

ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE TUBOS DE CONCRETO ARMADO COM GEOMETRIA PONTA E BOLSA

Jefferson Lins da Silva¹ & Mounir Khalil El Debs²

Resumo

Os tubos circulares com geometria em ponta e bolsa são os mais empregados para a construção de galerias de drenagem e de esgotos urbanos. Na prática do projeto estrutural de tubos de concreto armado enterrados, os esforços no tubo são especificados a partir de vários ensaios, sendo o ensaio de compressão diametral o mais utilizado. Este artigo avalia a confiabilidade de tubos circulares de concreto armado com geometria ponta e bolsa submetidos à compressão diametral. Os tubos são avaliados no estado limite último para os procedimentos experimentais e numéricos. Na parte experimental, 24 tubos foram ensaiados, dos quais 12 apresentavam diâmetro nominal igual a 800 mm e os outros 1200 mm de diâmetro nominal. O modelo mecânico considera a não-linearidade física do concreto e de aço, bem como os efeitos da não linearidade geométrica. Os resultados numéricos e experimentais demonstraram a capacidade do modelo proposto de prever a resposta de uma seção transversal do tubo de concreto armado. A teoria de confiabilidade estrutural é utilizada neste trabalho para verificar o índice de confiabilidade para o estado limite último.

Palavras-Chave: Tubos de concreto armado. Ensaio de compressão diametral. Índice de confiabilidade.

RELIABILITY INDEX OF REINFORCED CONCRETE PIPES WITH SPIGOT AND SOCKET

Abstract

Circular pipes with geometry in spigot and socket are the most used for construction of drainage galleries and municipal sewage. In practice of the structural design of buried reinforced concrete pipes, the pipes strength are specified from several tests, being the three edge bearing test the most used one. This paper evaluates the reliability of circular reinforced concrete pipes with geometry in spigot and socket subjected to three edge bearing test. The pipes are evaluated in the ultimate limit state for experimental and numerical procedures. In the experimental part, 24 pipes were tested from which 12 pipes were 800 mm nominal diameter and the other 1200 mm nominal diameter. The mechanical model considers the physical non-linearity of concrete and steel materials, as well as the geometrical non-linear effects. Experimental and numerical results demonstrated the ability of the proposed model to predict the capacity of reinforced concrete pipe section. Structural reliability theory is used in this paper to verify the reliability index to ultimate limit state.

Keywords: Reinforced concrete pipes. Three edge bearing test. Reliability index.

1 INTRODUÇÃO

Em todo o mundo, a principal alternativa para a construção de galerias de drenagem e esgotos urbanos refere-se a tubos circulares de concreto armado, que podem ser em “ponta e bolsa”

¹ Doutor em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, jeffeng@sc.usp.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC-USP, mkdebs@sc.usp.br

ou em “macho e fêmea”. No Brasil, os tubos circulares com geometria em “ponta e bolsa” são os mais empregados.

O projeto estrutural de tubos enterrados deve atender aos estados limites último e de serviço, que são verificados a partir de esforços internos. A dificuldade na avaliação desses esforços está no fato deles dependerem da pressão do solo ao longo das paredes da tubulação, e essa pressão depender da forma de instalação e do assentamento da tubulação.

No projeto de tubos enterrados, o procedimento de Marston-Spangler é geralmente empregado (Zaidler, 1983). Esse procedimento envolve a determinação da resultante das cargas verticais a que o tubo é submetido, usando um fator de equivalência que relaciona o comportamento do tubo *in situ* e em situações de teste padrão.

Na prática, a resistência dos tubos pode ser determinada a partir de vários testes, sendo o ensaio de três cutelos o mais utilizado (El Debs, 2003). Por um lado, um modelo mecânico deve representar o mais realisticamente possível o comportamento experimental dos tubos. Por outro lado, um modelo probabilístico deve ser escolhido para prever com precisão as probabilidades de falha, tendo em conta os aspectos computacionais que possam restringir a sua aplicabilidade.

