



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de  
maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



## Quantificação de incertezas em engenharia de estruturas

Prof. Dr. André T. Beck

Universidade de São Paulo / Departamento de Engenharia de Estruturas / atbeck@sc.usp.br

### Resumo

A segurança de estruturas e de sistemas estruturais depende iminentemente da quantificação de incertezas nas ações, nas resistências dos materiais e nos modelos de cálculo. Na prática usual de engenharia, a questão da segurança é endereçada através do uso de valores característicos das resistências, valores nominais dos carregamentos, e de coeficientes parciais de segurança especificados em normas técnicas. Com o advento da teoria de Confiabilidade Estrutural, que começou a ser formulada nos anos 70 e atingiu maturidade nos anos 90, surgem oportunidade e possibilidade de se realizar o projeto probabilístico de estruturas. Através da quantificação de incertezas, é possível produzir projetos mais econômicos, mas que atendem aos níveis de segurança preconizados em norma; e otimizar recursos investidos na manutenção e recuperação de estruturas. Este artigo sumariza alguns resultados obtidos pelo grupo de pesquisa do autor nos últimos anos. O artigo aborda a qualidade dos concretos produzidos no Brasil, uma atualização do mapa (isopletras) de ventos de projeto do Brasil e um estudo preliminar de calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança de normas de projeto estrutural brasileiras. O estudo identifica oportunidades para melhorar a segurança das estruturas produzidas no Brasil, bem como as oportunidades de ganho econômico originários na quantificação de incertezas.

### Palavras-chave

Quantificação de incertezas, confiabilidade estrutural, segurança das estruturas, engenharia de estruturas, concreto armado, ação do vento, normas de projeto.

### Introdução

O projeto de estruturas consiste em quantificar as resistências dos materiais estruturais, quantificar as ações ou carregamentos esperados durante a vida útil da estrutura e, finalmente, dimensionar os elementos estruturais, de forma que a resistência seja maior do que a solicitação. Solicitações, resistências dos materiais, dimensões dos elementos estruturais, bem como modelos de cálculo estão sujeitas a diversas fontes de incerteza. Isto inclui a incerteza intrínseca ou natural de processos de carregamento (ação acidental, vento, terremoto, etc) e das resistências, bem como as incertezas epistêmicas, relacionadas à imprecisão e imperfeição dos modelos de cálculo. Para contornar as incertezas intrínsecas, costuma-se trabalhar com valores característicos das resistências dos materiais e com valores nominais dos carregamentos. Resistências características estão associadas a uma determinada probabilidade (em geral, de 5%) de serem ultrapassadas, no sentido desfavorável. Ações nominais estão associadas a um período (médio) de retorno, compatível com a vida de projeto da estrutura, e a uma probabilidade bem maior (63%) de serem ultrapassadas no sentido desfavorável. Como as probabilidades acima são inaceitavelmente altas, e em função da incerteza nos modelos de cálculo, projeta-se aplicando coeficientes de redução da resistência e de majoração dos



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



carregamentos. O resultado final deste processo, guiado pelo uso de normas técnicas, é uma estrutura segura, mas muitas vezes super-dimensionada. Isto ocorre porque uma norma técnica deve atender a toda uma classe de estruturas, o que é conflitante com o conceito de otimização. Além disto, ao final do processo, não há uma medida quantificável da segurança da estrutura.

Com o advento da teoria de Confiabilidade Estrutural, desenvolvida ao longo dos anos 80 e que atingiu maturidade nos anos 90, surgem oportunidade e possibilidade de se realizar o projeto probabilístico de estruturas. Esta possibilidade já é realidade através de normas gerais para projeto de estruturas, como ISO2394:1998 e JCSS:2001, ou de normas específicas, por exemplo, para o projeto de dutos (ISO16708:2006). Através da quantificação de incertezas, é possível produzir projetos mais econômicos, mas que atendem aos níveis de segurança preconizados em norma; e otimizar recursos investidos na manutenção e recuperação de estruturas.

