na região de análise, as extremidades dos pilares foram reforçadas com um colar metálico constituído por chapas de aço 1020 com 12,5 mm de espessura e largura de 10 cm. Os colares foram fixados aos pilares por meio de 4 parafusos de 19 mm de alta resistência. Quatro medidores de deslocamento mecânicos com precisão de 0,01 mm foram posicionados um em cada face lateral dos pilares. Os medidores de deslocamento foram fixados aos colares metálicos, presos nas extremidades dos pilares, sendo que o comprimento médio de avaliação das deformações dos pilares de 50, 75 e 100 cm foram de 27,9, 53,1 e 79,1 cm, respectivamente. As leituras dos medidores de deslocamento foram realizadas manualmente a cada 25 kN e o ensaio finalizado quando a deformação do pilar atingia

cerca de 2,8%. Na Figura 4 apresentam-se detalhes dos ensaios dos pilares.

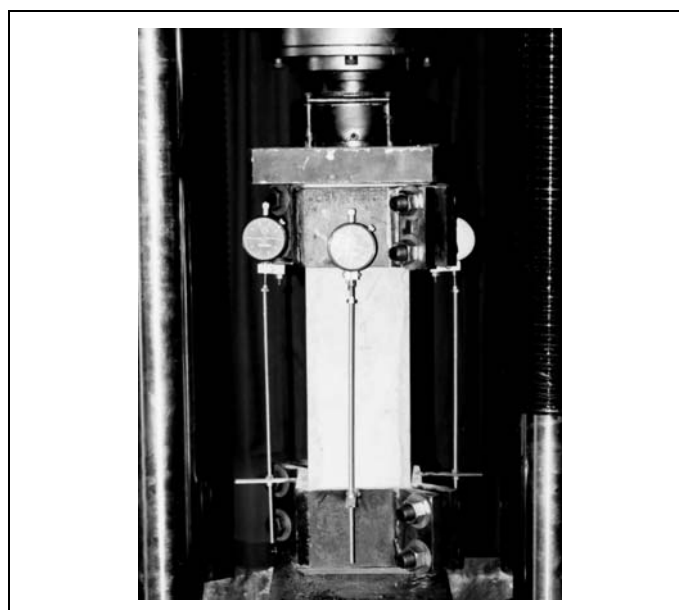


Figura 4 - Detalhes do ensaio dos pilares.

4 Resultados e discussões

4.1 Comportamento geral

Com a metodologia de ensaio empregada foi possível obter o comportamento pós-pico de todos os pilares. Obteve-se boa uniformidade no comportamento estrutural dos pilares com mesmas características. Os colares metálicos utilizados apresentaram excelente desempenho, não sendo observado escorregamento destes, nem tampouco fissuras e ruptura das extremidades dos pilares. Em todos os casos, a ruptura se deu fora da região da extremidade, em planos de cisalhamento com inclinação entre 42° e 49° , com média de $45,7^\circ$ e desvio padrão de $2,53^\circ$, valores estes que concordam com o sugerido por Hofbeck et al. [18], de 45° . Na Tabela 1 apresentam-se os valores dos ângulos de inclinação dos planos cisalhantes de todos os pilares.

Em todos os pilares, observou-se o surgimento de fissuras ao se atingir níveis de força próximos à força máxima. As fissuras propagavam-se verticalmente nas faces laterais dos pilares, indicando o desprendimento do cobrimento, que ocorria logo após ser atingida a força máxima. Todos os pilares apresentaram forças últimas resistentes similares, com média de 702 kN e desvio-padrão de 28,82 kN (Tabela 1). Após a força máxima resistente, foi observada a flambagem local das barras da armadura longitudinal.

