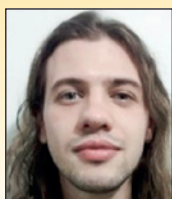
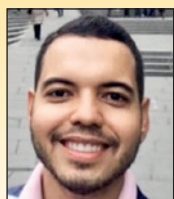


Reliability-based calibration of Brazilian structural design codes used in the design of concrete structures

Calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto



W. C. SANTIAGO^a
wagner.santiago@univasf.edu.br
<https://orcid.org/0000-0002-7939-5855>

H. M. KROETZ^b
henrique.kroetz@ufpr.br
<https://orcid.org/0000-0003-3977-1112>

A. T. BECK^c
atbeck@sc.usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4127-5337>

Abstract

This paper presents a reliability-based calibration of partial safety factors for Brazilian codes used in the design of concrete structures. The work is based on reliability theory, which allows an explicit representation of the uncertainties involved in terms of resistances and loads. Regarding the resistances, this study considers beams with concrete of five classes (C20, C30, C40, C50 and C60), three ratios between base and effective depth (0.25, 0.50

and 0.75), three longitudinal reinforcement ratios ($\rho_{\min}$, 0.5% and $\rho_{\max}$) and three transverse reinforcement ratios ($\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, $5 \cdot \left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$ and $\left(\frac{As}{s}\right)_{\max}$).

In terms of loads, this work considers seven ratios between live loads and permanent loads (q_n/g_n), and seven ratios between wind loads and permanent loads (w_n/g_n). The study also adopts a single value for the target reliability index ($\beta_{\text{target}} = 3.0$). Results show that the optimized set of partial safety factors leads to more uniform reliability for different design situations and load combinations.

Keywords: code calibration, concrete structures, structural safety, reliability, safety, NBR 8681, NBR 6118.

Resumo

Este artigo apresenta a calibração, baseada em confiabilidade, dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras utilizadas no dimensionamento de estruturas de concreto. O trabalho está fundamentado na teoria de confiabilidade, que permite uma representação explícita das incertezas envolvidas em termos das resistências e ações. No que tange às resistências, são consideradas vigas projetadas para resistir a esforços de flexão e cisalhamento com concretos de cinco classes (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e

0,75), três taxas geométricas de armaduras longitudinais ($\rho_{\min}$, 0,5% e $\rho_{\max}$) e três taxas de armaduras transversais ($\left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$, $5 \cdot \left(\frac{As}{s}\right)_{\min}$ e $\left(\frac{As}{s}\right)_{\max}$).

No tocante às ações, são consideradas sete razões entre os carregamentos acidental e permanente (q_n/g_n), e sete razões entre os carregamentos do vento e permanente (w_n/g_n). O estudo ainda adotou um único valor para o índice de confiabilidade alvo ($\beta_{\text{alvo}} = 3,0$). Os resultados mostraram que os conjuntos otimizados dos coeficientes parciais de segurança conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos.

Palavras-chave: calibração de norma, estruturas de concreto, confiabilidade, segurança, NBR 6118, NBR 8681.

^a Universidade Federal do Vale do São Francisco, Colegiado de Engenharia Civil, Juazeiro, BA, Brasil;

^b Universidade Federal do Paraná, Centro de Estudos do Mar, Curitiba, PR, Brasil;

^c Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

São intrínsecas a todo projeto de estruturas incertezas associadas aos materiais que serão empregados em sua construção e às ações a que ela estará sujeita durante e após a sua execução. As normas brasileiras de projeto estrutural levam em consideração essas incertezas através do método dos estados limites, que estabelece fronteiras entre comportamentos estruturais desejáveis e indesejáveis. De acordo com este método, a segurança de uma estrutura é determinada pela sua capacidade de suportar ações sem atingir quaisquer estados limites últimos ou de serviços. Estados limites últimos estão associados com a capacidade resistente da estrutura, enquanto estados limites de serviços estão relacionados com a utilização da estrutura.