Este trabalho analisa a confiabilidade de tubos circulares de concreto armado com a geometria tipo ponta e bolsa submetidos ao ensaio de compressão diametral. Os tubos são avaliados no estado limite último através de procedimentos experimentais e numéricos.

Ensaio foram realizados para validar e calibrar o modelo mecânico. Para tanto, tubos circulares de concreto armado com diâmetros nominais de 800 mm e 1200 mm foram submetidos à compressão diametral conforme recomendação da norma NBR 8890 (ABNT, 2007).

Na parte numérica da pesquisa, os tubos circulares de concreto armado foram analisados segundo um modelo mecânico baseado no método dos elementos finitos para pórticos planos (Pimenta, 1996; Soares, 2001; Pinto, 2002). Para a consideração da não-linearidade física dos materiais foram utilizados modelos baseados em tensões e deformações, uma vez que estes tendem a ser mais realísticos na descrição do comportamento físico do elemento estrutural. A não-linearidade geométrica teve como base a teoria de grandes deslocamentos e deformações, onde a matriz de rigidez do elemento é encontrada num sistema de coordenadas corrotacionais solidário ao elemento.

O método probabilístico para avaliar a confiabilidade de tubos circulares de concreto armado no contexto da análise não linear é desenvolvido pelo acoplamento dos métodos dos elementos finitos (FEM) e da superfície de resposta (RSM). O RSM aparece associado aos já conhecidos métodos de confiabilidade de primeira ordem (FORM) ou métodos de confiabilidade de segunda ordem (SORM) para estimar a probabilidade de falha da estrutura. A segurança estrutural é dada em termos do índice de confiabilidade, β (Ang and Tang, 1984; Nowak and Collins, 2000).

2 PARTE EXPERIMENTAL

Na parte experimental foram ensaiados 24 tubos sendo 12 tubos com diâmetro nominal de 800 mm e o restante com 1200 mm.

Os tubos foram produzidos com mesma mão de obra e equipamentos, utilizando os mesmos materiais, sujeitos a condições ambientais semelhantes, ensaiados com a mesma idade, fabricados com as mesmas características geométricas, apresentando a mesma taxa de armadura de flexão e submetidos a carregamentos idênticos.

Os tubos foram ensaiados segundo a norma brasileira NBR 8890 (ABNT, 2007), que especifica os procedimentos de ensaio de compressão diametral para tubos circulares de concreto armado destinados à construção de galerias de drenagem pluvial e esgotos sanitários.

Os tubos ensaiados foram projetados de acordo com o método de Marston-Spangler, no qual o tubo é projetado para resistir aos esforços do ensaio de compressão diametral. A força aplicada na situação de ensaio foi PA1, o que corresponde a uma das classes de resistência prescritas pela NBR 8890 (ABNT, 2007). Nos casos de tubos com diâmetros nominais de 800 mm e 1200 mm, a força PA1 foi de 48 kN/m e 72 kN/m, respectivamente.

Os tubos de concreto foram armados com malhas de aço soldadas. O uso desse tipo de armadura é comum em fábricas de tubos de concreto armado, uma vez que elas permitem reduzir os custos com corte, dobra e montagem das barras de aço, e também são mais aderentes ao concreto devido à presença de barras transversais.

As características físicas e geométricas dos tubos de concreto armado são resumidas nas Tabelas 1 e 2, respectivamente.

De acordo com o procedimento de ensaio, somente a força aplicada no ensaio foi medida. Entretanto, a fim de obter mais informação para melhor entender o comportamento mecânico dos tubos, deslocamentos também foram medidos a partir de transdutores instalados nos modelos.