Na Tabela 1 apresentam-se as deformações correspondentes às forças máximas resistentes dos pilares. Observa-se que para os pilares com 50 cm de altura a deformação média correspondente a força máxima resistente foi da ordem de 4% e para os pilares de 100 cm este valor foi reduzido para ordem de 2,65%. Esses valores mostram, aparentemente, que o comprimento de avaliação das deformações também influencia no cálculo das deformações plásticas no ramo ascendente do diagrama força vs. deformação dos pilares. Para validar esta observação, realizou-se uma análise de variância sobre os valores das deformações correspondentes às forças últimas resistentes dos pilares. Para tanto, foi utilizado o F-teste [19], testando-se o grau de significância da variável estudada para um nível de confiabilidade de 95%. Na

Tabela 2, apresentam-se os resultados da análise realizada. Com base nestes resultados, constata-se que realmente o comprimento de avaliação das deformações influencia no cálculo das deformações, no ramo pré-pico do diagrama força vs. deformação, dos pilares para nível de confiabilidade de 95%. Este fato mostra que, não só no ramo descendente do diagrama força vs. deformação, mas também no ramo ascendente ocorre o efeito de localização das deformações plásticas em uma dada região dos pilares. Deste modo, faz-se necessário não só a proposição de uma metodologia para o cálculo das deformações no ramo descendente, mas também, para o ramo ascendente dos diagramas força vs. deformação dos pilares de concreto armado.

Na Tabela 1 ainda apresentam-se as tensões no concreto e nas armaduras longitudinais dos pilares no instante em que foi atingida a força última resistente. A tensão nas barras da armadura longitudinal foi determinada em função da deformação linear específica determinada pela razão entre o deslocamento da base de medida registrado no ensaio e o comprimento da base de medida e, considerando, as propriedades mecânicas dos aços apresentadas anteriormente. Já para o cálculo da tensão no concreto utilizaram-se os seguintes procedimentos, quais sejam: inicialmente foi calculada a tensão na armadura longitudinal e; em seguida, a parcela de força suportada por essa, multiplicando-se esta tensão pela área das barras da armadura; então, subtraiu-se da força última dos pilares a parcela de força resistida pela armadura e; finalmente, dividiu-se o resultado desta subtração pela área de concreto da seção transversal. Observa-se, inicialmente que nos pilares com maiores alturas, aparentemente, a armadura longitudinal não atingiu o escoamento; contudo, esta observação é mascarada pelo procedimento usual de cálculo das deformações dos pilares. Em adição, observa-se que a tensão média resistente calculada para os concretos nos pilares foi de 34,47 MPa com desvio-padrão de 1,68 MPa, valores que concordam com as resistências obtidas para os concreto por meio de corpos-de-prova cilíndricos.