Este artigo apresenta alguns resultados alcançados pelo grupo de pesquisa do autor nos últimos anos. O artigo inclui um exemplo de quantificação de incertezas em resistências (qualidade dos concretos produzidos no Brasil) e outro nos carregamentos (atualização das isopletras de vento de projeto). O estudo inclui ainda resultados de um estudo preliminar de calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança de normas de projeto estrutural brasileiras (NBR8681:2003 e NBR8800:2008). O estudo identifica oportunidades para melhorar a segurança das estruturas produzidas no Brasil, bem como as oportunidades de ganho econômico originários na quantificação de incertezas.

## Resistência dos concretos produzidos no Brasil

A resistência à compressão do concreto é aleatória por natureza. A incerteza ou variabilidade na resistência tem origem na não-homogeneidade do material (em particular, em termos da micro-estrutura), na variabilidade das propriedades dos materiais constituintes e em imprecisões da mistura. Desta forma,  $n$  corpos-de-prova de uma mesma betonada de concreto, quando ensaiados, apresentarão  $n$  resultados distintos para a resistência a compressão. A variabilidade entre amostras de um mesmo lote (betonada) é geralmente menor do que a variabilidade entre amostras de lotes distintos, mas nem por isso pode ser ignorada. A incerteza na resistência do concreto aumenta à medida que aumenta o escopo dos concretos considerados. Entende-se que um testemunho extraído de um local específico de uma estrutura pronta forneça com boa precisão a resistência daquele concreto (excluindo-se problemas técnicos de extração e ensaio). Já o concreto de uma mesma betonada é distribuído em diferentes partes da estrutura, e tem sua resistência medida “indiretamente” a partir de corpos-de-prova moldados no recebimento. O concreto de uma estrutura completa tem origem em diferentes betonadas, e, portanto, apresenta variação de propriedades maior do que o concreto de uma mesma betonada. Concretos produzidos por diferentes concreteiras tem variabilidade ainda maior. Os concretos produzidos in loco tem, em geral, variabilidade de resistências maior que os concretos de usina. Por fim, *o concreto “de norma” deve refletir a variabilidade de todos os concretos (de uma mesma classe) produzidos no país.* O objetivo desta seção é mostrar como, e se, os concretos produzidos no Brasil atendem aos requisitos de norma, em termos de resistência à compressão.



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



A natureza aleatória da resistência do concreto demanda uma abordagem estatística. A resistência do concreto pode ser caracterizada por uma resistência média ( $f_{cm}$ ), um desvio-padrão ( $\sigma$ ) e uma distribuição de probabilidades. No entanto, uma descrição probabilística é inviável para a prática de projeto. Portanto, trabalha-se com um valor de referência, que é a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ). Por convenção, a resistência característica é aquela que é alcançada por 95% dos corpos-de-prova testados, ou por 95% do volume de concreto em uma estrutura. Esta convenção, mais a observação de que a resistência do concreto segue uma distribuição normal (Ellingwood & Galambos, 1982; Nowak & Szerszen, 2003), originam a conhecida equação:

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

A Eq. (1) pode ser utilizada para:

- calcular a resistência característica  $f_{ck}$  do concreto, a partir de uma amostra com mínimo de 20 corpos-de-prova (NBR6118:2003), sendo  $f_{cm}$  e  $\sigma$  calculados a partir da amostra;
- determinar a resistência de dosagem ( $f_{cm}$ ), para que o concreto produzido resulte conforme quando testado aos 28 dias (NBR12655:2006); neste caso o desvio padrão é o desvio de dosagem ( $\sigma = \sigma_d$ );
- determinar o valor médio  $f_{cm}$  da variável aleatória resistência do concreto, para  $f_{ck}$  especificado e  $\sigma$  conhecido (ou estimado), e assumindo conformidade do concreto.

