

ਪੰਨਾ: ੧੧੧

Jro do Comércio - Ano X - Nº 31



## Artigos Técnicos e Científicos



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)

# COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PILARES DIMENSIONADOS SEGUNDO O PROJETO DE REVISÃO DA NORMA NBR 6118 (2001)

C172c

**(1) Everlei Câmara<sup>1</sup>; (2) Humberto Correia Lima  
Júnior<sup>1</sup>; (3) Fábio Luiz Willich<sup>1</sup>; (4) Gilmar  
Fabro<sup>2</sup> & (5) José Samuel Giongo<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Laboratório de Modelos Reduzidos

Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas - UNIOESTE.  
Rua Universitária, 2069, CEP 85814-110, Cascavel, PR.  
Fone: (45) 220-3221. E-mail: Everleicamara@aol.com,  
correialima@unioeste.br, flwillrich@unioeste.br.

<sup>2</sup> Laboratório de Concreto

ITAIPU Binacional. Av. Tancredo Neves, 6731, CP: 1555,  
CEP 85856-000, Foz do Iguaçu, PR. Fone: (45) 520-6220.  
E-mail: fabro@itaipu.gov.br.

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de  
Engenharia de São Carlos - USP. CP: 359, CEP 13560-970,  
São Carlos, SP. Fone: (16) 273-9459. E-mail:  
jsgiongo@sc.usp.br.

Este artigo é parte do trabalho de conclusão do curso de  
Engenharia Civil da Universidade Estadual do Oeste do Paraná  
do primeiro autor e foi coordenado e orientado pelos segundo e  
terceiro autores.

1309058  
200503

|             |         |
|-------------|---------|
| SYSNO       | 1309058 |
| PROD        | 0001289 |
| ACervo EESC |         |

## RESUMO

Neste trabalho, apresentam-se e se discutem os resultados da análise experimental do comportamento estrutural dos pilares dimensionados segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001). Inicialmente, realizou-se uma programação estatística de experimento, na qual foram selecionados dois fatores de estudo: a resistência do concreto e a geometria da seção transversal. Três níveis de estudos com duas repetições foram utilizados, resultando em uma programação fatorial de  $3 \times 3 \times 2 = 18$  pilares. Os concretos utilizados apresentavam resistências de 20MPa, 30MPa e 40MPa, e as seções transversais dos pilares foram retangulares, com dimensões 13cm x 13cm, 13cm x 19,5cm e 13cm x 26cm. Os pilares tinham 52cm de altura, taxa de armadura longitudinal de 1,86% e armadura transversal calculada segundo o Projeto de Norma (op.cit). Curvas experimentais força vs. deformação dos pilares são apresentadas e a variação da capacidade resistente e do coeficiente de segurança global dos pilares são investigados por meio de análise de variância e superfícies de respostas. Finalmente, realiza-se um estudo sobre a ductilidade desses elementos, e novas equações para o cálculo da armadura transversal são sugeridas.

**Palavras-chave:** pilares, Projeto de Revisão da Norma NBR 6118, comportamento estrutural

## ABSTRACT

This paper presents and discusses the results of an experimental study of the structural behaviour of columns designed according to the Revision Project of Brazilian Code NBR 6118 (2001). Initially, a statistic programme of experiments was conducted, in which, two factors were selected: the concrete strength and the transversal section geometry. Three study levels with two repeats were used, resulting in a factorial programme of  $3 \times 3 \times 2 = 18$  specimens. The used concrete presented average strength of 20MPa, 30MPa e 40MPa, and the specimen transversal sections were rectangular of 13cm x 13cm, 13cm x 19.5cm e 13cm x 26cm. The specimens were 52cm high and had a longitudinal reinforcement ratio of 1,86%. The transversal reinforcement was designed according to the code project (back referenced). Experimental curves load vs. strain of the specimens are presented and the load capacity and the global security coefficient of the specimens are investigated through variance analysis and response surfaces. Finally, a ductility study was carried out and new equations to calculate the column transversal reinforcement are proposed.

**Keywords:** columns, Revision Project of Brazilian Code NBR 6118, structural behaviour

## INTRODUÇÃO

*Pilares* são definidos como elementos estruturais lineares de eixos retos, usualmente dispostos na vertical e capazes de transmitir esforços normais e momentos fletores. Em edificações, esses elementos têm como função suportar os esforços verticais dos pavimentos e transmiti-los para as fundações.

Os pilares são caracterizados por possuírem as dimensões das seções transversais bem inferiores a suas alturas e por estarem submetidos, predominantemente, a esforços normais de compressão. Entretanto, em edificações especiais como, por exemplo, em barracões industriais térreos, os esforços normais são de pequenas intensidades, predominando momentos fletores provocados por forças horizontais devidas ao vento. Os pilares são considerados os principais elementos

estruturais de uma construção, uma vez que a ruína de um deles pode provocar danos globais à estrutura.

Tem-se observado, nos últimos 25 anos, que, apesar de a norma NBR 6118:1978 permitir a utilização de concretos com resistências à compressão entre 10MPa e 50MPa, a grande maioria das estruturas brasileiras de concreto armado foi dimensionada e executada com concretos com resistências características que variavam entre 10MPa e 20MPa. Contudo, observa-se que, atualmente, com uma maior preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto armado e a necessidade de edifícios com mais espaços úteis, a utilização dos concretos com resistência de 30MPa a 50MPa se intensificou. Em adição, o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001) eleva para 20MPa o limite mínimo da resistência do concreto, para utilização em estruturas de concreto armado.

Por trabalharem basicamente submetidos a esforços de compressão, os pilares de edifícios têm seus comportamentos governados pelas propriedades mecânicas do concreto. Esse fato torna a ductilidade desses elementos estruturais bem mais sensível ao tipo de concreto utilizado e ao seu respectivo diagrama tensão vs. deformação. Observa-se, assim, que, quando concretos com maiores resistências são aplicados nos pilares, a ductilidade desses elementos estruturais é reduzida e suas rupturas ficam caracterizadas por pequenas deformações. Assim, a redistribuição de esforços, capaz de evitar o colapso de uma edificação, quando do colapso de um pilar, é comprometida. Em edificações submetidas a ações dinâmicas, esse comportamento torna-se ainda mais preocupante, pois variações bruscas de ações podem levar uma edificação à ruína total, sem aviso prévio.

A norma brasileira de estruturas de concreto armado, NBR 6118:1978, não apresenta nenhum índice para quantificar a capacidade dos pilares se deformarem plasticamente, nem tampouco uma metodologia que garanta uma determinada ductilidade a esses elementos. O atual Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001) faz menção a essa questão; contudo, continua sem apresentar metodologias de cálculo capazes de quantificar e garantir uma ductilidade mínima aos pilares, como também capazes de quantificar a consideração da diminuição da ductilidade desses elementos quando do aumento da resistência do concreto.

Seguindo a linha da atual NBR 6118:1978, o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001) classifica os pilares de concreto armado segundo a sua esbeltez, a posição que ocupa na estrutura e a taxa de armadura transversal. Com relação à esbeltez, os pilares são classificados como:

- Pilares pouco esbeltos: são aqueles que possuem índices de esbeltez menores ou iguais a  $l_j$ ;
- Pilares medianamente esbeltos: são aqueles que possuem índices de esbeltez maiores que  $l_j$  e menores ou iguais a 90;
- Pilares esbeltos: são aqueles que possuem índices de esbeltez maiores que 90 e menores ou iguais a 140; e
- Pilares excessivamente esbeltos: são aqueles que possuem índices de esbeltez maiores que 140 e menores ou iguais a 200.

Considerando-se  $l_j$  conforme é dado na Eq.(1):

$$\lambda_1 = \frac{\left( 25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h} \right)}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq \frac{35}{\alpha_b} \end{cases} \quad \text{Eq. (1)}$$

na qual  $e/h$  é a excentricidade relativa de primeira ordem e  $\alpha_b$  é um coeficiente que depende das condições de contorno do pilar. Além disso, o Projeto de Norma (op.cit) não admite, em nenhum caso, pilares com esbeltez superiores a 200.