O método dos estados limites envolve o emprego de coeficientes parciais de segurança que visam controlar o risco de falha de uma estrutura. Portanto, são introduzidos coeficientes para minorar a resistência dos elementos estruturais e para majorar as ações, criando uma margem de segurança em relação às principais fontes de incertezas.

Quando convertidas a este formato, as normas americanas passaram por um processo de calibração baseado em confiabilidade estrutural. No caso das normas europeias, não há evidências claras na literatura de que os seus coeficientes derivaram de um processo generalizado de calibração.

Em relação às normas brasileiras de projetos estruturais, é sabido que os coeficientes parciais de segurança indicados nelas não foram devidamente calibrados, tendo eles sido adaptados de normas americanas e/ou europeias. Desta forma, é imprescindível que as normas nacionais passem por um processo de calibração a partir da consideração de incertezas que reflitam a realidade brasileira, em termos de materiais, ações e modelos de cálculo.

2. Objetivos

Este trabalho objetiva apresentar um primeiro estudo acerca dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas na elaboração de projetos estruturais em concreto: norma de ação e segurança nas estruturas [1] e norma de projeto de estruturas de concreto [2].

O estudo é fundamentado na teoria de confiabilidade estrutural, que permite uma representação explícita das incertezas através da consideração de variáveis aleatórias de resistências e solicitações, resultando em uma estimativa quantitativa da segurança: o índice de confiabilidade (β).

O trabalho envolve uma metodologia de calibração orientada para a obtenção de um conjunto de coeficientes parciais de segurança que minimiza as variações dos índices de confiabilidade de diferentes tipos de vigas de concreto armado projetadas segundo as normas brasileiras de interesse, em relação ao índice de confiabilidade alvo adotado (β_{alvo}).

Este estudo se mostra importante justamente por apontar conjuntos de coeficientes parciais de segurança que melhor refletem a realidade das estruturas de concreto brasileiras, de modo a revelar a importância da realização de uma calibração mais extensa que contemple outros tipos de elementos estruturais.

3. Contextualização

O processo de calibração de normas tem por objetivo o ajuste de coeficientes de segurança que garantam um projeto compatível com o nível desejado de confiabilidade. Desta maneira, a calibração é o processo de encontro do conjunto $\{Y_c, Y_s, Y_g, Y_q, Y_w, \Psi_q \text{ e } \Psi_w\}$ que minimiza as variações dos índices de confiabilidade das mais diversas estruturas projetadas dentro do escopo de uma determinada norma, em relação a um índice de confiabilidade alvo.

Nos anos 70 foram feitas as primeiras publicações com resultados estatísticos de materiais, carregamentos e combinações de ações para diferentes tipos de estruturas [5]. Tais resultados permitiram que nos anos 80 as normas americanas tivessem os seus coeficientes parciais de segurança calibrados com base em confiabilidade estrutural.

Não há evidências claras de que as normas europeias tenham passado por um processo semelhante de calibração, apesar do claro esforço do *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS). Este comitê é formado por profissionais de diversos países, e visa desenvolver pesquisas na área de confiabilidade e segurança estrutural.

Desde o começo deste século, tem sido empreendidas pesquisas nos Estados Unidos da América com resultados estatísticos e de calibração da norma de projeto de estruturas de concreto americanas, conforme Nowak e Szerszen [6], [7], Nowak *et al* [8], Nowak e Collins [9] e Nowak e Rakoczy [10].

Como as normas brasileiras de estruturas foram adaptadas ao formato dos estados limites a partir das normas americanas e europeias, fica evidente que os seus coeficientes parciais de segurança não foram devidamente calibrados para a realidade das construções no país.

Uma primeira abordagem do problema de calibração dos coeficientes de ponderação das normas do Brasil foi realizada por Souza Jr. [11], tratando especificamente de estruturas metálicas. Nova e Silva [12], por conseguinte, abordam preliminarmente uma calibração dos coeficientes usados nos projetos de pontes de concreto protendido no Brasil.