Esta última aplicação visa à realização de análises de confiabilidade na fase de projeto de uma estrutura ou na calibração de coeficientes parciais de segurança. Obviamente, se os concretos produzidos no país não refletem o concreto de norma (não são conformes), então expressões equivalentes à Eq. (1) precisam ser utilizadas.

O presente trabalho está baseado em resultados de resistência à compressão aos 28 dias de corpos-de-prova moldados in loco e originários de obras de parte significativa do Brasil. No total, mais de cinco mil corpos-de-prova compõem a base de dados utilizada neste estudo, conforme Tabela 1. Os dados tiveram origem em nove unidades federativas – Alagoas, Bahia, Ceará, Distrito Federal, Maranhão, Minas Gerais, Paraíba, Rio de Janeiro e São Paulo. Detalhes do estudo podem ser consultados em (Santiago & Beck, 2011). Os resultados obtidos no estudo são apresentados de forma gráfica na Figura 1 e resumidos na Tabela 1.

**Tabela 1: Resultados de resistência de concretos atualmente produzidos no país.**

Classe	Número de C.P.	$f_{ckest}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	C.V.	$f_{ckest}/f_{ck}$	% Amostras não-conformes
<b>C20</b>	896	23,7	26,0	1,847	0,072	1,15	1
<b>C30</b>	1052	28,0	33,8	3,554	0,105	0,93	<b>9</b>
<b>C40</b>	3742	33,6	41,7	3,570	0,090	0,90	<b>30</b>
<b>C50</b>	148	41,1	47,2	2,910	0,062	0,85	<b>84</b>



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

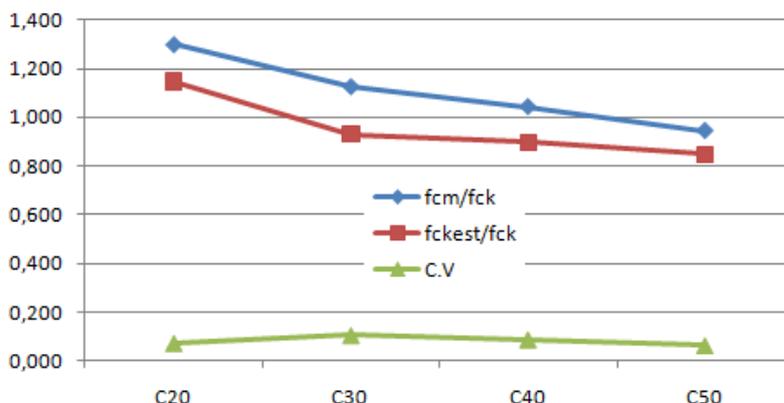


Figura 1. Tendências de resistência dos concretos atualmente produzidos no país.

Na Tabela 1 são apresentados os resultados obtidos em termos de resistência característica estimada a partir da amostra ( $f_{ckest}$ ),  $f_{cm}$ ,  $\sigma$ , coeficiente de variação ( $\sigma/f_{cm}$ ), razão ( $f_{ckest}/f_{ck}$ ) e proporção de amostras não-conformes em cada classe de concreto. A Figura 1 ilustra a variação destes parâmetros em função da classe de resistência do concreto. Na Figura pode-se observar que, a despeito da heterogeneidade dos dados (em relação à classe de concreto e região geográfica das amostras), e apesar do pequeno número de amostras para classe C50, as curvas de  $f_{ckest}/f_{ck}$  e  $f_{cm}/f_{ck}$  seguem uma mesma tendência.

Observa-se que  $f_{ckest} < f_{ck}$  para as classes C30, C40 e C50. Portanto, os resultados (Tabela 1) revelam concretos que, no conjunto, devem ser considerados não-conformes. A não-conformidade dos concretos pode ser quantificada a partir dos percentuais de amostras com resistência abaixo do  $f_{ck}$  especificado, na última coluna da Tabela 1. Por norma, este percentual deveria ser limitado aos 5%. No entanto, observam-se percentuais muito superiores para os concretos da base de dados estudada. Fica também evidente que o problema da não-conformidade é mais significativo para os concretos de maior resistência.