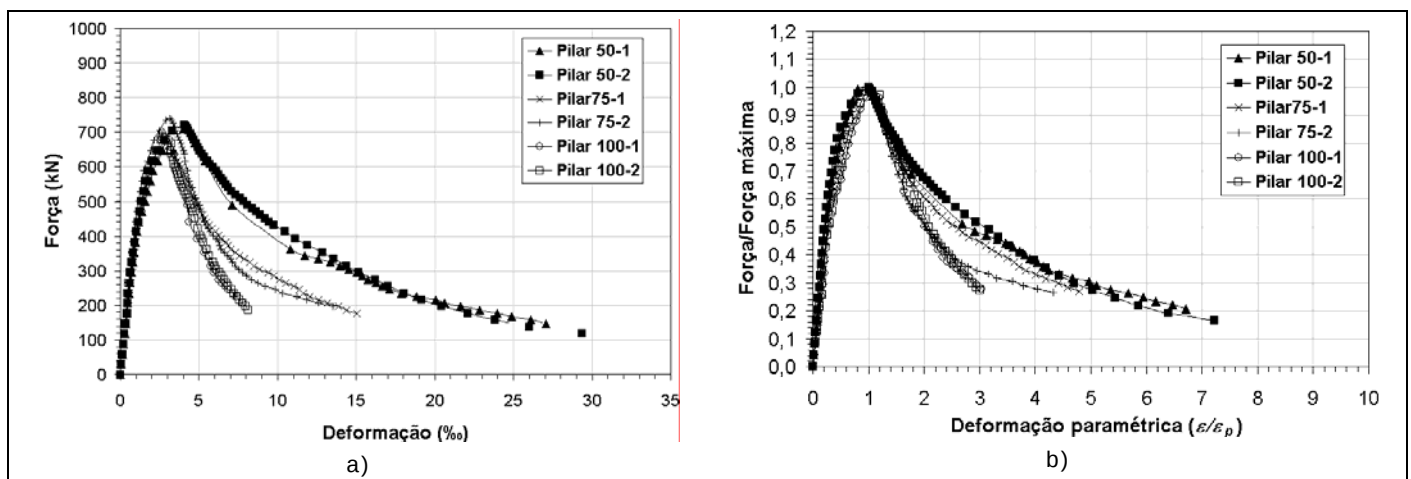


Figura 5 - Curvas força vs. deformação dos pilares: a) diagrama força vs. deformação linear específica e b) diagrama força vs. deformação parametrizado

Tabela 3 - Análise de variância dos valores de $ID_{pós}$ calculados com o procedimento usual para as deformações.

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	Fator (F_0)	Mínimo valor requerido para a significância do fator ($F_{0.05,2,3}$)
Altura	0,123217	2	0,061609	18,77	9,55
Erro	0,009846	3	0,003282	--	
Total	0,133063	5	--	--	

4.2 Análise da ductilidade

Na Figura 5 apresentam-se os diagramas força vs. deformação dos pilares ensaiados. Para desenhar tais diagramas, as deformações dos pilares foram calculadas dividindo-se os deslocamentos médios medidos pelos quatro deflectômetros, pelos comprimentos de avaliação das deformações apresentados no item 3.3 do presente trabalho. Na Figura 5 apresentam-se ainda os diagramas paramétricos força vs. deformação dos pilares. Pode-se observar que os pilares com maiores comprimentos de avaliação das deformações apresentaram menores deformações no ramo descendente dos diagramas.

Os índices de ductilidade pós-pico dos pilares foram calculados segundo as Eq.(1) e Eq.(2) e são apresentados na Tabela 1. Verifica-se que os valores médios desse índice para os pilares de 50, 75 e 100 cm foram 1,522, 1,343 e 1,171, respectivamente. Constata-se realmente que os pilares com maior comprimento apresentaram aparentemente menores índices de ductilidade. Para confirmar esta observação, novamente foi realizada uma análise de variância sobre os valores dos índices de ductilidade dos pilares. O grau de significância da variável estudada foi testado para nível de confiabilidade de 95%. Na Tabela 3, apresentam-se os resultados da análise realizada. Com base nos resultados, comprova-se que o comprimento de avaliação das deformações influencia nos índices de ductilidade dos pilares para nível de confiabilidade de 95%. Apesar disto, é sabido que estes pilares deveriam apresentar os mesmos índices de ductilidade, uma vez que apresentam as mesmas características físicas.

4.3 Procedimento proposto para o cálculo das deformações plásticas

Como base no exposto anteriormente, admitiu-se a hipótese de que toda deformação plástica, tanto do ramo ascendente quanto do descendente do diagrama força vs. deformação, dos pilares se concentra na região que contém o plano de cisalhamento. Em adição, com base nas observações de Câmara et al. [5], a região do pilar que contém o plano de cisalhamento tem comprimento que é função das dimensões dos pilares, e que pode ser definido pela Eq.(3):

$$h_{aval} = b \cdot \tan(\alpha) \quad (3)$$

na qual, b é a menor dimensão da seção transversal do pilar e α é a inclinação do plano de cisalhamento, que na falta de dados experimentais pode ser tomado igual a 45° . Para o cálculo das deformações no ramo ascendente do diagrama força vs. deformação dos pilares foi assumido que