4. Metodologia

O presente trabalho trata da calibração, com base em confiabilidade estrutural, dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas no desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. Para tanto, foram adotados os procedimentos baseados em Melchers e Beck [13]. De maneira resumida, o trabalho de calibração envolveu duas grandes etapas: levantamento das estatísticas para a realidade dos materiais, ações e modelos de cálculo do Brasil e realização da calibração propriamente dita dos coeficientes parciais de segurança. Cabe ainda mencionar que o problema de confiabilidade foi resolvido utilizando o programa StRAnD – *Structural Reliability Analysis and Design* – desenvolvido junto ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos por Beck [14].

5. Estatísticas brasileiras

Nesta seção são apresentadas as variáveis aleatórias de resistência e solicitação relacionadas com as estruturas de concreto

Tabela 1

Variáveis aleatórias de resistência

Variável aleatória		Distribuição	Média	C.V.
f _c	C20	Normal	1,30.f _{ck}	0,20
	C30	Normal	1,22.f _{ck}	0,15
	C40	Normal	1,16.f _{ck}	0,11
	C50	Normal	1,11.f _{ck}	0,10
	C60	Normal	1,10.f _{ck}	0,09
f _y	Normal	1,22.f _{yk}	0,04	
b	Normal	b _n	(4+0,006.b _n)/b _n	
d	Normal	d _n	10 mm/d _n	
E _m ^R	Flexão	Normal	1,02	0,06
	Cisalhamento	Normal	1,075	0,10

construídas no Brasil, sendo que as distribuições daquelas não disponíveis na literatura foram ajustadas com base nos testes de aderência Chi-Quadrado, Kolmogorov-Smirnov e Anderson-Darling, após análise estatística prévia das amostras obtidas com vista à eliminação de *outliers*.

5.1 Variáveis de resistência

Foram levantadas as seguintes variáveis aleatórias relacionadas

Tabela 2

Quantificação das amostras em função da classe de resistência do concreto

Classe	Amostras
C20	4511
C25	1053
C30	6685
C35	7804
C40	3982
C45	2527
C50	13272

com a resistência das estruturas de concreto construídas no país: resistência à compressão do concreto (f_c), resistência ao escoamento de barras de aço (f_y), base da seção transversal de vigas (b), altura útil de vigas (d) e erro de modelo de resistência (E_m^R). Um resumo dos resultados referentes a estas variáveis consta na Tabela 1, cabendo destacar que as médias estão escritas em função dos respectivos valores característicos ou nominais.

A variável f_c foi construída com base em resultados de ensaios de resistência à compressão axial aos 28 dias de idade procedidos em mais de 39 mil corpos de prova cilíndricos moldados *in loco* em obras das cinco regiões do Brasil, entre os anos de 2011 e 2016,