Quanto à posição que ocupa na estrutura, os pilares podem ser classificados em:

- Pilares intermediários: são aqueles que estão submetidos basicamente a esforços de compressão, uma vez que se pode admitir que os momentos fletores transmitidos a estes pelas vigas ou lajes são de pequenas intensidades.
- Pilares de extremidade: são aqueles que estão submetidos à flexão normal composta. A flexão decorre da interrupção da viga ou laje sobre o pilar, na direção perpendicular à borda considerada.
- Pilares de canto: são aqueles que estão submetidos à flexão normal oblíqua composta. As flexões decorrem das interrupções de vigas ou laje sobre os pilares, nas duas direções da seção transversal destes.

Quanto à taxa de armadura transversal, o Projeto de Norma (op. cit.) classifica os pilares em:

- Pilares não-cintados: são aqueles nos quais a armadura transversal tem apenas a função de impedir a flambagem das barras da armadura longitudinal antes que esta atinja o escoamento.
- Pilares cintados: são aqueles nos quais a armadura transversal tem também a função de confinar o concreto, aumentando sua resistência e ductilidade.

Nesse trabalho, investiga-se o efeito da resistência à compressão do concreto e da geometria da seção transversal no comportamento estrutural de pilares pouco esbeltos, submetidos a esforços normais de compressão, não-cintados e dimensionados de acordo com o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001). Para tanto, realizou-se um estudo experimental, no qual a influência desses dois fatores na capacidade resistente, no

coeficiente global de segurança e na ductilidade dos pilares foi avaliada e quantificada por meio de análises de variância.

## **MATERIAIS E MÉTODOS**

### **Propriedades dos materiais**

Para confecção do concreto, foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial CP-V. O agregado miúdo utilizado foi a areia quartzosa proveniente do rio Paraná. Este agregado apresentou módulo de finura de 2,11, diâmetro máximo de 2,4mm e massa específica aparente de  $2,65\text{kg/dm}^3$  (NBR 7217:1987 e NBR 9776:1987). Utilizou-se agregado graúdo de origem basáltica, da região de Cascavel-PR, com módulo de finura de 6,8 e massa específica de  $2,90\text{kg/dm}^3$  (NBR 7217:1987 e NBR 9776:1987).

Para a determinação das porcentagens dos materiais para os concretos, foi realizado um estudo experimental de dosagem. O traço foi definido a partir de curva de dosagem, seguindo a metodologia apresentada por (Helene e Terzian, 1992). 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  $200\text{mm} \pm 10\text{mm}$ . Para determinação da massa específica e das resistências das proporções bases, foi utilizada a média de 6 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões  $15\text{cm} \times 30\text{cm}$  vibrados mecanicamente. Na Tabela 1, apresentam-se as proporções finais dos concretos utilizados, com as suas respectivas propriedades mecânicas.

Foram utilizados barras de aço com diâmetros de 10mm, para compor a armadura longitudinal, e de 5,0mm, para a armadura transversal dos pilares. Três amostras de 80cm de comprimento, de cada diâmetro, foram coletadas para ensaio de tração uniaxial. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 2.

### **Características dos pilares**

O procedimento de escolha dos fatores a serem analisados e dos níveis de estudo da análise baseou-se em um programa fatorial de experimento (Montgomery, 1984). Dois fatores foram selecionados: a resistência do concreto (fator  $X_1$ ) e a geometria da seção transversal (fator  $X_2$ ). Três níveis de estudos, com duas repetições, foram utilizados, resultando em uma programação fatorial de  $3 \times 3 \times 2 = 18$  pilares.

Os pilares de concreto armado apresentavam altura de 52cm e seções transversais de  $13\text{cm} \times 13\text{cm}$ ,  $13\text{cm} \times 19,5\text{cm}$  e  $13\text{cm} \times 26\text{cm}$ , correspondendo a relações entre  $h/b$  de 1,0, 1,5 e 2,0, respectivamente. Os índices de esbeltez dos pilares foram de 9,13 (pilares curtos). A taxa de armadura longitudinal foi de 1,86% para todos os pilares e a armadura transversal foi calculada segundo o Projeto de Norma NBR 6118 (2001). Os concretos apresentaram resistências da ordem de 20MPa, 30MPa e 40MPa. Para cada combinação de resistência e seção transversal foram feitos dois pilares. Nas extremidades dos pilares foram dispostas maiores taxas de armadura transversal, de modo a evitar a ruptura prematura dessas regiões. Na Figura 1, apresentam-se as características dos pilares ensaiados.

Os pilares foram moldados em fôrmas de madeira, que tiveram suas superfícies internas pintadas com o objetivo de impermeabilizá-las. Estes pilares foram moldados na horizontal e o concreto foi vibrado mecanicamente, por meio de vibrador de agulha de imersão. Três betonadas foram executadas, uma para cada resistência de concreto. Para cada betonada, foram moldados seis corpos-de-prova cilíndricos de 15cm por 30cm. Após a moldagem, os pilares foram cobertos com estopas úmidas e, após vinte e quatro horas, foram desmoldados para, em seguida, serem colocados em câmara úmida até 24 horas antes do ensaio. Ao término do período de cura, os pilares foram retirados da câmara úmida e tiveram suas extremidades capeadas com enxofre, de modo a corrigir pequenas imperfeições e garantir o paralelismo entre elas.

### **Instrumentação e ensaio**

Apenas um dos pilares, de cada combinação resistência-seção transversal, foi instrumentado com extensômetros elétricos de resistência. Nesses pilares, foram dispostos dois extensômetros no estribo posicionado à meia altura do pilar e dois em duas barras da armadura longitudinal próximos ao estribo à meia altura. Foi disposto, ainda, um extensômetro de imersão para concreto no centro do pilar à meia altura. Deflectômetros mecânicos com precisão de 0,01mm foram posicionados entre os pratos metálicos da prensa, com o objetivo de quantificar o encurtamento dos pilares. Os deflectômetros foram utilizados em todos os ensaios e foram posicionados em duas arestas opostas dos pilares. Para leitura da força aplicada, foi utilizada uma célula de carga de capacidade de 2000kN, disposta na parte superior dos pilares. Na Figura 2, apresentam-se os posicionamentos dos extensômetros, dos deflectômetros e da célula de carga.

Tabela 1 – Propriedades do concreto

| Resistência (MPa) | Proporções dos materiais | Slump (mm) | Relação Água/cimento | Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> ) | $f_{cj} - s$ (MPa) | $f_{ck}$ (MPa) |
|-------------------|--------------------------|------------|----------------------|---------------------------------------|--------------------|----------------|
| 20                | 1:2,83:3,67              | 210        | 0,75                 | 2409,53                               | 25,35 – 1,90       | 22,22          |
| 30                | 1:2,06:2,94              | 200        | 0,60                 | 2440,20                               | 33,29 – 3,48       | 27,56          |
| 40                | 1:1,30:2,20              | 195        | 0,45                 | 2443,97                               | 39,54 – 3,64       | 33,55          |

Nota:  $f_{cj}$  é a resistência média dos corpos-de-prova,  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto e  $s$  é o desvio-padrão da amostra.

Tabela 2 – Propriedades físicas e mecânicas das armaduras

| Aço         | Área (cm <sup>2</sup> ) | Tipo    | $E_s$ (GPa) | $f_y$ (MPa) |
|-------------|-------------------------|---------|-------------|-------------|
| φ de 5,0mm  | 0,139                   | CA - 60 | 198         | 690         |
| φ de 10,0mm | 0,785                   | CA - 50 | 206         | 540         |

Nota:  $f$  é o diâmetro da barra de aço,  $E_s$  é o módulo de elasticidade do aço e  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço.