todo trecho linear observado neste ramo corresponde as deformações elásticas e estas seguem a Lei de Hooke. Para os pilares compostos por concretos de resistências usuais este trecho linear vai até aproximadamente 60% da força última resistida pelo pilar e para os pilares confeccionados com concretos de alta resistência este trecho pode chegar até a 95% da força máxima. Assumiu-se ainda, que após o trecho linear, inicia-se uma plastificação localizada do concreto concentrada apenas na região que contém o plano cisalhante. Com base nestas hipóteses, as deformações dos pilares no ramo ascendente do diagrama podem ser calculadas com base nas Eq.(4), Eq.(5) e Eq.(6):

$$\varepsilon_{elástica} = \frac{F}{K \cdot h_p} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{plástica} = \frac{\delta - F / K}{h_{aval}} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{pré-pico} = \varepsilon_{elástica} + \varepsilon_{plástica} \quad (6)$$

na qual, F é a força aplicada no pilar, h_p é o comprimento total entre os pontos de fixação dos medidores de deslocamento, K é a constante elástica que correlaciona deslocamento em força e que pode ser obtida por meio dos diagramas força vs. deslocamento dos pilares, e δ é o deslocamento total avaliado pelos medidores de deslocamento.

Para o cálculo das deformações no ramo descendente do diagrama, assumiu-se que todo o acréscimo de deformação neste ramo é decorrente da plastificação do pilar na região que contém o plano cisalhante e que os deslocamentos provenientes do alívio de deformação nas regiões íntegras do pilar são transferidos integralmente para a região do plano. Assim, pode-se calcular as deformações dos pilares após o pico de força com base na Eq.(7):

$$\varepsilon_{pós-pico} = \varepsilon_p + \frac{\Delta \varepsilon_{elástica} \cdot (h_p - h_{aval}) + \Delta \delta}{h_{aval}} \quad (7)$$

na qual, ε_p é a deformação correspondente a força última resistida pelo pilar, $\Delta \delta$ é o acréscimo de deslocamento medidos após a força última e $\Delta \varepsilon_{elástica}$ é o decréscimo de deformações elásticas observado com a diminuição da intensidade da força aplicada ao pilar que pode ser expressa pela Eq.(8):

$$\Delta \varepsilon_{elástica} = \frac{F_u - F}{K \cdot (h_p - h_{aval})} \quad (8)$$