Tabela 3

Quantificação das amostras em função do diâmetro das barras de aço

$\varnothing$ (mm)	Amostras
8	3352
12,5	2416
16	1441
20	571
25	961

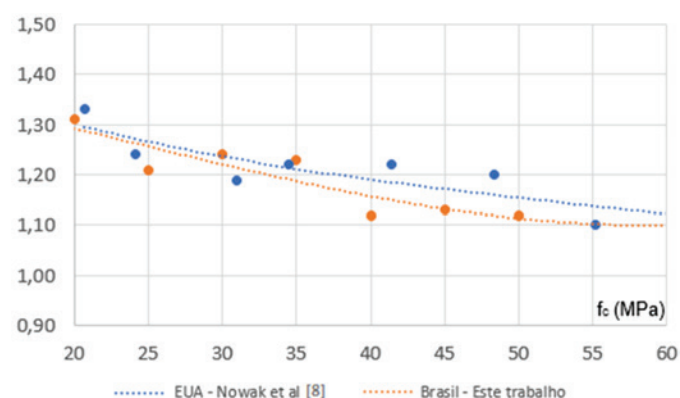
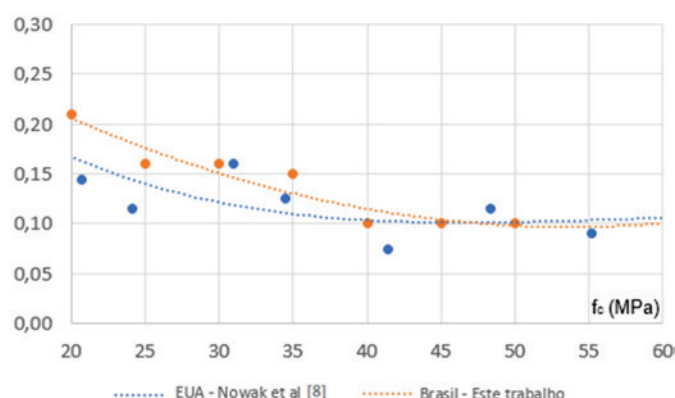

a μ (em relação ao f_{ck})

b C.V.

Figure 1

Valores recomendados para os parâmetros da distribuição da variável aleatória f_c

Tabela 4

Variáveis aleatórias de solicitação

Variável aleatória	Distribuição	Média	C.V.
g	Normal	$1,06.g_n$	0,12
q_{apt}	Gamma	$0,25.q_n$	0,55
q_{50}	Gumbel	$1,00.q_n$	0,40
w_1	Gumbel	$0,33.w_n$	0,47
w_{50}	Gumbel	$0,90.w_n$	0,34
E_m^S	Flexão	1,00	0,10
	Cisalhamento	1,00	0,10

conforme divulgado por Santiago e Beck [15], [16] e [17]. Assim como no trabalho de Nowak *et al* [8], os parâmetros das curvas de distribuição de probabilidades da variável f_c foram obtidos a partir do ajuste de curvas de tendência (Figura 1). A Tabela 2 apresenta uma quantificação das amostras em função da classe de resistência, sendo que os resultados relacionados a elas foram fornecidos pelas seguintes empresas, instituições de ensino e laboratórios: AJL Engenharia, Centro de Tecnologia da UFAL, CONSULTARE Laboratório, CSP Projetos e Consultoria, EGELE Engenharia, ITAIPU BINACIONAL, Laboratório de Ensaios de Materiais da FACENS, Laboratório de Materiais de Construção e Técnicas Construtivas da UNIVASF, MPA Controle Tecnológico, SENAI-DF, SILCO Engenharia, TECNOL Tecnologia em Concreto, TECNOCON Engenharia e VENTUSCORE Soluções em Concreto.

A variável f_y , por sua vez, foi construída com base em resultados de ensaios de tração procedidos em mais de 8,7 mil amostras de aço CA-50 com diferentes diâmetros e oriundas de diversos lotes produzidos no Brasil ao longo do ano de 2016. A Tabela 3 apresenta uma quantificação das amostras em função do diâmetro, a partir de dados fornecidos diretamente pela ArcelorMittal Brasil, maior produtora de aços longos da América Latina e uma das principais fabricantes de aço para concreto armado no Brasil.

A impossibilidade de realização de um estudo experimental atrelada com a escassez de publicações sobre o assunto fez com que, neste estudo, fossem adotadas para as variáveis b e d as prescrições da norma de execução de estruturas de concreto [18] associadas com as distribuições propostas pelo JCSS [19].

Com relação à variável aleatória E_m^R , que exprime a diferença entre o comportamento real de um elemento estrutural e o comportamento previsto para ele, foram adotadas as distribuições indicadas por Nowak *et al.* [8] e Stucchi e Santos [20], e que correspondem aos

modelos utilizados em escritórios de cálculo brasileiros para o dimensionamento de vigas submetidas à flexão e ao cisalhamento.