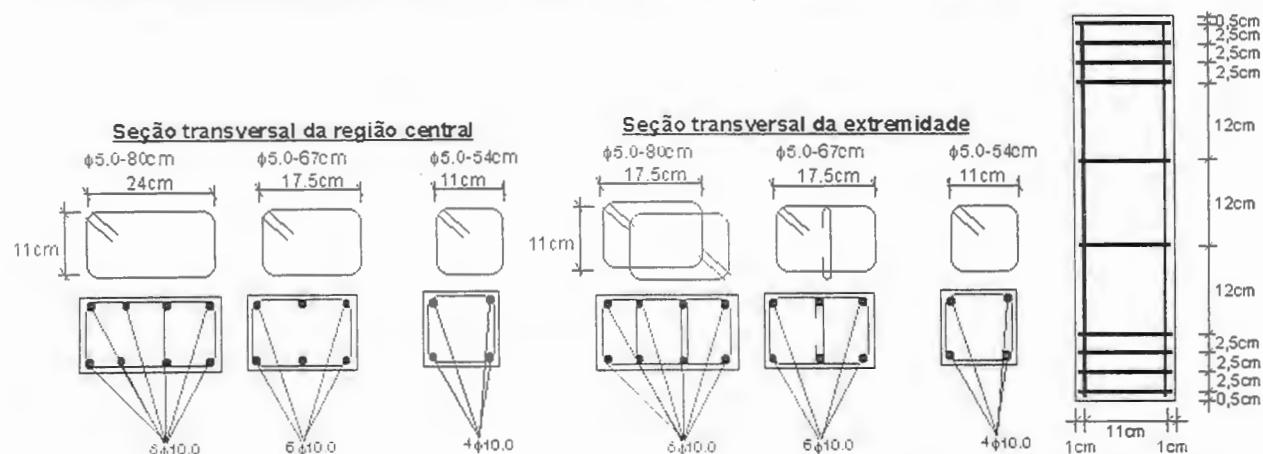


Figura 1 – Características geométricas dos pilares

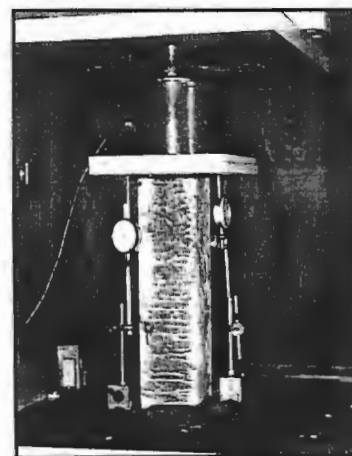
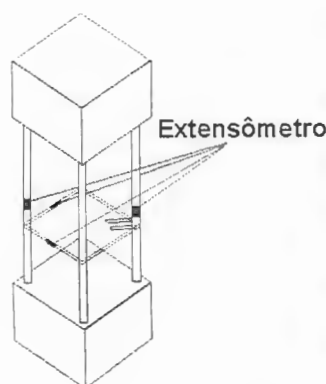


Figura 2 – Detalhes da instrumentação dos pilares

Os pilares foram ensaiados em uma máquina de ensaio com controle de força com capacidade de carga de 5000kN. O carregamento foi aplicado de modo quase estático, controlado através das leituras da célula de carga em incrementos de 50kN. Os ensaios foram finalizados apenas quando as deformações dos pilares atingiram cerca

de 2%. Após o carregamento de pico, leituras constantes eram realizadas de modo a obter o comportamento descendente do diagrama força vs. deslocamento dos pilares. O tempo aproximado de duração de cada ensaio foi de 20min.



## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### Comportamento geral

Com o procedimento de ensaio utilizado, conseguiu-se obter o comportamento pós-pico da maioria dos pilares, com exceção dos pilares com resistência do concreto de 40MPa e relação  $h/b$  de 2, que apresentou comportamento bastante frágil. Obteve-se uniformidade entre os comportamentos estruturais dos pilares com mesma resistência e seção transversal. Em todos os pilares, observou-se o desprendimento do cobrimento logo após a força máxima.

Em todos os casos, observou-se que a ruptura dos pilares se deu fora da região da extremidade, em um plano de cisalhamento com inclinação que variou entre  $49,8^\circ$  e  $70,7^\circ$ , com média de  $59,2^\circ$  e desvio padrão de  $\pm 4,3^\circ$ . Hofbeck et alii (1969) sugeriram, para o concreto simples de resistência entre 20MPa e 50MPa, um ângulo de cisalhamento interno ( $\alpha$ ) de  $45^\circ$ . Cusson e Paultre (1995) estabeleceram que o ângulo de cisalhamento máximo para a geometria dos pilares ensaiados no presente trabalho é de  $75,4^\circ$ . Observa-se que os valores sugeridos pelos autores (op. cit.) concordam com os encontrados experimentalmente. Observou-se ainda que, para todos os pilares, o plano cisalhante ocorreu na menor dimensão da seção transversal. Na Figura 3, apresenta-se o modo de colapso típico dos pilares ensaiados.

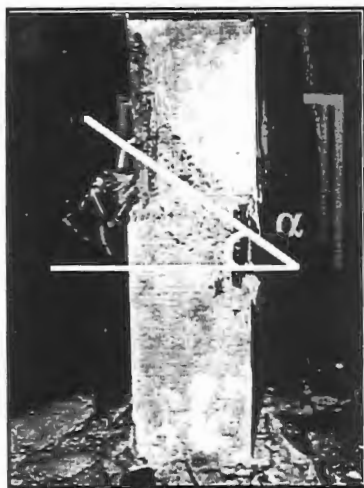


Figura 3 – Modo de colapso típico dos pilares

A flambagem das barras da armadura longitudinal ocorreu logo depois de ter sido atingida a força máxima dos pilares, a qual mostrou-se mais crítica nos pilares com relação  $h/b$  igual a 2. Esse fato é explicado pela baixa

rigidez à flexão dos ramos dos estribos com maior comprimento. Na Figura 4, apresentam-se detalhes da flambagem da armadura longitudinal dos pilares ensaiados.

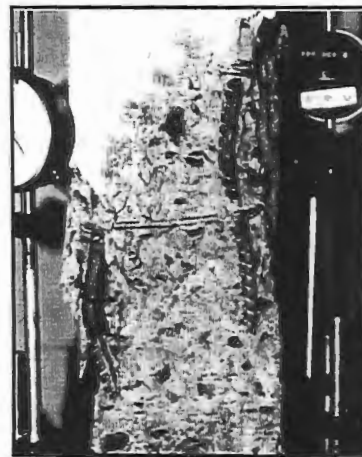


Figura 4 – Flambagem das barras da armadura longitudinal

Segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001), a flambagem das barras da armadura longitudinal nos pilares só pode ocorrer depois que as suas deformações ultrapassarem a deformação de escoamento do aço. Para os pilares ensaiados neste trabalho, o valor da deformação de escoamento do aço, obtida em ensaio experimental, foi da ordem de 2,45‰ (Tabela 2).

Na Tabela 3, apresentam-se as deformações das barras que compõem as armaduras longitudinais dos pilares ensaiados, deformações correspondentes ao instante da flambagem dessas barras. As deformações dos pilares com resistência do concreto de 30MPa e 40MPa e relação  $h/b=2$  não foram obtidas devido à danificação dos extensômetros. Observa-se que, em todos os casos, as deformações na armadura longitudinal correspondente a flambagem, ou são superiores, ou estão próximas do limite da deformação de escoamento do aço. Desse modo, pode-se afirmar que é consistente o critério sugerido pelo Projeto de Norma (op. cit.) para o cálculo do espaçamento mínimo dos estribos, a fim de evitar a flambagem das barras da armadura longitudinal antes que estas atinjam o escoamento. Contudo, observa-se que esta armadura pouco contribui para a capacidade resistente pós-pico dos pilares.

Na Tabela 4, apresentam-se as deformações do estribo posicionado a meia altura dos pilares, no instante em que a força máxima foi atingida. A deformação média dos estribos e o respectivo desvio padrão foram de 0,903‰ e  $\pm 0,562\%$ , respectivamente, sendo a deformação de escoamento do aço de 3,36‰. Esses valores mostram que os estribos dimensionados segundo Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001) trabalham com deformações bem inferiores à de escoamento do aço e que, no instante da ruptura dos pilares, as deformações dos estribos atingem cerca de um quarto dessa deformação. Notou-se ainda que as maiores deformações foram obtidas em pilares nos quais a superfície de ruptura seccionou o estribo instrumentado.