Resultados obtidos para  $\sigma$  mostram que o desvio-padrão especificado em norma para cálculo da resistência de dosagem ( $\sigma_d=4$  MPa para a condição de preparo A com melhor controle, NBR12655:2006) é levemente conservador, o que serve como uma margem de segurança para que os concretos dosados segundo a Eq. (1) resultem conformes.

No entanto, os resultados obtidos deixam claro que a equação de dosagem não tem sido respeitada pelas concreteiras: para os concretos C40 e C50, a resistência **média** ficou próxima da resistência **característica** especificada em projeto. Isto confirma observações de Grandiski (em Faria, 2009) de que as concreteiras têm centrado a resistência de dosagem na resistência característica, e não na resistência média. Este resultado certamente tem um impacto negativo na segurança das estruturas produzidas. Uma medida deste impacto é a razão  $f_{ckest}/f_{ck}$ , que está em torno de 0,9 para o concreto da classe C40 (maior conjunto experimental). Frente a esta realidade, não adotar medidas de mitigação (por hipótese) equivaleria a projetar estruturas de concreto com coeficiente de segurança igual a  $\gamma_c=1,4 \cdot 0,9=1,26$ . O impacto desta não-conformidade na confiabilidade de colunas de concreto



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



armado projetadas e construídas no Brasil é investigado em (Santiago & Beck, 2011), e mostra-se relevante e preocupante.

Os resultados obtidos mostram que os concretos das classes C30, C40 e C50 não são conformes. Portanto, a Eq. (1) não pode ser utilizada em análises de confiabilidade. Deve-se utilizar a Eq. (2), a partir dos resultados apresentados na Tabela 1.

$$\begin{aligned} \text{C20: } f_{cm} &= 1,15 \cdot f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma \\ \text{C30: } f_{cm} &= 0,93 \cdot f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma \\ \text{C40: } f_{cm} &= 0,90 \cdot f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma \\ \text{C50: } f_{cm} &= 0,85 \cdot f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma \end{aligned} \quad (2)$$

A utilização destas equações, juntamente com os desvios-padrão obtidos experimentalmente, permite "reconstruir" as estatísticas obtidas neste trabalho a partir dos cinco mil resultados experimentais.

## Isopletas de ventos de projeto

O mapa de isopletas da velocidade básica do vento no Brasil (NBR6123:1988) foi criado em 1977, com base em séries incluindo até 25 anos de registros de velocidades máximas anuais, obtidos em 49 estações meteorológicas e totalizando 919 estações.anos (est.ano). Desde então, 37 anos de novos registros se tornaram disponíveis, o que mostra a importância da atualização do mapa e da própria norma. Nesta seção é apresentada uma proposta de atualização do mapa de isopletas, a partir de uma base de dados contendo 4142 est.ano e incluindo séries de até 62 anos de velocidades máximas anuais. Velocidades básicas correspondendo a um período médio de retorno de 50 anos são calculadas para cada estação, a partir de um ajuste de distribuições de Gumbel aos registros de máximas velocidades anuais. Velocidades básicas são utilizadas na construção de um modelo de regressão não-linear, utilizando o valor-P do teste de aderência de Anderson-Darling como ponderador. Isto garante que valores extremos das estações com melhor ajuste tenham peso maior no modelo de regressão, reduzindo a influência de registros espúrios. O modelo de regressão é utilizado para traçar o novo mapa de isopletas, e sua incorporação à NBR6123:1988 é proposta.

Detalhes do estudo são apresentados em Beck e Correa (2013). Resultados são apresentados na Figura 2. Observa-se que o mapa de ventos atualizado apresenta ventos de projeto maiores para partes significativas do norte, centro e nordeste do Brasil, e ventos iguais ou menores para partes do sul e sudeste do Brasil.