Tabela 1 – Características geométricas dos tubos

DN (mm)	t (cm)	A_{ts} (cm ² /m)	ℓ (m)
800	7.2	$A_S = 3.96$	1.5
1200	11	$A_S = 3.96$ $A_S' = 1.96$	1.5

t: espessura, A_{ts} : armadura em malha soldada, ℓ: comprimento efetivo do tubo

Tabela 2 – Características físicas dos tubos (em kN/cm²)

DN (mm)	f_{cm}	f_{ym}	E_s
800	5.14	71	21000
1200	4.68		

f_{cm} : resistência média à compressão do concreto, f_{ym} : resistência média à tração do aço, E_s : módulo de elasticidade do aço

A posição dos transdutores é mostrada na Fig. 1. Nos ensaios de compressão diametral, o pórtico metálico mostrado na Fig. 2 foi usado como estrutura de reação.

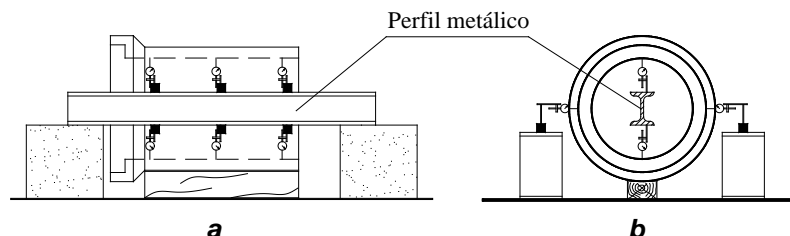


Figura 1 – Posição dos transdutores de deslocamento (a) longitudinalmente; (b) na seção transversal.



Figura 2 – Pórtico metálico usado nos ensaios de compressão diametral.

Dos resultados experimentais, foram obtidas as curvas força *versus* deslocamento, a partir das quais o comportamento dos tubos pôde ser avaliado no início da fissuração (F_{FISSURA}) e ruptura ($F_{\text{MÁXIMA}}$), conforme a Fig. 3.

Os deslocamentos foram avaliados por meio das variações vertical e horizontal do diâmetro, as quais foram obtidas pela soma dos deslocamentos na coroa e na base, e nos flancos, respectivamente.

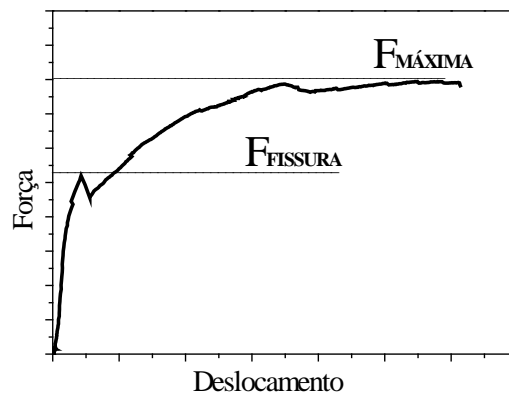


Figura 3 – Comportamento típico de tubos de concreto armado submetidos à compressão diametral.

3 PROCEDIMENTOS NUMÉRICOS

Os procedimentos numéricos consistiram de um modelo mecânico que considerava apropriadamente as não linearidades física e geométrica para representar o comportamento não linear dos tubos de concreto armado e a análise de confiabilidade, a qual sempre requer alta precisão da resposta mecânica.

3.1 Não linearidade geométrica

O modelo geometricamente não linear para pórticos planos utiliza sistema de coordenadas corrotacional e a descrição lagrangeana atualizada para representar o elemento de viga. Assim, as já conhecidas variáveis naturais $\{q\} = \{q_1, q_2, q_3\}$ indicadas na Fig. 4, foram adotadas para representar o

alongamento e as rotações da barra. A partir dessas coordenadas, pode-se definir o campo de deslocamentos usando o sistema cartesiano de coordenadas $\{u\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2\}$.

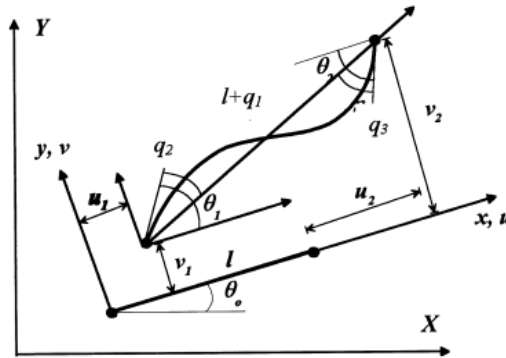


Figure 4 – Variáveis e sistemas de coordenadas.