5.2 Variáveis de solicitação

Foram levantadas as seguintes variáveis de solicitação relacionadas com as estruturas de concreto edificadas no Brasil: ação permanente (g), ação accidental em um ponto arbitrário no tempo (q_{apt}), ação accidental máxima de 50 anos (q_{50}), pressão do vento máximo anual (w_1), pressão do vento máximo de 50 anos (w_{50}) e erro de modelo de solicitação (E_m^S). Um resumo dos resultados referentes a estas variáveis consta na Tabela 4, cabendo salientar que as médias estão escritas em função dos respectivos valores nominais. A variável g foi construída com base em resultados enviados por diferentes engenheiros calculistas, que determinaram o peso próprio de uma mesma edificação, com base no retorno dado pelo mercado para o qual eles desenvolvem projetos estruturais. A edificação em questão corresponde a um prédio residencial de múltiplos pavimentos que representa uma generalização dos edifícios mais comumente construídos no país, tanto no que tange ao partido arquitetônico quanto aos acabamentos e materiais de revestimentos. Participaram deste estudo os engenheiros calculistas Carlos Baccini, Cesar Pinto, Daniel Miranda, Douglas Couto, Enio Barbosa, Fernando Stucchi, Josafá de Oliveira Filho, Luiz Cabral, Murilo Marques, Paulo Sousa, Rodrigo Nurnberg e Vitor Hugo.

As variáveis q_{apt} e q_{50} foram construídas com base em duas áreas tributáveis e dois fatores de forma a partir do modelo estocástico proposto pelo JCSS [19]. Desta maneira, o carregamento foi dividido em duas parcelas independentes – contínua e intermitente – cujo tempo entre mudanças foi representado por uma distribuição exponencial e o número de mudanças por um processo de Poisson. Sendo o máximo carregamento a maior das somas entre as parcelas contínua e intermitente em um período de referência, foi possível ajustar uma distribuição de extremos para ambas as variáveis, tomando sempre como referência os valores prescritos pela versão revisada e colocada para votação da norma de cargas para o cálculo de estruturas de edificações [21].

Para as variáveis w_1 e w_{50} foram adotados os resultados propostos por Beck e Souza Jr. [4], os quais decorrem de ajustes feitos a partir de séries históricas da velocidade do vento em diferentes estações meteorológicas brasileiras.

Em decorrência da escassez de trabalhos sobre as incertezas na determinação das ações associadas a um projeto, a variável aleatória E_m^S foi levantada a partir das informações disponibilizadas pelo JCSS [19].

Tabela 5

Pesos w_{ij} para diferentes razões q_n/g_n ou w_n/g_n (adaptada de Ellingwood *et al.* [5])

q_n/g_n or w_n/g_n	w_{ij}
0	0,10
0,5	0,45
1,0	0,30
1,5	0,10
2,0	0,05
3,0	0
5,0	0

6. Calibração

Nesta seção são apresentados os procedimentos de calibração, bem como os problemas empregados na determinação dos novos coeficientes parciais de segurança das normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2].

6.1 Procedimentos

A calibração dos coeficientes parciais de segurança indicados nas normas brasileiras empregadas na elaboração de projetos de estruturas de concreto foi abordada a partir da formulação de um problema de otimização baseado em confiabilidade (RBDO) em que as incertezas envolvidas, representadas pelas variáveis aleatórias reunidas nas Tabelas 1 e 4, foram consideradas explicitamente. Desta maneira, o problema assumiu a forma da Eq. 1.

determinar o conjunto: $\gamma_c, \gamma_s, \gamma_g, \gamma_q, \gamma_w, \psi_q$ e ψ_w (1)

$$\text{que minimiza: } D_f = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left\{ \left[\beta_{alvo} - \min_{k \in [m]} (\beta_{ijk}) \right]^2 \cdot w_{ij} \right\}$$

onde m e n são os números de razões de carregamento considerados, β_{ijk} é o índice de confiabilidade calculado para as razões de carregamentos ij , w_{ij} é o peso para cada razão de carregamento utilizada na combinação de acordo com a importância relativa daquela situação de projeto (Tabela 5), e k é a equação de estado limite crítica dentre os casos considerados na Eq. 2.