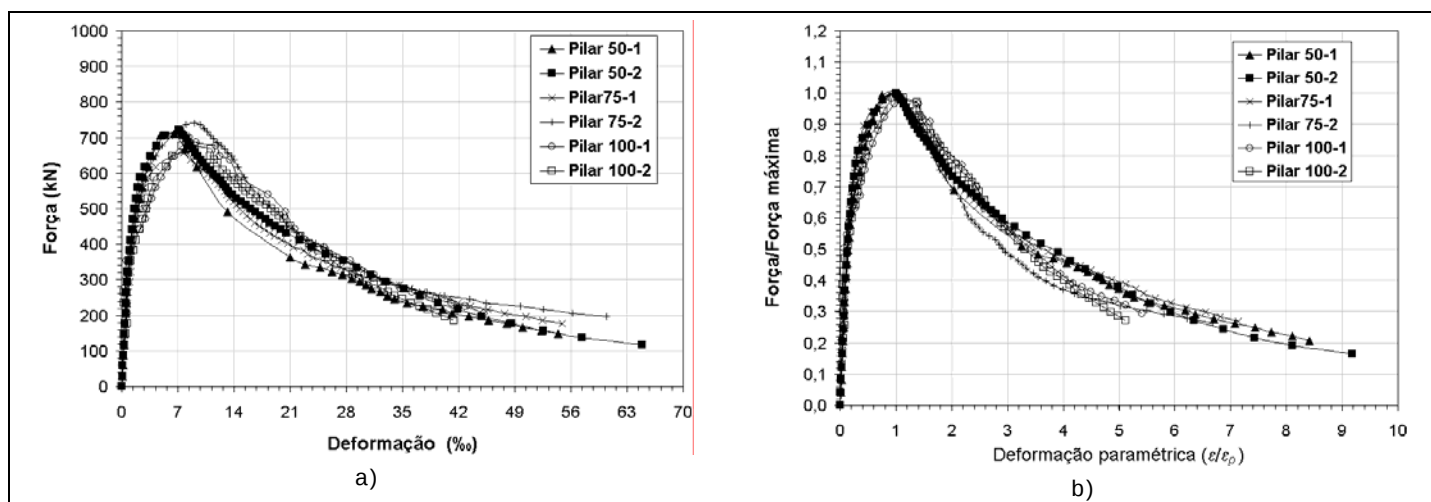


Figura 6 - Curvas força vs. deformação dos pilares obtidos por meio da metodologia proposta: a) diagrama força vs. deformação linear específica e b) diagrama força vs. deformação parametrizado

Tabela 4 - $ID_{pós}$ calculados com o procedimento de cálculo proposto para as deformações.

Pilar					
P 50-1	P 50-2	P 75-1	P 75-2	P 100-1	P 100-2
2,583	2,757	2,681	2,655	2,490	2,595

Tabela 5 - Análise de variância dos valores de $ID_{pós}$ calculados com o procedimento de cálculo proposto para as deformações.

Variável	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	Fator (F_0)	Mínimo valor requerido para a significância do fator ($F_{0.05,2,3}$) e ($F_{0.10,2,3}$)	
Altura	0,02134	2	0,01067	1,526	9,55	5,46
Erro	0,02099	3	0,00699	--		
Total	0,04233	5	--	--		

Com base no equacionamento proposto, as deformações dos pilares foram recalculadas, e os novos diagramas força vs. deformação normais e parametrizados dos pilares são apresentados na Figura 6. Observa-se que não é mais evidente qual pilar é mais dúctil. Deste modo, para validar o modelo proposto os índices de ductilidade dos pilares foram recalculados com base nos novos diagramas apresentados. Observou-se, porém, que com a nova metodologia os valores das deformações aumentaram demasiadamente e que a utilização do limite superior da integral da Eq.(1) sugerido por Lima Jr. e Giongo [13] tornou-se inadequado. Assim, foi tomado como limite superior desta integral o valor correspondente a cinco vezes a deformação ε_p . Os valores dos índices de ductilidade para os novos diagramas força vs. deformação dos pilares são apresentados na Tabela 4.

Novamente, realizou-se uma análise de variância sobre os valores dos índices de ductilidade dos pilares. Neste caso, consideraram-se níveis de confiabilidade de 95% e 90%. Na Tabela 5, apresentam-se os resultados da análise realizada. Com base nos resultados, observa-se que com a utilização do procedimento proposto, a influência do comprimento de avaliação sobre os índices de ductilidade dos pilares não se mostrou significativa, mesmo considerando um nível de confiabilidade menor (90%). Esse fato mostra que a metodologia simplificada sugerida para o cálculo das

deformações pode ser aplicada a pilares com diferentes alturas.

5 Conclusões

Os estudos apresentados no presente trabalho objetivaram avaliar os critérios de cálculo utilizados para avaliar as deformações de pilares com diferentes comprimentos. Com base nos estudos apresentados podem-se tecer as seguintes conclusões:

Constatou-se que mesmo as deformações plásticas no ramo ascendente do diagrama força vs. deformação dos pilares são influenciadas pelo comprimento de avaliação das deformações. Esse fato indica que, aparentemente, já ocorre localização das deformações plásticas no trecho ascendente do diagrama força vs. deformação, mesmo para níveis de forças inferiores à força última resistente.

Pilares com maiores alturas apresentam deformações correspondentes às forças últimas resistentes menores, quando é empregado o procedimento usual para o cálculo das deformações.

A metodologia usual de cálculo das deformações dos pilares faz com que pilares com maiores alturas apresentem uma ductilidade aparente menor. Fato este, comprovado por

meio de análise de variância para uma confiabilidade de 95%.