A hipótese cinemática de Euler-Bernoulli foi assumida a fim de obter o sistema final de equações. O campo de deformações é representado pela componente normal de deformações dada pela equação (1) considerando as equações (2) e (3). Nessas definições, a vírgula indica as derivadas com relação a x .

$$\varepsilon_x(y) = \varepsilon_0(x) - y\theta'(x) \quad (1)$$

Onde

$$\varepsilon_0(x) = 1 + u'(x) \sec \theta(x) \quad (2)$$

$$\theta'(x) = \frac{(1 + u'(x))v''(x) - u''(x)v'(x)}{(1 + u'(x))^2 + v'^2(x)} \quad (3)$$

A partir das expressões acima, a relação entre as coordenadas nos sistemas natural e cartesiano, ou seus incrementos $\{\delta u\}$, $\{\delta q\}$ é obtida e dada pela equação (4), onde $[B]$ é a derivada primeira das coordenadas naturais com respeito às coordenadas cartesianas, isto é, $B_{\alpha,i} = q_{\alpha,i}$, denominada matriz de incidências cinemáticas.

$$\{\delta q\} = [B]\{\delta u\} \quad (4)$$

Usando uma função de forma linear para aproximar os deslocamentos $u(x)$, função de forma cúbica para as deflexões $w(x)$ e função de forma quadrática para as rotações $\theta(x)$, pode-se escrever $\varepsilon_x(x)$ em termos das coordenadas naturais $\{q\}$ e conseqüentemente em termos das coordenadas cartesianas $\{u\}$.

Após a formulação adotada, precisam-se definir as forças nodais baseadas no sistema cartesiano de coordenadas $\{P\}$, as quais são os conjugados dos deslocamentos nodais $\{u\}$, e as

forças generalizadas $\{Q\}$, os conjugados de $\{q\}$. A relação entre essas forças nodais é dada pela equação (5).

$$\{P\} = [B]\{Q\} \quad (5)$$

O princípio dos trabalhos virtuais pode ser usado para escrever o equilíbrio de forças em cada elemento definindo, assim, a matriz de rigidez tangente, a qual é convenientemente escrita em coordenadas cartesianas, como mostra a equação (6), onde $\{\sigma\}$ e $\{\varepsilon\}$ são os vetores de tensões e deformações, respectivamente, L é o comprimento do elemento e A é a área da seção transversal.

$$[K] = [B]^t \int_L \int_A \left[\frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \right] dAdx [B] + [B]^t \int_L \int_A \{\sigma\}^t \{\varepsilon_{,\alpha\gamma}\} dAdx [B] + \int_L \int_A \{\sigma\}^t \{\varepsilon_{,\alpha}\} dAdx [G_\alpha] \quad (6)$$

Na Eq. (6), o primeiro termo da matriz tangente é a matriz constitutiva do elemento que pode ser reescrita como $[k_m] = [B]^t [D] [B]$; $[D]$ é o módulo de rigidez tangente do material dado por $[D] = [\partial \sigma / \partial \varepsilon]$. O segundo e terceiro termos representam os efeitos não-linear geométricos, indicados por $[k_g]$ e expressos pela Eq. (7), na qual as matrizes $[H]$ e $[G]$ são obtidas após definir a aproximação do campo de deslocamentos.

$$[k_g] = [B]^t [H] [B] + [Q] [G] \quad (7)$$

3.2 Não linearidade física

Após escolher os modelos não-lineares descritos para o concreto (NBR 6118 (ABNT, 2003)) e para o aço (curva tensão-deformação bilinear com comportamento elastoplástico perfeito), as forças internas atualizadas podem ser calculadas resolvendo as integrais ao longo da seção transversal. Então os vetores de previsão e correção necessários para resolver o sistema de equações não-lineares usando o método de Newton-Raphson, podem ser calculados resolvendo as integrais ao longo dos elementos de barra. Somente as forças normais e momentos fletores são considerados no cálculo da matriz de rigidez reduzida. Nenhuma correção é aplicada aos componentes relacionados ao cisalhamento. Dessa forma, assume-se que o comportamento do concreto seja governado por um critério de tensão uniaxial.