$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b, e, d) - E_m^S \cdot S(g + q_{50} + w_1) = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot R(f_c, f_y, b, e, d) - E_m^S \cdot S(g + q_{apt} + w_{50}) = 0 \end{cases} \quad (2)$$

Essas duas equações são válidas para as cinco combinações que derivam da equação de combinação normal proposta pela norma de ação e segurança nas estruturas [1], conforme apresenta a Eq. 3. As três primeiras linhas são casos particulares em que uma ou duas ações variáveis são nulas, enquanto as duas últimas linhas são casos de três ações não nulas.

$$S_D = \max \begin{bmatrix} \gamma_g \cdot g_n \\ \gamma_g \cdot g_n + \gamma_q \cdot q_n \\ \gamma_g \cdot g_n + \gamma_w \cdot w_n \\ \gamma_g \cdot g_n + \gamma_q \cdot q_n + \gamma_w \cdot w_n \\ \gamma_g \cdot g_n + \gamma_w \cdot w_n + \gamma_q \cdot q_n \end{bmatrix} \quad (3)$$

Todos os índices de confiabilidade foram obtidos através do método de confiabilidade de primeira ordem (FORM), Hasofer e Lind [22]. Este procedimento se fez adequado por sua rapidez, dado o grande número de índices de confiabilidade que foram calculados ao longo da solução do problema, e por sua conhecida precisão para tratar de equações de estado limite de baixa dimensionalidade e que não apresentam grandes não-linearidades.

Com relação ao índice de confiabilidade alvo ($\beta_{alvo} = 3,0$), ele assumiu o valor 3,0 por corresponder a um número próximo do valor médio dos índices de confiabilidade antes da calibração, além de ser um número de referência recomendado por Melchers e Beck [13].

No mais, o problema de otimização formulado foi resolvido através da abordagem de enxame de partículas (PSO) que corresponde um algoritmo meta-heurístico adequado à identificação de mínimos globais no espaço de projeto [23].

Tabela 6

Coefficientes sem e com calibração para as vigas sujeitas à flexão

Coeficiente	S/ Calibração	C/ Calibração
		$\beta_{alvo} = 3,0$
γ_c	1,40	1,35 (1,35)*
γ_s	1,15	1,14 (1,15)*
γ_g	1,40	1,24 (1,25)*
γ_q	1,40	1,67 (1,65)*
γ_w	1,40	1,62 (1,60)*
ψ_q	0,50/0,70/0,80	0,32 (0,30)*
ψ_w	0,60	0,29 (0,30)*
γ_q, ψ_q	0,70/0,98/1,12	0,53 (0,50)*
γ_w, ψ_w	0,84	0,47 (0,48)*

*Valores arredondados entre parênteses.

6.2 Casos considerados

Foram consideradas vigas de concreto armado com concretos de cinco classes de resistência (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e 0,75), três taxas geométricas de armaduras longitudinal (ρ_{min} , 0,5% e ρ_{max}) e três taxas de

$$\text{armaduras transversal } \left(\frac{A_s}{s} \right)_{min}, 5 \cdot \left(\frac{A_s}{s} \right)_{min} \text{ e } \left(\frac{A_s}{s} \right)_{max}$$

Cabe mencionar que ρ_{min} é função da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e ρ_{max} é função do limite da altura da linha neutra na seção da viga ($x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa e $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa).