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:

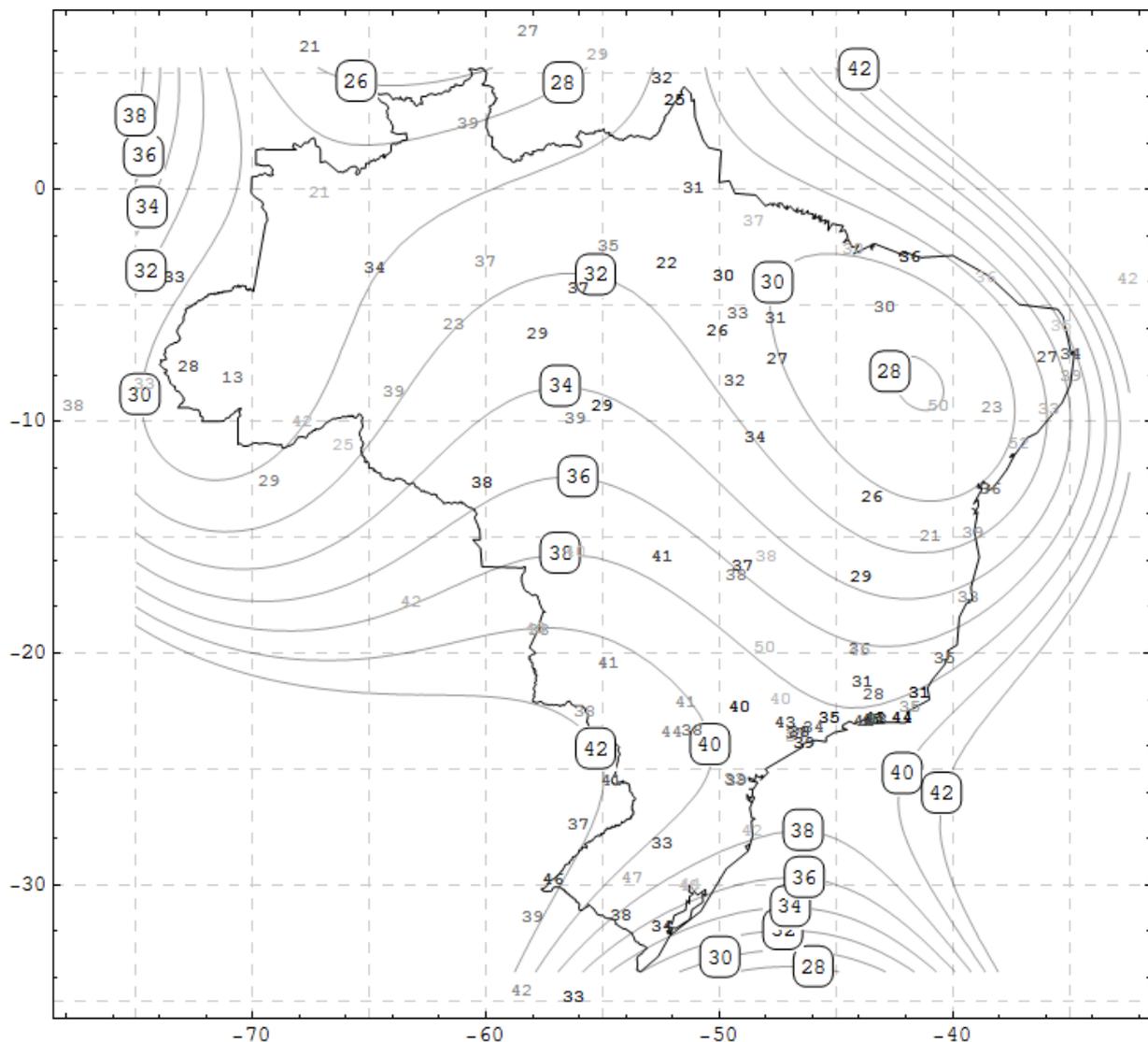


Figura 2: Mapa de isopletas proposto e velocidades básicas do vento estimadas em cada estação. Escala de cinza dos valores individuais indicam a qualidade do ajuste de Gumbel (valor-P AD): preto indica bom ajuste ( $P \rightarrow 1$ ) e cinza claro indica ajuste ruim ( $P \rightarrow 0$ ). Obs: isopletas fora do polígono que contém as estações meteorológicas devem ser desprezadas.