O conhecido modelo das fatias foi adotado para calcular as forças internas atualizadas em cada seção transversal. O estado de deformações é calculado no centro geométrico de cada fatia usando os valores da curvatura e assumindo a hipótese de Bernoulli. Então, as tensões ao longo da seção transversal podem ser avaliadas pelo uso de um critério previamente definido para o aço e para o concreto. A contribuição da armadura é concentrada no seu centro geométrico e calculada assumindo continuidade do estado de deformações ao longo da seção transversal, tratada como fatia particular. Após encontrar a distribuição atualizada das deformações ao longo da seção transversal, os momentos fletores e forças normais para o caso particular ilustrado na Fig. 5 são dados pelas equações 8 e 9.

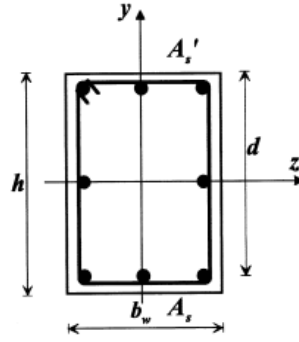


Figura 5 – Seção transversal de concreto armado.

$$M_z = b_w \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x^c y dy + \sum_{k=1}^{N_s} \sigma_x^{sk} A_{sk} y_{sk} \quad (8)$$

$$N = b_w \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x^c dy + \sum_{k=1}^{N_s} \sigma_x^{sk} A_{sk} \quad (9)$$

Onde σ_x^c é a componente da tensão normal na coordenada y do concreto e σ_x^{sk} é a tensão no aço em uma fatia posicionada em y_{sk} , enquanto A_{sk} representa a fatia da seção transversal do aço y_{sk} e N_s é o número de fatias de armadura.

3.3 Confiabilidade estrutural

O modelo mecânico permite prever de maneira precisa a capacidade última de estruturas de concreto armado, que corresponde ao valor máximo da força na curva força *versus* deslocamento. Conseqüentemente, o cenário de falha levado em consideração na análise de confiabilidade é definido pela instabilidade global elasto-plástica da estrutura causada por carregamentos externos.

Esse cenário de falha é dado pela função de estado limite dividindo o espaço das variáveis físicas em dois domínios: o domínio de segurança Ω_s onde $G(x) > 0$ e o domínio de falha Ω_f onde $G(x) < 0$; o estado limite é dado pelo contorno do domínio de segurança $G(x) = 0$.

Em estruturas de concreto, a função de estado limite é dada pela equação (10), na qual x é o vetor de variáveis aleatórias no espaço físico, $P_u(x)$ é a capacidade última da estrutura e $P_a(x)$ é a força externa aplicada.

$$G(x) = P_u(x) - P_a(x) \quad (10)$$

Para o cenário de falha (equação 10), o índice de confiabilidade β é definido como a distância mínima entre a origem e o domínio de falha no espaço normalizado u ; sendo determinado pela solução de um problema de otimização restrita (Ditlevsen e Madsen, 1996), onde $u = T(x)$ é o vetor de variáveis aleatórias básicas no espaço normal padrão obtido por transformações probabilísticas apropriadas, $T(x)$ e $G(x)$ representam as superfícies de falha, que assumem a forma $G(T^{-1}(u))$ no espaço normal padrão.

$$\text{Minimize } \beta(u) = \sqrt{u^T u} \text{ para } G(x) \leq 0 \quad (11)$$

A solução do problema (11) está geralmente relacionada ao ponto de projeto, denotado por u^* ou P^* . A transformação probabilística $T(x)$ é feita pelo esquema de Nataf (Der Kiureghian e Liu, 1986). Nos métodos de confiabilidade de primeira ordem (FORM), a probabilidade de falha é simplesmente calculada por $P_f = \Phi(-\beta)$, onde $\Phi(\cdot)$ é a função de probabilidade cumulativa de Gauss.