Cabe destacar também que $\left(\frac{A_s}{s} \right)_{min}$ é função da resistência

característica à compressão do concreto (f_{ck}) e da base da seção

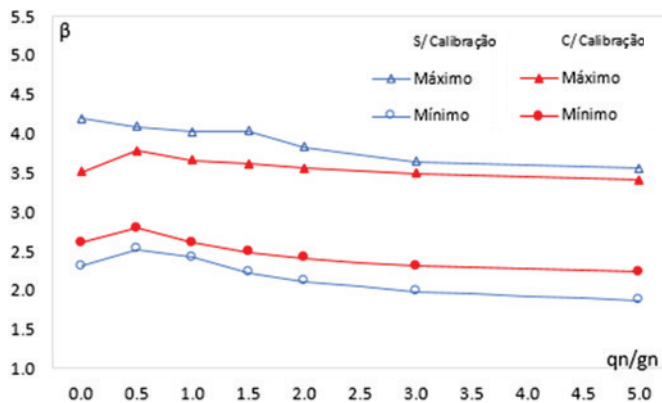
transversal da viga (b), enquanto $\left(\frac{A_s}{s} \right)_{max}$ é função da força

cortante resistente de cálculo relativa à ruína da biela comprimida (V_{Rd2}). As equações de estados limites que balizaram o processo de calibração proposto neste estudo e que se referem aos problemas de vigas de concreto armado submetidas à flexão estão expressas na Eq. 4.

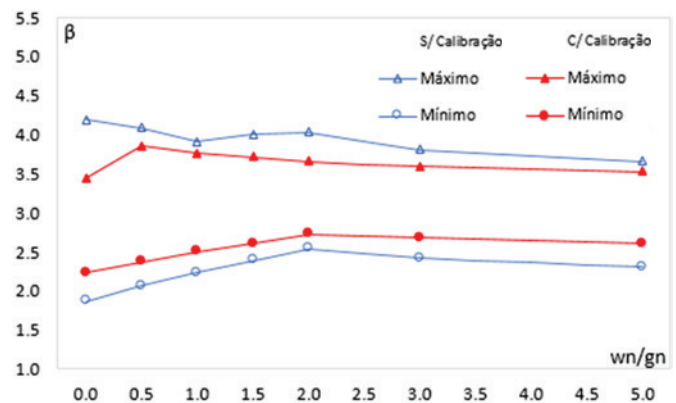
$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot [M_g + M_{q_{50}} + M_{w_1}] = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\left(\frac{\lambda_c}{2} \right) \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot b \cdot f_c} \right) \right] - E_m^S \cdot [M_g + M_{w_{50}} + M_{q_{apt}}] = 0 \end{cases} \quad (4)$$

onde A_s é a área de aço encontrada de maneira determinística a partir da taxa geométrica de armadura, α_c é o parâmetro que representa a diminuição da resistência do concreto sob efeito de cargas de longa duração (Eq. 5), e λ_c é a relação entre a profundidade do diagrama retangular de compressão equivalente do concreto e a profundidade efetiva da linha neutra (Eq. 6).

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,85 & (\text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\ 0,85 \cdot \left[1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right] & (\text{para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}) \end{cases} \quad (5)$$



a Limites de β em função das razões entre ações acidental e permanente



b Limites de β em função das razões entre ações do vento e permanente

Figura 2

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas à flexão e $\beta_{alvo} = 3,0$

$$\lambda_c = \begin{cases} 0,80 & (\text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\ 0,80 - \left[\frac{(f_{ck} - 50)}{400} \right] & (\text{para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}) \end{cases} \quad (6)$$

As equações de estados limites que balizaram o processo de calibração proposto neste trabalho e que se referem aos problemas de vigas de concreto armado submetidas ao cisalhamento estão expressas na Eq. 7.