## Introdução à confiabilidade estrutural

Seja  $X$  o vetor que reúne todas as variáveis aleatórias de um problema, como dimensões, propriedades de resistência de materiais e de membros estruturais, e solicitações. Alguns destes parâmetros são variáveis aleatórias por natureza; outros não podem ser definidos deterministicamente devido a diversas fontes de incerteza. Tipicamente, variáveis de resistência são representadas como variáveis aleatórias e ações são representadas como variáveis aleatórias ou processos estocásticos.

A existência de incertezas e de comportamento aleatório implica em riscos, isto é, na possibilidade de respostas estruturais indesejadas. A fronteira entre respostas estruturais



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



desejadas e indesejadas é formulada através de equações de estado limite  $g(\mathbf{X}, \mathbf{d}) = 0$  de tal forma que:

$$\Omega_f(\mathbf{d}) = \{\mathbf{x} | g(\mathbf{X}, \mathbf{d}) \leq 0\} \text{ é o domínio de falha}$$

$$\Omega_s(\mathbf{d}) = \{\mathbf{x} | g(\mathbf{X}, \mathbf{d}) > 0\} \text{ é o domínio de sobrevivência} \quad (3)$$

Cada equação de estado limite descreve um modo de falha possível para a estrutura, em termos de um estado limite de serviço ou da capacidade última da estrutura. A probabilidade de uma resposta indesejada, ou probabilidade de falha, para cada modo de falha, é dada por:

$$P_f = P[\mathbf{X} \in \Omega_f] = \int_{\Omega_f} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (4)$$

onde  $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$  representa a função de densidade de probabilidades conjunta do vetor aleatório  $\mathbf{X}$  e  $P[\cdot]$  representa *probabilidade*. Probabilidades de falha para cada equação de estado limite bem como para falha do sistema são calculadas através de técnicas de confiabilidade estrutural como FORM (First Order Reliability Method), SORM (Second Order Reliability Method) ou simulação de Monte Carlo (Melchers, 1999; Ang e Tang, 2007).

No FORM, a equação de estado limite do problema é linearizada no chamado ponto de projeto, encontrado através de uma transformação para o espaço normal padrão. A aproximação de primeira ordem da probabilidade de falha é obtida como:

$$P_f = \int_{\Omega_f} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \approx \Phi(-\beta) \quad (5)$$

onde  $\beta$  é o chamado índice de confiabilidade.

## Calibração, baseada em confiabilidade, de normas de projeto estrutural brasileiras

Esta seção apresenta resultados de um exercício preliminar de calibração (Beck & Souza Jr., 2010), baseado em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras NBR8681:2003 e NBR8800:2008. O trabalho aborda uma metodologia de calibração que permite obter o conjunto de coeficientes parciais de segurança que minimiza as variações dos índices de confiabilidade das mais diversas estruturas projetadas segundo uma norma de projeto, em relação ao índice de confiabilidade alvo utilizado na calibração. A calibração pode ser feita utilizando um índice de confiabilidade alvo dado (exemplo, valores sugeridos em normas européias), mas a formulação também permite determinar o índice de confiabilidade ótimo para determinada classe de estruturas, em função da análise de consequências de falha.