Para analisar o comportamento da curva força vs. deformação de cada pilar, utilizou-se o Método dos Mínimos Quadrados e as leituras dos dois deflectômetros, a fim de se obter uma equação polinomial que representasse a curva em questão. Em todos os casos, obtiveram-se equações polinomiais do sétimo grau, com coeficientes de correlação ( $r^2$ ) maiores que 95%. Na Figura 5, apresentam-se as curvas paramétricas força vs. deformação dos pilares, e, nas Tabelas 5 e 6, as forças máximas e as correspondentes deformações, respectivamente.

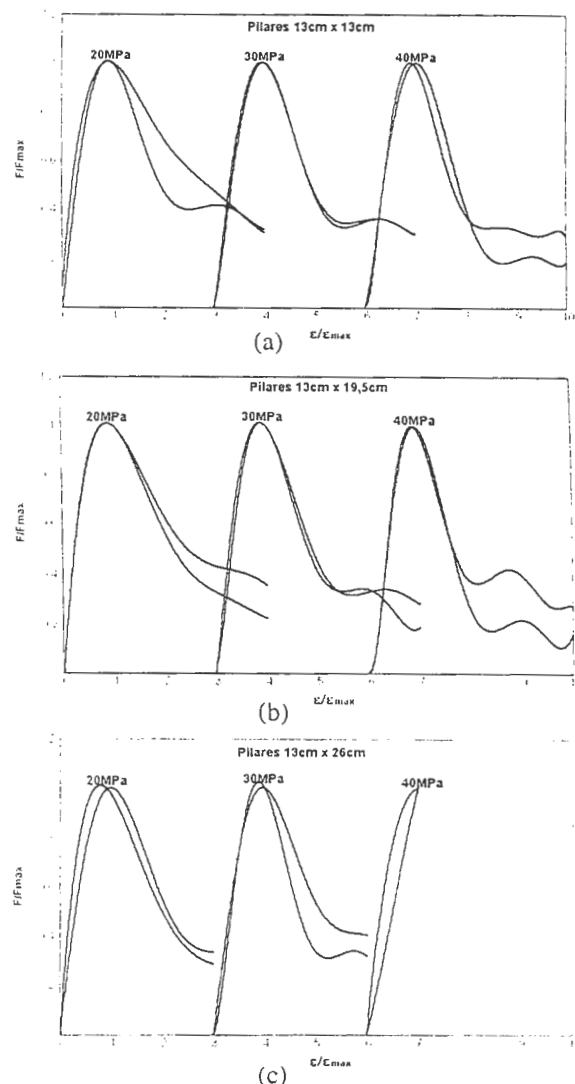


Figura 5 - Curvas paramétricas força vs. deformação dos pilares com relações entre as dimensões da seção transversal de 1,0 (a), 1,5 (b) e 2,0 (c)

Tabela 3 – Deformações das armaduras no instante da flambagem dessas

| $N_1(MPa)$ | $N_2(h/b)$ |       |       |
|------------|------------|-------|-------|
|            | 1,0        | 1,5   | 2,0   |
| 20         | 2,156      | 2,712 | 3,103 |
| 30         | 2,284      | 3,125 | ---   |
| 40         | 3,738      | 3,863 | ---   |

Tabela 4 – Deformações dos estribos correspondentes a força máxima resistida pelos pilares

| $N_1(MPa)$ | $N_2(h/b)$ |       |       |
|------------|------------|-------|-------|
|            | 1,0        | 1,5   | 2,0   |
| 20         | 1,125      | 0,291 | 1,910 |
| 30         | 0,339      | 0,350 | 0,685 |
| 40         | 0,741      | 1,375 | 1,310 |



**Tabela 5 – Forças máximas resistidas pelos pilares,  $F_{cu}$  (kN)**

| $N_f$<br>(MPa) | $N_2(h/b)$ |         |         |
|----------------|------------|---------|---------|
|                | 1,0        | 1,5     | 2,0     |
| 20             | 588,20     | 860,79  | 1001,72 |
|                | 608,88     | 834,76  | 1080,29 |
| 30             | 834,76     | 1085,70 | 1365,10 |
|                | 736,55     | 1080,30 | 1315,98 |
| 40             | 946,76     | 1395,88 | 1532,04 |
|                | 1021,36    | 1340,54 | 1473,12 |

**Tabela 6 – Deformações correspondentes às forças máximas (%)**

| $N_f$<br>(MPa) | $N_2(h/b)$ |      |      |
|----------------|------------|------|------|
|                | 1,0        | 1,5  | 2,0  |
| 20             | 2,92       | 2,48 | 3,01 |
|                | 3,01       | 2,25 | 2,12 |
| 30             | 2,30       | 2,24 | 2,44 |
|                | 2,31       | 2,21 | 2,31 |
| 40             | 2,43       | 2,21 | 2,35 |
|                | 2,38       | 2,41 | 2,27 |

## Capacidade resistente

Segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001), o cálculo da capacidade resistente real dos pilares curtos de concreto armado, submetidos à compressão centrada, é baseado no diagrama de tensão vs. deformação dos materiais e no equilíbrio de forças na seção transversal. Desse modo, pode-se expressar a força máxima teórica resistida por estes elementos por meio da Eq.(2):

$$F_{cu} = k \cdot f_{cj} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s \quad \text{Eq.(2)}$$

na qual  $f_{cj}$  é a resistência média do concreto, obtida por meio de ensaio em corpos-de-prova;  $A_c$  é a área de concreto da seção transversal do pilar;  $\sigma_s$  é a tensão na armadura longitudinal;  $A_s$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal; e, por fim,  $k$  é um coeficiente dado por:

$$k = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \quad \text{Eq.(3)}$$

na qual  $k_1$  é um coeficiente que leva em conta o acréscimo de resistência do concreto após 28 dias,  $k_2$  é um coeficiente que leva em consideração a super-estimativa da resistência do concreto medidas em corpos-de-prova e  $k_3$  considera a diminuição da resistência do concreto para ações de longa duração. Para este trabalho, especificamente, como a resistência do concreto foi avaliada no dia do ensaio ( $k_1=1$ ) por meio de corpos-de-

prova cilíndricos de 15cm x 30cm ( $k_2=0,95$ ) e o carregamento foi aplicado de modo quase estático em um curto intervalo de tempo ( $k_3=1$ ), o valor de  $k$  é igual a 0,95 (Fusco, 1989).

Para avaliar os valores das forças máximas resistidas pelos pilares, calculou-se, através da Eq.(2), as forças máximas teóricas para cada pilar e dividiram-se os valores experimentais por estes calculados. Na Tabela 7, são apresentadas estas razões. O valor médio e o desvio padrão obtidos, considerando os 18 pilares, foram 1,042 e  $\pm 0,107$ , respectivamente.

Com o objetivo de verificar a influência da resistência e da geometria da seção transversal na capacidade resistente dos pilares, realizou-se uma análise de variância sobre os valores da Tabela 7. Os graus de significância do efeito de cada fator foram testados para níveis de confiabilidade de 95% e 99%, usando-se o F teste. Na Tabela 8, apresentam-se os resultados da análise de variância realizada. Com base nesses resultados, observa-se que o fator de influência mais importante é a geometria da seção transversal, seguida pela resistência do concreto. Os dois fatores principais são significantes em um nível de confiabilidade de 99%. Observa-se ainda que o acoplamento entre os dois fatores não apresenta influência significativa. Com o objetivo de se obter uma equação que estabeleça, a partir dos fatores analisados, a

relação entre a força máxima experimental e a teórica, realizou-se uma análise de regressão múltipla não-linear com os dados apresentados na Tabela 7. A equação obtida apresentou coeficiente de correlação ( $r^2$ ) de 94,2%, e é dada pela Eq. (4):

$$\frac{F_{max}}{F_{teo}} = 1,0807 + 0,0079 \cdot X_1 - 0,1973 \cdot X_2 \quad \text{Eq. (4)}$$

na qual  $F_{max}$  é o esforço normal máximo experimental resistido pelo pilar. Observa-se que a relação entre o esforço normal experimental e o teórico varia linearmente de acordo com os fatores estudados. A representação gráfica da Eq.(4) é apresentada na Figura 6. Observa-se que com o aumento da resistência do concreto a relação  $F_{max}/F_{teo}$  eleva-se, e que com o aumento de  $h/b$  essa relação diminui.