A busca pelo ponto de projeto pode ser realizada usando um procedimento genérico de otimização, em nosso caso, o algoritmo de Rackwitz e Fiessler (1978) fornece bons resultados.

Para a solução da confiabilidade estrutural é usado o Método da Superfície de Resposta (RSM), que fornece uma aproximação explícita da função de estado limite implícita e permite reduzir significativamente os erros no modelo mecânico, e então, a estabilidade da convergência é mais bem assegurada.

A principal idéia do RSM é estimar as respostas estruturais na vizinhança do ponto de projeto pela consideração de alguns parâmetros determinísticos específicos, tais como dimensões geométricas, propriedades dos materiais e condições de contorno.

O critério de convergência é definido satisfazendo uma tolerância predefinida no índice de confiabilidade obtido durante as iterações. Se a convergência não é alcançada, uma nova superfície de resposta deve ser determinada e o processo continua.

A ferramenta proposta é mostrada com o objetivo de avaliar a confiabilidade de tubos de concreto armado circulares avaliados no estado limite último para o ensaio de três cutelos.

4 RESULTADOS

No modelo mecânico, algumas idealizações foram assumidas com base no procedimento de avaliação experimental do comportamento estrutural dos tubos de concreto armado submetidos à compressão diametral, as quais foram:

a) A simetria foi usada conforme mostrado na Fig. 6, a fim de discretizar a estrutura em 50 elementos finitos de viga que apresentam cada um, 3 graus de liberdade;

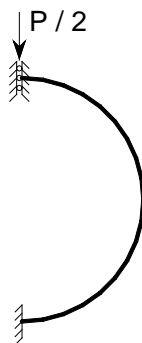


Figura 6 – Esquema estrutural usado nas análises dos tubos circulares de concreto armado

b) Na análise não linear realizada, o modelo constitutivo prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2003) para o concreto foi considerado;

c) Foi assumido que o aço apresenta uma curva tensão-deformação bilinear com comportamento elastoplástico perfeito.

As Figuras 7 e 8 apresentam os resultados numéricos e experimentais obtidos nas seções da coroa (variação vertical) e flancos (variação horizontal) para tubos com diâmetros nominais de 800 mm e 1200 mm, respectivamente.

Comparando essas curvas, pode-se concluir que os resultados numéricos e experimentais foram considerados similares. No caso da força máxima, os resultados numéricos foram 5% maior e 1% menor que os resultados obtidos experimentalmente, respectivamente para tubos com 800 mm e 1200 mm de diâmetro.

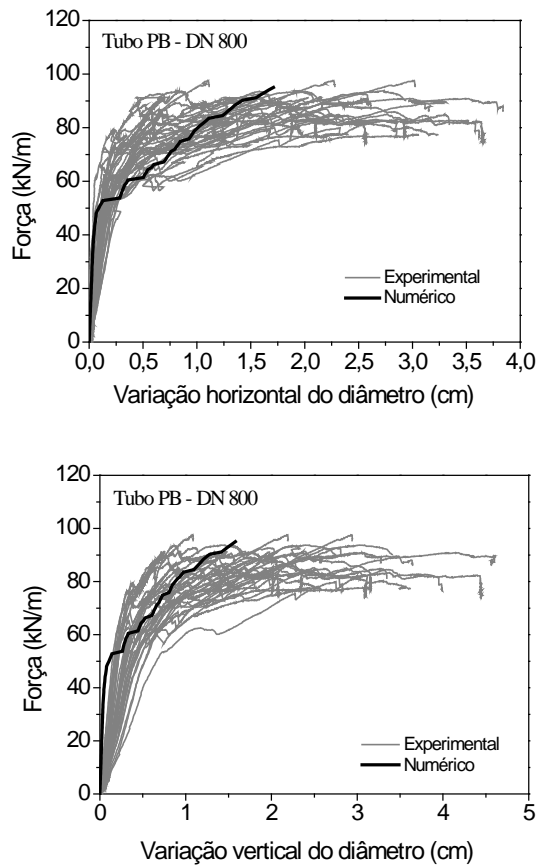


Figura 7 – Curvas força *versus* deslocamento para tubos com DN 800 mm.