Entende-se por calibração dos coeficientes parciais de segurança o seguinte problema:

“Encontrar o conjunto de coeficientes de segurança parciais  $\{\gamma_R, \gamma_D, \gamma_L, \gamma_W, \psi_L, \psi_W\}$  que minimize as variações dos índices de confiabilidade das mais diversas estruturas projetadas dentro do escopo de determinada norma, em relação a um índice de confiabilidade alvo ( $\beta_T$ )”

O problema pode ser formulado como um problema de otimização:

encontrar o conjunto:  $\{\gamma_R, \gamma_D, \gamma_L, \gamma_W, \psi_L, \psi_W\}$

$$\text{que minimize: } D = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \left( \beta_T - \min_k [\beta_{ijk}(\gamma_R, \gamma_D, \gamma_L, \gamma_W, \psi_L, \psi_W)] \right)^2 \cdot w_{ij} \quad (6)$$



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



onde  $n$  e  $m$  são o número de razões de carregamento (situações de projeto) distintas considerados,  $\beta_T$  é o índice de confiabilidade alvo (*target*),  $\beta_{ijk}$  é o índice de confiabilidade para a situação de projeto  $ij$  e para a  $k$ -ésima combinação de carregamentos,  $\gamma$  são coeficientes parciais de segurança,  $\psi$  são coeficientes de combinação de carregamentos, e os índices referem-se as variáveis de resistência ( $R$ ), ações permanentes ( $D$ ), cargas acidentais ( $L$ ) e ações do vento ( $W$ ).

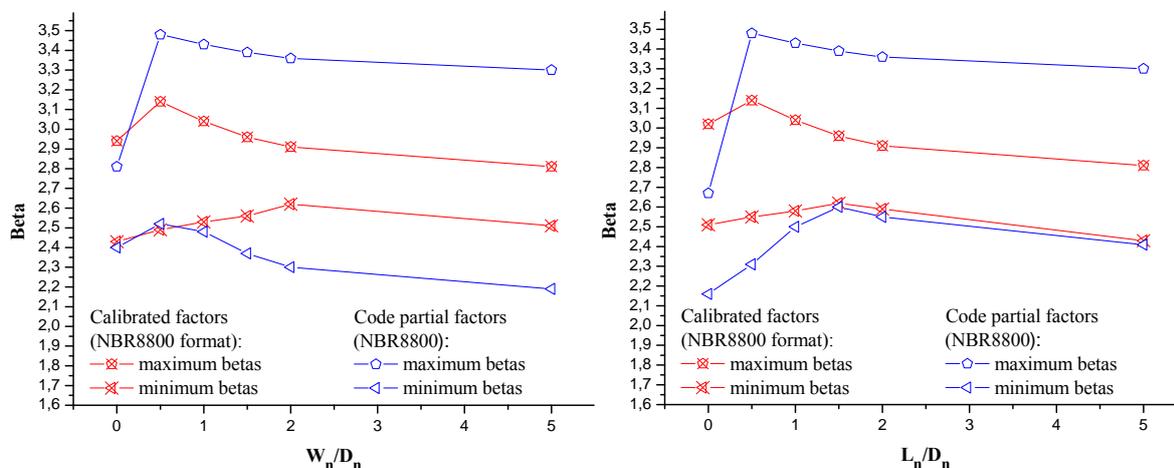
A título de ilustração, são apresentados nesta seção resultados preliminares obtidos por Beck & Souza Jr. (2010) para a norma (NBR8800:2008). A Tabela 2 compara coeficientes parciais de segurança utilizados nesta norma com os coeficientes otimizados por Beck & Souza Jr. (2010).

**Tabela 2: Coeficientes parciais utilizados na norma Brasileira (NBR8800:2008) e coeficientes calibrados por Beck & Souza Jr. (2010), para  $\beta_T = 2.8$ .**

Coeficiente	NBR8800	Calibração para $\beta_T = 2.8$
$\gamma_R$	1.10	1.10
$\gamma_D$	1.35	1.30
$\gamma_L$	1.50	1.50
$\gamma_W$	1.40	1.70
$\psi_L$	0.70	0.30
$\psi_W$	0.70	0.35
$\gamma_L \cdot \psi_L$	1.05	0.45
$\gamma_W \cdot \psi_W$	0.84	0.57