Uma nova metodologia para o cálculo das deformações foi proposta, baseada na hipótese que toda a deformação plástica dos pilares concentra-se na região do plano cisalhante.

A eficiência da metodologia proposta foi avaliada por meio de análise de variância, onde foi constatado que a mesma não é influenciada pelo comprimento de avaliação das deformações.

Finalmente, ficou evidente a necessidade de maiores estudos sobre a concentração de deslocamentos plásticos no ramo ascendente do diagrama força vs. deformação dos pilares.

6 Agradecimentos

Os autores são gratos a Camargo Correa Cimentos S.A. e a Telhavel pela doação dos materiais utilizados nesta pesquisa e ao Laboratório de Tecnologia do Concreto da Hidrelétrica Itaipu/Binacional pela realização dos ensaios. Ainda, agradecem ao CNPq e à Fundação Araucária pela concessão de bolsas de iniciação científica para os primeiros autores. Finalmente, agradecem a Fundação Araucária e ao MCT/CNPq - Fundo Setorial de Infra-estrutura pelo financiamento desta pesquisa.

7 Referências bibliográficas

- [1] Cusson, D.; Larrard, F.; Boulay, C. e Pautre, P. Strain localization in confined high-strength concrete columns. J. Struc. Eng. ASCE. 122 (9), 1996, p.1055-1061.
- [2] Mendes, H.O. Ductilidade de elementos de concreto de alta resistência. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro/COOPE. Rio de Janeiro, 1993, 149.p.
- [3] Aitcin, P.C. Concreto de alto desempenho. Editado por Pini Ltda, São Paulo, 2000, 667.p.
- [4] FIB. Structural concrete - Textbook on behavior, design and performance. Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, v. 1, 1999, 224.p.
- [5] Câmara, E.; Lima Júnior, H.C.; Willrich, F.L.; Fabro, G. e Giongo, J.S. Comportamento estrutural dos pilares dimensionados segundo o projeto de revisão da Norma NBR 6118 (2001). Revista Brasileira do Concreto - Instituto Brasileiro do Concreto, v.out/dez(31), 2002, p.46-61.
- [6] Torrenti, J.M., Desrues, J., Benaija, E.H., e Boulay, C. Stereophotogrametry and localization in concrete under compression. J. Eng. Mech., ASCE 117(7), 1991, p.1455-1465.
- [7] Van Mier, J.G.M. e Vonk, R.A. Fracture of concrete under multiaxial stress – recent developments. Material and Structures, 24, 1991, p.61-65.
- [8] Van Vlack, L.H. Materials engineering. Edited by Addison Wesley Pub, 1982, 256.p.
- [9] Ahmad, S.H. e Shah, S.P. Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement. ACI Journal, 79(6), 1982, p.484-490.
- [10] Martinez, S.; Nilson, A.H. e Slate, F.C. Spirally reinforced high strength concrete columns. ACI Journal, 81(5), 1984, p.431-442.
- [11] Cusson, D. e Pautre, P. Stress-strain model for confined high-strength concrete. J. Struc. Eng. ASCE. 121(3), 1995, p.468-477.
- [12] Lima Jr., H.C. Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, à flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003, 322.p.
- [13] Lima Júnior, H.C. e Giongo, J.S. Avaliação da ductilidade do concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço. In: Anais do 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, CD-ROOM I-025, 2001, p.1-16.
- [14] ABNT. NBRNM248:2003 – Agregados: Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003, 7.p.
- [15] ABNT. NBRNM52:2003 – Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 1987, 7.p.
- [16] ABNT. NBRNM53:2003 – Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003, 7.p.
- [17] ABNT. NBR6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003, 232.p.
- [18] Hofbeck, J.A.; Ibrahim, I.O. e Mattock, A.H. Shear transfer in reinforced concrete. ACI Journal, 66(2), 1969, p.119-128.
- [19] Montgomery, D. . Design and analysis of experiments. Edited by John Wiley & sons. New York, 1984, 704.p.