### Coeficiente de segurança global

O coeficiente de segurança global de um dado elemento estrutural é definido como a relação entre a força máxima resistida por esse e a força característica. Assim, pode-se escrever o coeficiente global para os pilares curtos por meio da Eq.(5):

$$\gamma_{Global} = \frac{F_{max}}{F_k} \quad \text{Eq. (5)}$$

na qual  $F_k$  é a força característica, e que, segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR6118 (2001) para os pilares analisados, pode ser expresso pela Eq.(6):

$$F_k = \frac{k \cdot f_{ck} \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s}{\gamma_c \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_z} \quad \text{Eq. (6)}$$

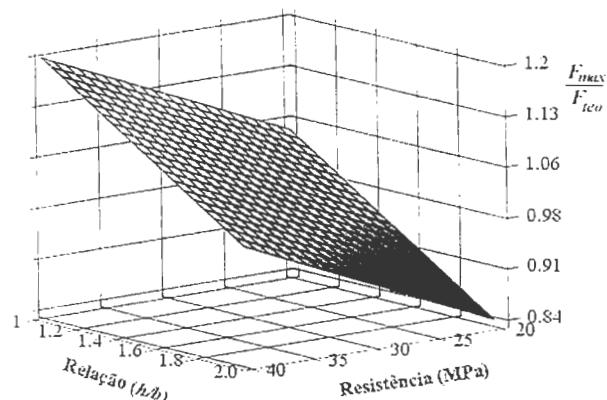


Figura 6 – Representação gráfica da Eq.(4)

Tabela 7 – Valores de  $F_{max}/F_{teo}$

| $X_1(\text{MPa})$ | $X_2(h/b)$ |       |       |
|-------------------|------------|-------|-------|
|                   | 1,0        | 1,5   | 2,0   |
| 20                | 1,039      | 1,014 | 0,885 |
|                   | 1,076      | 0,983 | 0,954 |
| 30                | 1,182      | 1,025 | 0,967 |
|                   | 1,043      | 1,020 | 0,932 |
| 40                | 1,186      | 1,166 | 0,960 |
|                   | 1,279      | 1,119 | 0,923 |

Tabela 8 – Análise de variância dos valores de  $F_{max}/F_{teo}$

| Variável            | Soma dos quadrados | Graus de liberdade | Média dos quadrados | Fator ( $F_0$ ) | Mínimo valor requerido para a significância do fator ( $F_{0,01,n,17}$ ) e ( $F_{0,05,n,17}$ ) |      |
|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|-----------------|--|------|
| ores principais     |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1$               | 0,040441           | 2                  | 0,0202              | 9,125           | 6,11   | 3,59 |
| $X_2$               | 0,118265           | 2                  | 0,0591              | 26,684          | 6,11   | 3,59 |
| erações dos fatores |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1 \times X_2$    | 0,016000           | 4                  | 0,0041              | 1,846           | 4,67   | 2,96 |
| or                  | 0,020000           | 9                  | 0,0022              | --              |  |      |
| tal                 | 0,195016           | 17                 | --                  | --              |  |      |

na qual  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto;  $s_s$  é a tensão do aço correspondente a deformação 2‰;  $g_c$  é o coeficiente de minoração da resistência do concreto (1,4);  $g_s$  é o coeficiente de minoração da resistência do aço (1,15);  $g_n$  é o coeficiente adicional de segurança que considera a menor dimensão da seção transversal dos pilares como inferior a 20cm e igual a 1,3;  $g_f$  é o coeficiente de majoração dos esforços (1,4); e  $g_z$  é o coeficiente de majoração dos esforços, que leva em consideração a existência de excentricidades acidentais e que, neste trabalho, foi tomado como igual a 1.

Na Tabela 9, apresentam-se os coeficientes de segurança globais para os pilares analisados. Analisando-se os dados da Tabela 9, obtém-se que o coeficiente de segurança global médio e o respectivo desvio padrão são, respectivamente, 3,02 e  $\pm 0,34$ . Esses valores significam que, em serviço, um pilar curto de uma edificação, projetado segundo o Projeto de Norma (op. cit.) trabalha aproximadamente com 33% de sua capacidade resistente real.

Para verificar a influência da resistência do concreto e da geometria da seção transversal dos pilares no coeficiente de segurança global, foi realizada uma análise de variância sobre os dados da Tabela 9. Novamente, os graus de significância do efeito de cada fator foram testados para níveis de confiabilidade de 95% e 99%, usando-se o F teste. Na Tabela 10, apresentam-se os resultados da análise de variância realizada. Observa-se que o fator mais influente é a geometria da seção transversal, seguido pela resistência do concreto. Os dois fatores apresentaram-se significantes para um nível de confiabilidade de 99%. Observa-se ainda que o acoplamento entre os dois fatores também se apresenta significativo, para um nível de confiabilidade de 99%.

Seguindo o procedimento de análise efetuada para a capacidade resistente, realizou-se uma análise de regressão múltipla não-linear com os dados apresentados na Tabela 9. A equação obtida apresentou coeficiente de correlação ( $r^2$ ) de 96,7%, e pode ser escrita pela Eq. (7):

$$\gamma_{Global} = 1,3004 + 0,0787 \cdot X_1 + 0,4630 \cdot X_2 - 0,0366 \cdot X_1 \cdot X_2 \quad \text{Eq. (6)}$$

na qual observa-se que a variação do coeficiente global dos pilares ensaiados com a resistência do concreto e a geometria da seção transversal é linear; contudo, essa variação torna-se não-linear devido ao acoplamento destes fatores. A representação gráfica da equação Eq.(7) é apresentada na Figura 7, na qual o comportamento não-linear fica evidente. Observa-se ainda que, com o aumento da resistência do concreto e a diminuição da relação  $h/b$ , o coeficiente de segurança global é elevado.

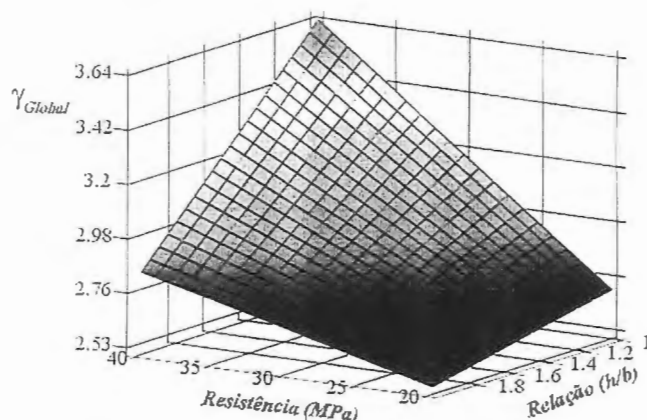


Figura 7 – Representação gráfica da Eq.(7)

## Ductilidade

Devido à grande controvérsia existente na Literatura, quanto à metodologia ideal para a avaliação da ductilidade do concreto e dos pilares de concreto armado, foram utilizados dois métodos de avaliação: o proposto por Lima Jr. e Giongo (2000) e o proposto por Laurent (1989<sup>1</sup> apud Mendes, 1993). No primeiro método, os autores definem que o índice de ductilidade pós-pico pode ser expresso pela Eq.(8):

$$ID_{pós} = \frac{\int_{\epsilon_{max}}^{\epsilon_{c2}} F(\epsilon) d\epsilon}{\epsilon_{max} \cdot F_{max}} \quad \text{Eq. (8)}$$

<sup>1</sup> LAURENT, N.

*Fragilité des éléments comprimés en béton à hautes et très hautes performances et pourcentages minimaux d'armatures.*  
Université Blaise Pascal - Clermont Fd. II, juin 1989, p.72.