Pode-se observar que o conjunto de coeficientes otimizados majora mais as ações consideradas como principais na combinação (coeficientes  $\gamma_L$  e  $\gamma_W$  maiores) mas utiliza valores de combinação menores para as ações secundárias. As consequências do uso do conjunto de coeficientes parciais otimizados estão ilustradas na Figura 3. Pode-se observar na figura que o conjunto de coeficientes parciais otimizados resulta em uma diminuição da faixa de variação dos índices de confiabilidade das estruturas projetadas segundo a norma. Nota-se ainda que os índices de confiabilidade obtidos com o conjunto de coeficientes calibrados é sempre igual ou maior do que os índices de confiabilidade da norma em uso. Em outras palavras, o resultado da calibração é um conjunto de coeficientes parciais de segurança que produz maior uniformidade do índice de confiabilidade (segurança) para as diversas estruturas projetadas dentro do escopo de determinada norma de projeto. O estudo mostrou ainda que o conjunto de coeficientes calibrados, ao mesmo tempo em que produz maior uniformidade nos índices de confiabilidade, resulta em uma redução média de 3% nas cargas de projeto.

A Figura 3 ilustra resultados preliminares, mas é possível observar que há ampla margem para melhoria dos coeficientes parciais utilizados em nossas normas de projeto.



**Figura 3. Valores máximo e mínimo dos índices de confiabilidade obtidos utilizando coeficientes da norma NBR8800:2008 e valores otimizados por Beck & Souza Jr. (2010), para confiabilidade alvo  $\beta_T=2.8$ .**

## Conclusões

Este estudo identificou oportunidades para melhorar a segurança das estruturas produzidas no Brasil, bem como oportunidades de ganho econômico originários na calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança de normas de projeto estrutural brasileiras. As oportunidades acima estão baseadas na quantificação de incertezas em ações e resistências. Outras oportunidades surgem com a possibilidade de se realizar o projeto probabilístico de estruturas, e/ou a gestão, baseada em confiabilidade, de políticas de inspeção e manutenção de estruturas. Outros resultados serão apresentados na exposição oral, durante o evento.

## Referências

- ANG, A.H-S, TANG, W.H., 2007: Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering. 2<sup>nd</sup> Edition. John Wiley & Sons.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118:2003. Projeto de estruturas de concreto -Procedimento. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR12655:2006. Concreto – Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6123:1988: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR8681:2003. Actions and Safety of Structures: procedures. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR8800:2008. Design of steel and steel-concrete composite structures: procedures. Rio de Janeiro.
- BECK AT, CORREA MRS, 2013: New Design Chart for Basic Wind Speeds in Brazil. Latin American Journal of Solids and Structures 10, 707-723.
- BECK AT, SOUZA JR. AC, 2010: A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering 32, 119 - 127.



# VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de  
maio de 2014  
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



- ELLINGWOOD, B., GALAMBOS, T.V. (1982). Probability-based criteria for structural design, *Structural Safety* 1, pp. 15-26.
- FARIA, R., 2009: Concreto não conforme, *Revista Técnica*, Edição 152, Novembro 2009. Disponível online (<http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/152/artigo156894-1.asp?o=r>), acessado em 18/05/2011.
- ISO 16708, 2006: Petroleum and natural gas industries - Pipeline transportation systems - Reliability-based limit state methods, International Standards Association.
- ISO 2394, 1998: General principles on reliability for structures, International Standards Association.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS), 2001: Probabilistic Model Code. Disponível on-line em: [http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic\\_Model\\_Code.aspx](http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx)
- MELCHERS, R.E., 1999: *Structural Reliability Analysis and Prediction*, second edition, John Wiley and Sons, NY.
- NOWAK A.S. AND SZERSZEN M.M. (2003). Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1—Statistical Models for Resistance, *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 3, 377-382.
- SANTIAGO WC, BECK AT, 2011: A Study of Brazilian Concrete Strength (Non-)Compliance and its Effects on Reliability of Short Columns. *IBRACON Structures and Materials Journal* 4, 663 - 690.