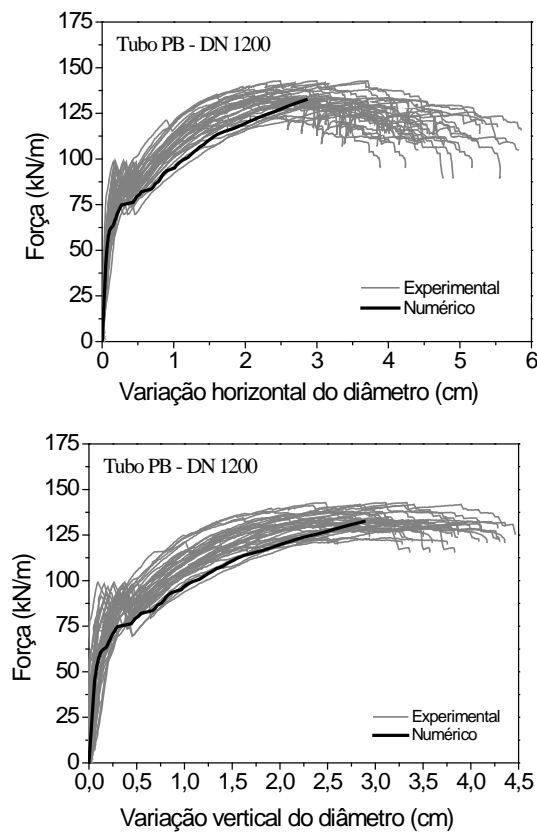


Figura 8 – Curvas força *versus* deslocamento para tubos com DN 1200 mm.

Entretanto, no início da fissuração, houve uma discrepância entre os resultados numéricos e experimentais. Essa discrepância provavelmente deve estar relacionada com a variabilidade dos deslocamentos devido ao aumento de rigidez do tubo na região próxima a bolsa. Apesar disto, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais revelou uma boa concordância, confirmando assim a hipótese de que em tubos tipo ponta e bolsa, se a bolsa for removida, o tubo se comporta como um anel circular, e então a análise numérica pode ser feita considerando o esquema estrutural apresentado na Fig. 6.

Além de avaliar a aplicabilidade de um programa computacional para pórticos planos na simulação de seções transversais de tubos de concreto armado pelo método dos elementos finitos, as simulações também determinaram o índice de confiabilidade desses tubos em relação à força para a qual eles foram projetados (PA1). São avaliados índices de confiabilidade no estado limite último sendo que a função de estado limite foi determinada a partir de aproximações feitas com o Método de Superfície Resposta. Neste caso, o modelo mecânico serviu de base para a solução da estrutura em análise.

Segundo Soares (2001) e Neves (2004), os planos de experiência fatorial completo e composto, ambos com ponto de adaptação, apresentam um bom desempenho na determinação dos valores dos índices de confiabilidade de estruturas de concreto. Sendo assim, no cálculo do índice de confiabilidade foram adotados esses pontos.

Para calcular a confiabilidade estrutural dos tubos ensaiados foram utilizadas as características apresentadas nas Tabelas 1 e 2 e na Tabela 3, dada abaixo, que resume os parâmetros estatísticos usados nas simulações, a espessura do tubo (h), a posição da armadura (d') e a resistência à compressão do concreto (f_c). Estes parâmetros foram escolhidos previamente através de uma análise de sensibilidade, comumente utilizada em análises de confiabilidade estrutural. Em todos os casos analisados, as variáveis aleatórias foram consideradas apresentando funções de distribuição normal. O fator bias dos parâmetros na Tabela 3 é igual a 1.