Tabela 9 – Coeficiente de segurança global

| $X_1(\text{MPa})$ | $X_2$ |       |       |
|-------------------|-------|-------|-------|
|                   | 1,0   | 1,5   | 2,0   |
| 20                | 2,903 | 2,832 | 2,472 |
|                   | 3,005 | 2,746 | 2,666 |
| 30                | 3,526 | 3,057 | 2,883 |
|                   | 3,111 | 3,042 | 2,779 |
| 40                | 3,443 | 3,384 | 2,786 |
|                   | 3,714 | 3,250 | 2,678 |

Tabela 10 – Análise de variância dos valores dos coeficientes globais

| Variável               | Soma dos quadrados | Graus de liberdade | Média dos quadrados | Fator ( $F_{\alpha}$ ) | Mínimo valor requerido para a significância do fator ( $F_{0,01,n,17}$ ) e ( $F_{0,05,n,17}$ ) |      |
|------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|------------------------|--|------|
| Fontes principais      |                    |                    |                     |                        |  |      |
| $X_1$                  | 0,6002048          | 2                  | 0,3001024           | 15,80582               | 6,11   | 3,59 |
| $X_2$                  | 0,9969408          | 2                  | 0,4984704           | 26,25348               | 6,11   | 3,59 |
| Interações dos fatores |                    |                    |                     |                        |  |      |
| $X_1 \times X_2$       | 0,7424500          | 4                  | 0,1856125           | 9,775853               | 4,67   | 2,96 |
| Resíduo                | 0,1708815          | 9                  | 0,0189868           | --                     | --   | --   |
| Total                  | 1,9102723          | 17                 | --                  | --                     | --   | --   |

na qual  $F_{max}$  corresponde à máxima força suportado pelo pilar,  $e_{max}$  é a deformação relativa a  $F_{max}$ , e  $e_{c2}$  é igual a três vezes a  $e_{max}$ . No segundo método, o índice de ductilidade pós-pico do pilar é definido como a relação entre a deformação no trecho descendente do diagrama força vs. deformação, correspondente a 50% da força máxima ( $e_{50\%}$ ) e a deformação correspondente à máxima força ( $e_{max}$ ).

Seguindo as metodologias citadas, os índices de ductilidade para todos os pilares foram calculados e são apresentados nas Tabelas 11 e 12. Como não foi possível obter experimentalmente o trecho descendente dos diagramas força vs. deformação para os pilares com resistência do concreto de 40MPa e relação  $h/b=2$ , utilizou-se a metodologia apresentada por Montgomery (1984) para estimar os valores dos dois índices de ductilidade para esses pilares.

Para avaliar o comportamento da ductilidade em relação aos fatores estudados, efetuou-se uma análise de variância sobre os dados das Tabelas 11 e 12. Os resultados dessa análise são apresentados nas Tabelas 13 e 14. Observa-se que a variação dos dois índices com os fatores estudados é semelhante.

Apenas a resistência do concreto apresenta-se significativa para um nível de confiabilidade de 99%. A influência da geometria da seção transversal e o acoplamento dos fatores têm influência insignificante na ductilidade dos pilares. Observa-se ainda que, com a elevação da resistência do concreto, a ductilidade dos pilares é extremamente reduzida.

Novamente, realizou-se uma análise de regressão múltipla não-linear com os dados apresentados nas Tabelas 11 e 12. As equações obtidas apresentaram coeficientes de correlação ( $r^2$ ) de 92,1% e 92,0%, respectivamente, e podem ser escritas pelas Eq. (9) e Eq.(10), respectivamente:

$$ID_{pós} = 2,0507 - 0,0276 \cdot X_1 \quad \text{Eq.(9)}$$

$$\frac{\varepsilon_{50\%}}{\varepsilon_{max}} = 3,9778 - 0,0567 \cdot X_1 \quad \text{Eq.(10)}$$

nas quais observa-se que a variação dos índices de ductilidade é linear e inversamente proporcional à resistência do concreto. As representações gráficas das equações Eq.(9) Eq.(10) são apresentadas na Figura 8.

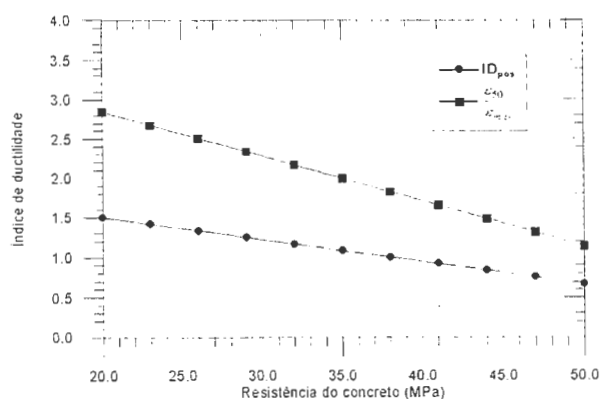


Figura 8 – Representação gráfica das Eq.(9) e Eq.(10)

**Tabela 11 – Valores dos índices de ductilidade  $ID_{pós}$**

| $X_1(MPa)$ | $X_2(h\ h)$ |       |       |
|------------|-------------|-------|-------|
|            | 1,0         | 1,5   | 2,0   |
| 20         | 1,512       | 1,434 | 1,391 |
|            | 1,334       | 1,210 | 1,218 |
| 30         | 1,134       | 1,147 | 1,072 |
|            | 1,180       | 1,075 | 1,212 |
| 40         | 0,963       | 0,801 | 0,807 |
|            | 0,998       | 1,110 | 1,069 |

**Tabela 12 – Valores dos índices de ductilidade ( $e_{50\%}/e_{max}$ )**

| $X_1(MPa)$ | $X_2(h\ h)$ |       |       |
|------------|-------------|-------|-------|
|            | 1,0         | 1,5   | 2,0   |
| 20         | 3,102       | 2,687 | 2,510 |
|            | 2,625       | 2,385 | 2,120 |
| 30         | 1,956       | 1,981 | 1,865 |
|            | 2,036       | 2,092 | 2,204 |
| 40         | 1,862       | 1,721 | 1,548 |
|            | 1,913       | 1,850 | 1,759 |

**Tabela 13 – Análise de variância dos valores de  $ID_{pós}$**

| Variável               | Soma dos quadrados | Graus de liberdade | Média dos quadrados | Fator ( $F_0$ ) | Mínimo valor requerido para a significância do fator ( $F_{0,01,n,17}$ ) e ( $F_{0,05,n,17}$ ) |      |
|------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|-----------------|--|------|
| Fatores principais     |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1$                  | 0,46179            | 2                  | 0,23089             | 13,669          | 6,11   | 3,59 |
| $X_2$                  | 0,01346            | 2                  | 0,00673             | 0,398           | 6,11   | 3,59 |
| Interações dos fatores |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1 \times X_2$       | 0,02039            | 4                  | 0,00509             | 0,103           | 4,67   | 2,96 |
| Error                  | 0,15201            | 9                  | 0,01689             | --              | --   | --   |
| Total                  | 0,63420            | 17                 | --                  | --              | --   | --   |

**Tabela 14 – Análise de variância dos valores de ( $e_{50\%}/e_{max}$ )**

| Variável               | Soma dos quadrados | Graus de liberdade | Média dos quadrados | Fator ( $F_0$ ) | Mínimo valor requerido para a significância do fator ( $F_{0,01,n,17}$ ) e ( $F_{0,05,n,17}$ ) |      |
|------------------------|--------------------|--------------------|---------------------|-----------------|--|------|
| Fatores principais     |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1$                  | 1,99225            | 2                  | 0,99612             | 21,522          | 6,11   | 3,59 |
| $X_2$                  | 0,18464            | 2                  | 0,09232             | 1,994           | 6,11   | 3,59 |
| Interações dos fatores |                    |                    |                     |                 |  |      |
| $X_1 \times X_2$       | 0,17713            | 4                  | 0,04428             | 0,956           | 4,67   | 2,96 |
| Error                  | 0,41654            | 9                  | 0,04628             | --              | --   | --   |
| Total                  | 2,68814            | 17                 | --                  | --              | --   | --   |

### Cálculo da armadura transversal: consideração da ductilidade

Segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001), a armadura transversal nos pilares de concreto armado tem as funções de:

- 1) garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais;
- 2) garantir a costura das emendas de barras longitudinais;
- 3) resistir aos esforços de tração decorrentes da mudança de direção dos esforços, do efeito de bloco

parcialmente carregado e de forças cortantes, bem como de momentos torsores aplicados aos pilares; e,

- 4) confinar o concreto e obter um elemento estrutural mais resistente ou dúctil.

Em adição, o Projeto de Norma (op. cit.) estabelece que o diâmetro dos estribos que compõe a armadura transversal não deve ser inferior a 5mm nem a  $\frac{1}{4}$  do diâmetro da barra isolada ( $\phi_l$ ) ou do diâmetro equivalente do feixe ( $\phi_{fe}$ ) que constitui a armadura longitudinal, ou seja:

$$\phi_e \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \phi_l / 4 \text{ ou } \phi_{fe} / 4 \end{cases} \quad \text{Eq. (11)}$$

Contudo, permite a utilização de diâmetros inferiores a  $\phi_l / 4$ , desde que o espaçamento entre estribos respeite a inequação dada na Eq.(12):

$$s_e < 90000 \left( \phi_l^2 / \phi_e \right) \frac{1}{f_{yk}} \quad \text{Eq. (12)}$$

na qual  $f_{yk}$  é a resistência característica de escoamento da armadura longitudinal.

Finalmente, o Projeto de Norma (op. cit.) estabelece que o espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, é dado pela Eq.(13):

$$s_e \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \text{ para } CA-50 \text{ ou} \\ 24\phi_l \text{ para } CA-25 \end{cases} \quad \text{Eq. (13)}$$

na qual  $b$  é a menor dimensão da seção transversal do pilar. Os valores dos espaçamentos dos estribos obtidos na Eq.(13) estão relacionados apenas às funções 1 e 2. Quando se fizer necessária armadura transversal para resistir os esforços cortantes e/ou momentos torsores (função 3), o Projeto de Norma (op. cit.) estabelece critérios específicos.

Observa-se, contudo, que, apesar de correlacionar o dimensionamento da armadura transversal à questão da ductilidade dos pilares (função 4), o Projeto de Norma (op. cit.) não apresenta nenhuma metodologia para a avaliação da ductilidade, nem tampouco procedimentos de cálculo que considerem a redução da ductilidade desses elementos com a elevação da resistência do concreto.

Com o objetivo de sugerir um critério que correlacione o efeito da elevação da resistência do concreto sobre a ductilidade dos pilares, realizou-se um estudo numérico empregando o modelo matemático para confinamento do concreto por meio de estribos de aço proposto por Saatacioglu e Razvi (1992). Para tanto, foi necessário introduzir dois parâmetros no estudo: a taxa de armadura transversal e a taxa de armadura longitudinal, que são dadas pelas Eq.(14) e Eq.(15):

$$\rho_t = \frac{(A_{stx} + A_{sty})}{s_t \cdot (c_x + c_y)} \cdot 100\% \quad \text{Eq. (14)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot h} \cdot 100\% \quad \text{Eq. (15)}$$

nas quais  $A_{stx}$  e  $A_{sty}$  são as áreas da seção transversal das armaduras transversais perpendiculares aos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente;  $c_x$  e  $c_y$  são as larguras do núcleo do pilar nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente;  $A_{sl}$  é a área da armadura longitudinal;  $b$  e  $h$  são as dimensões da seção transversal dos pilares.

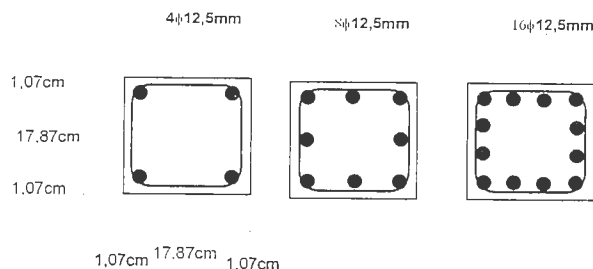
Com o modelo para concreto confinado de Saatacioglu e Razvi (1992) e os parâmetros dados nas Eq.(14) e Eq.(15), avaliaram-se numericamente os índices de ductilidade de 27 pilares. Esses apresentavam resistência do concreto característica de 20MPa, 30MPa e 40MPa; taxas de armadura longitudinal de 1,227%, 2,454% e 3,681%; e taxas de armaduras transversais de 0,233%, 0,349% e 0,698%. Na Figura 9, apresentam-se maiores detalhes das seções transversais dos pilares estudados.

Com os valores dos índices de ductilidade dos 27 pilares, realizaram-se análises de regressão múltipla não-linear, a partir das quais se obtiveram duas equações com coeficiente de correlação ( $r^2$ ) de 97,4% e 98,5%, e que podem ser expressas pelas Eq.(16) e Eq.(17):

$$\varepsilon_{stpu} / \varepsilon_{max} = 3,151 - 0,024 \cdot f_{ck} + 1,427 \cdot \rho_t + 0,208 \cdot \rho_l \quad \text{Eq. (16)}$$

$$ID_{pos} = 1,359 - 0,007 \cdot f_{ck} + 0,406 \cdot \rho_t + 0,060 \cdot \rho_l \quad \text{Eq. (17)}$$





**Figura 9 – Seções transversais dos pilares analisados por meio do modelo de confinamento de Saatacioglu e Razvi (1992)**

nas quais se nota que ambos os índices de ductilidade variam linearmente com a resistência do concreto, a taxa de armadura transversal e a taxa de armadura longitudinal.

Considerou-se que o índice de ductilidade aceitável mínimo, para situações da inexistência de ações dinâmicas, é o obtido em pilares com resistência característica do concreto de 20MPa.

Partindo-se desse pressuposto e trabalhando-se as Eq.(14) a Eq.(17), obtém-se que, para um pilar com resistência característica do concreto superior a 20MPa apresentar o mesmo índice de ductilidade de um pilar com as mesmas características, porém, com concreto de 20MPa, o espaçamento máximo entre estribos que compõem a armadura transversal deve satisfazer a expressão dada pela Eq.(18):

$$s_{t2} = \frac{100 \cdot (A_{stx2} + A_{sty2})}{(0,017 \cdot f_{ck} - 0,3406 + \rho_t) \cdot (c_x + c_y)} \quad \text{Eq. (18)}$$

na qual  $f_{ck}$  é a resistência média do concreto do pilar em MPa;  $\rho_t$  é a taxa de armadura transversal calculada, considerando-se apenas as funções 1 e 2, isto é, Eq.(11) a Eq.(13); e  $A_{stx2}$  e  $A_{sty2}$  são as áreas da seção transversal das armaduras transversais perpendiculares aos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente, do pilar com resistência característica do concreto superior a 20MPa.

Com o objetivo de exemplificar a utilização da Eq.(18), tome-se o pilar cuja seção transversal é apresentada na Figura 9-a, na qual a armadura longitudinal é composta por 4 barras de 12,5mm de diâmetro de aço CA-50 e a resistência característica do concreto é 35MPa. Utilizando os critérios das Eq.(11) e Eq.(13), o diâmetro mínimo dos estribos e o espaçamento máximo entre estes devem ser de 5mm e 15cm, respectivamente. Considerando o efeito da ductilidade e mantendo-se o mesmo diâmetro mínimo para o estribo, tem-se:

$$f_{ck} = 35\text{MPa}; \quad c_x = c_y = 17,87\text{cm}; \quad s_t = 15\text{cm}$$

$$A_{stx} = A_{sty} = A_{stx2} = A_{sty2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,393\text{cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{(A_{stx} + A_{sty}) \cdot 100}{s_t \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,393 + 0,393) \cdot 100}{15 \cdot (17,87 + 17,87)} = 0,146\%$$

$$s_{t2} = \frac{100 \cdot (A_{stx2} + A_{sty2})}{(0,017 \cdot f_{ck} - 0,3406 + \rho_t) \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,393 + 0,393) \cdot 100}{(0,017 \cdot 35 - 0,3406 + 0,146) \cdot (17,87 + 17,87)} \cong 5,5\text{cm}$$

Desse modo, o espaçamento máximo entre estribos deverá ser de 5,5cm.