Tabela 3 – Parâmetros estatísticos usados na análise de confiabilidade

Diâmetro Nominal (mm)	Média			Coeficiente de Variação		
	f_c (kN/cm ²)	d' (cm)	h (cm)	f_c	d'	h
800	5,14	0,66	7,2	20,3%	22,5%	4,2%
1200	4,68	1,34	10,1	13,4%	18,2%	3,9%

f_c : resistência à compressão do concreto, d' : profundidade efetiva da armadura no lado comprimido da seção, h: altura da seção transversal.

A análise de confiabilidade foi realizada para os tubos ensaiados com diâmetros nominais de 800 mm e 1200 mm para identificar a confiabilidade do modelo proposto e obter um índice de confiabilidade dos tubos ensaiados. O índice de confiabilidade e o fator de segurança foram de 4,1 e 1,6, respectivamente, para ambos os tubos ensaiados com diâmetros nominais de 800 mm e 1200 mm. A probabilidade de falha para o índice de confiabilidade de 4,1 é de 1 tubo atingir a força máxima em cada conjunto de aproximadamente 43 mil tubos. O valor desse fator de segurança foi obtido levando em consideração a solicitação dada pela força atuante no tubo na situação de compressão diametral e a resistência do tubo avaliada pelo modelo mecânico.

Esse resultado indica que a fabricação dos tubos foi realizada com controle de qualidade adequado, como pode ser observado pelo baixo coeficiente de variação dos parâmetros estatísticos, apresentados na Tabela 3 e conseqüentemente pela baixa probabilidade de falha.

Ainda foi possível definir na análise de confiabilidade que as variáveis aleatórias que mais influenciaram no resultado da confiabilidade foram a resistência à compressão do concreto, a espessura do tubo e a posição da armadura.

5 CONCLUSÕES

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais demonstraram a capacidade do modelo proposto de prever a resposta de seções de tubos de concreto armado submetidas a compressão diametral. O modelo mecânico considerou a não linearidade física do concreto e do aço, assim como os efeitos da não linearidade geométrica.

A teoria de confiabilidade estrutural mostrou que o valor do índice de confiabilidade dos tubos de concreto no estado limite último é fortemente influenciado pelo controle de qualidade dos materiais utilizados na fabricação dos tubos.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio e patrocínio oferecido pela CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e FERMIX Indústria e Comércio Ltda.

7 REFERÊNCIAS

ANG, A.H-S., TANG, W. **Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: Decision, Risk and Reliability.** John Wiley & Sons, 1984. New York. 562p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8890**: Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

DER KIUREGHIAN, A.; LIU, P. L. Structural reliability under incomplete probability information. **Journal Engineering Mechanics**, 1986, 112(1):85-104.

DITLEVSEN, O., MADSEN, H.O. **Structural reliability methods**. John Wiley & Sons, 1996. New York.

EL DEBS, M.K. **Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado**. 1ª edição, IBTS, 2003. São Paulo.

FIGUEIRAS, J. A. **Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells**. 1983. Ph.D. Thesis, University of Wales.

NEVES, R. A. **Desenvolvimento de modelos mecânico-probabilísticos para estruturas de pavimentos de edifícios**. 2004. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

NOWAK, A.S., COLLINS, K.R. **Reliability of structures**. McGraw-Hill, 2000. Michigan.

PIMENTA, P. M. **Análise não-linear de porticos planos: teoria exata vs. teoria de segunda ordem**. Boletim técnico do departamento de engenharia de estruturas e fundações, EPUSP, 9618, 1996. University of São Paulo.

PINTO, R. S. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 2002. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined random load sequences. **Computers & Structures**, 1978, 9:489-94.

SOARES, R. C. **Um estudo sobre modelos mecânico-probabilístico para pórticos de concreto armado**. 2001. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ZAIDLER, W. **Projetos estruturais de tubos enterrados**. Editora PINI, 1983. São Paulo.