Caso se deseje aumentar o valor do espaçamento entre estribos, podem-se elevar os valores das áreas  $A_{stx2}$  e  $A_{sty2}$ . Assim, utilizando o mesmo exemplo, porém utilizando-se estribos com diâmetro de 6,3mm, tem-se:

$$f_{ck} = 35\text{MPa}; \quad c_x = c_y = 17,87\text{cm}; \quad s_t = 15\text{cm}$$

$$A_{stx} = A_{sty} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,393\text{cm}^2$$

$$A_{stx2} = A_{sty2} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,623\text{cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{(A_{stx} + A_{sty}) \cdot 100}{s_t \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,393 + 0,393) \cdot 100}{15 \cdot (17,87 + 17,87)} = 0,146\%$$

$$s_{t2} = \frac{100 \cdot (A_{stx2} + A_{sty2})}{(0,017 \cdot f_{ck} - 0,3406 + \rho_t) \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,623 + 0,623) \cdot 100}{(0,017 \cdot 35 - 0,3406 + 0,146) \cdot (17,87 + 17,87)} \cong 8,7\text{cm}$$

Observa-se que o espaçamento máximo passou de 5,5cm para 8,5cm.

Caso se deseje verificar se os índices de ductilidade do pilar, projetado com resistência de 35MPa, são equivalentes aos índices do mesmo pilar, porém, com resistência do concreto de 20MPa e armadura transversal calculada segundo os atuais critérios do Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001), pode-se utilizar as Eq.(15) e Eq.(16). Por conseguinte, tem-se:

*Pilar de 20MPa segundo o Projeto de Norma (op.cit.)*

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}; \quad c_x = c_y = 17,87 \text{ cm}; \quad s_t = 15 \text{ cm}$$

$$b = h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$A_{stx} = A_{sty} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,393 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} \cdot 100\% = \frac{4,909 \cdot 100}{20 \cdot 20} = 1,227\%$$

$$\rho_t = \frac{(A_{stx} + A_{sty}) \cdot 100}{s_t \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,393 + 0,393) \cdot 100}{15 \cdot (17,87 + 17,87)} = 0,146\%$$

$$\varepsilon_{50\sigma} / \varepsilon_{\max} = 3,151 - 0,024 \cdot f_{ck} + 1,427 \cdot \rho_t + 0,208 \cdot \rho_t = \\ = 3,151 - 0,024 \cdot 20 + 1,427 \cdot 0,146 + 0,208 \cdot 1,227 = 3,134$$

$$ID_{pos} = 1,359 - 0,007 \cdot f_{ck} + 0,406 \cdot \rho_t + 0,060 \cdot \rho_t = \\ = 1,359 - 0,007 \cdot 20 + 0,406 \cdot 0,146 + 0,060 \cdot 1,227 = 1,352$$

*Pilar de 35MPa segundo o critério de ductilidade apresentado.*

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}; \quad c_x = c_y = 17,87 \text{ cm}; \quad s_t = 8,7 \text{ cm}$$

$$b = h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} = 4,909 \text{ cm}^2$$

$$A_{stx} = A_{sty} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,63^2}{4} = 0,623 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} \cdot 100\% = \frac{4,909 \cdot 100}{20 \cdot 20} = 1,227\%$$

$$\rho_t = \frac{(A_{stx} + A_{sty}) \cdot 100}{s_t \cdot (c_x + c_y)} = \frac{(0,623 + 0,623) \cdot 100}{8,7 \cdot (17,87 + 17,87)} = 0,401\%$$

$$\varepsilon_{50\sigma} / \varepsilon_{\max} = 3,151 - 0,024 \cdot f_{ck} + 1,427 \cdot \rho_t + 0,208 \cdot \rho_t = \\ = 3,151 - 0,024 \cdot 35 + 1,427 \cdot 0,401 + 0,208 \cdot 1,227 = 3,138$$

$$ID_{pos} = 1,359 - 0,007 \cdot f_{ck} + 0,406 \cdot \rho_t + 0,060 \cdot \rho_t = \\ = 1,359 - 0,007 \cdot 35 + 0,406 \cdot 0,401 + 0,060 \cdot 1,227 = 1,350$$

Observa-se que os índices de ductilidade obtidos são exatamente os mesmos.

Se o pilar a ser dimensionado apresentar resistência do concreto igual a 20MPa, dispensa-se a verificação do

espaçamento do estribo pela Eq.(17), uma vez que o espaçamento fornecido por essa equação, para essa resistência, será igual ao obtido com a Eq.(12).

## CONCLUSÃO

No presente trabalho, foi apresentado um estudo experimental sobre o comportamento dos pilares dimensionados segundo o Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001). Foram avaliadas as influências dos fatores resistência do concreto e geometria da seção transversal, na capacidade resistente, no coeficiente de segurança global e na ductilidade dos pilares. A investigação experimental mostrou que:

1 – Os pilares romperam em um plano cisalhante com inclinação média de 59°.

2 – A capacidade resistente é influenciada pela resistência do concreto e geometria da seção transversal dos pilares com um nível de confiabilidade de 99%. Contudo, não foi detectada interferência do acoplamento desses fatores. Observou-se, ainda, que, elevando a resistência do concreto, a capacidade resistente paramétrica dos pilares aumentou de modo linear, porém, quando a relação entre  $h/b$  é elevada, essa capacidade decresceu linearmente.

3 – O coeficiente de segurança global dos pilares sofre influência dos dois fatores estudados, como também do acoplamento desses, para um nível de confiabilidade de 99%. Essa influência se dá de modo não-linear, devido à interferência do acoplamento dos fatores.

4 – Apenas a resistência à compressão do concreto influencia a ductilidade dos pilares de concreto armado. Essa influência apresenta um comportamento linear e a variação da ductilidade desses elementos estruturais é inversamente proporcional aos valores da resistência do concreto.

Finalmente, utilizando-se um modelo numérico para confinamento do concreto por meio de estribos de aço, foi proposta uma metodologia para o cálculo da armadura transversal para pilares, que garante índices de ductilidade mínimos, quando a resistência do concreto for superior à 20MPa. Após análise, observou-se que a metodologia proposta apresentou-se consistente.

## AGRADECIMENTOS

Os autores são gratos ao Laboratório de Concreto da Hidrelétrica ITAIPU pelo projeto de cooperação, o qual permitiu a realização, em suas instalações, dos ensaios experimentais dos pilares estudados. Agradecem ainda a Camargo Correa S. A. pela doação do cimento empregado nos concretos dos pilares.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "Texto Conclusivo do Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto". Rio de Janeiro, 2001. p. 232.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.. "NBR 6118:1978 Procedimentos para Projeto e execução de obras de concreto armado". Rio de Janeiro, ABNT, 1978. p.76.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.. "NBR 7217:1987 Agregados – Determinação da composição granulométrica". Rio de Janeiro, ABNT, 1987. p.8.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.. "NBR 9776:1987 Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman". Rio de Janeiro, 1987. p.3.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.. "NBR 9937:1987 Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo". Rio de Janeiro, ABNT, 1987. p. 8.

CUSSON, D. e PAULTRE, P.. "Stress-strain model for confined high-strength concrete". Journal of Structure Engineering, ASCE, 121(3), 1995. pp.468-477.

FUSCO, P. B.. O cálculo de concreto armado em regime de ruptura". Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, vol. 1. São Paulo, agosto, 1989. pp.239-310.

HELENE, P. e TERZIAN, P.. "Manual de dosagem e controle do concreto". Editora PINI, São Paulo, 1992. p.349.

HOFBECK, J. A.; IBRAHIM, I. O. e MATTOCK, A. H.. "Shear transfer in reinforced concrete". ACI Journal, 66(2), 1969. pp.119-128.

LIMA JR., H. C. e GIONGO, J. S.. "Avaliação da ductilidade do concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço". Anais do 43º Congresso Brasileiro do Concreto, CD-ROOM I-025, 2001. p.16.

MONTGOMERY, D. C.. "Design and analysis of experiments". Edited by John Wiley & sons. New York, 1987. p.704.

SAATCIOGLU, M. e RAZVI, S. R.. "Strength and ductility of confined concrete". Journal of structural div. ASCE. v. 118 No. 6, 1992. pp.1590-1607.