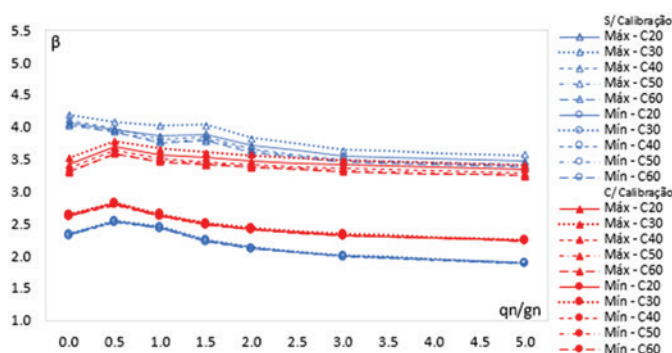
$$\begin{cases} g_1(X) = E_m^R \cdot \left[\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_y + \left(0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^2} \right) \right] - E_m^S \cdot [V_g + V_{q_{50}} + V_{w_1}] = 0 \\ g_2(X) = E_m^R \cdot \left[\left(\frac{As}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_y + \left(0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^2} \right) \right] - E_m^S \cdot [V_g + V_{w_{50}} + V_{q_{apt}}] = 0 \end{cases} \quad (7)$$

É importante mencionar que foi considerado o modelo de Cálculo I proposto pela norma de projeto de estruturas de concreto [2], que é aquele que contempla a treliça clássica de Ritter-Mörsch com ângulo de 45° entre as diagonais comprimidas do concreto e o eixo longitudinal da viga. Desta forma, a parcela resistente

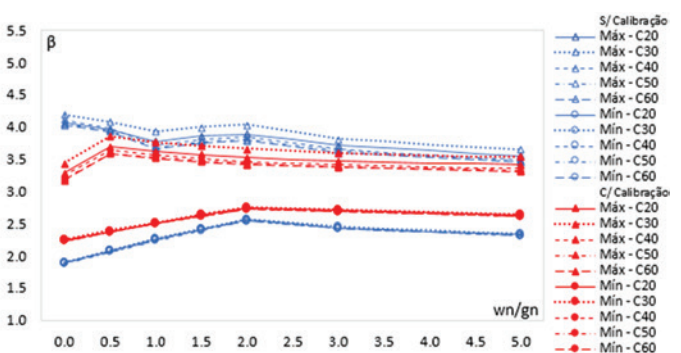
do problema correspondeu à soma entre a força cortante absorvida pelos estribos e a força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça.

Para ambos os problemas, a ordem convencional de projeto foi invertida; ao invés de uma peça ser dimensionada a partir de um carregamento conhecido, foi encontrada a resistência de projeto (R_D) para uma peça pré-definida com base nos coeficientes γ_c e γ_s indicados na norma de projeto de estruturas de concreto [2]. Este procedimento permitiu que fosse encontrada a ação permanente nominal (g_n). A partir desta e das razões entre ações, pre-determinadas, determina-se ação acidental nominal (q_n) e a ação nominal do vento (w_n), vide a Eq. 8.

$$g_n = \begin{cases} \frac{R_D}{\gamma_g + \gamma_q \cdot (q_n/g_n) + \gamma_w \cdot \psi_w \cdot (w_n/g_n)} \\ \frac{R_D}{\gamma_g + \gamma_w \cdot (w_n/g_n) + \gamma_q \cdot \psi_q \cdot (q_n/g_n)} \end{cases} \quad (8)$$



a Limites de β em função das razões entre ações acidental e permanente



b Limites de β em função das razões entre ações do vento e permanente

Figura 3

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas à flexão, todas as classes de resistência do concreto e $\beta_{alvo} = 3,0$

Tabela 7

Coeficientes sem e com calibração para as vigas sujeitas ao cisalhamento

Coeficiente	S/ Calibração	C/ Calibração
		$\beta_{alvo} = 3,0$
γ_c	1,40	1,37 (1,35)*
γ_s	1,15	1,16 (1,15)*
γ_g	1,40	1,25 (1,25)*
γ_q	1,40	1,68 (1,70)*
γ_w	1,40	1,63 (1,65)*
ψ_q	0,50/0,70/0,80	0,34 (0,35)*
ψ_w	0,60	0,31 (0,30)*
γ_q, ψ_q	0,70/0,98/1,12	0,57 (0,59)*
γ_w, ψ_w	0,84	0,50 (0,49)*

*Valores arredondados entre parênteses.

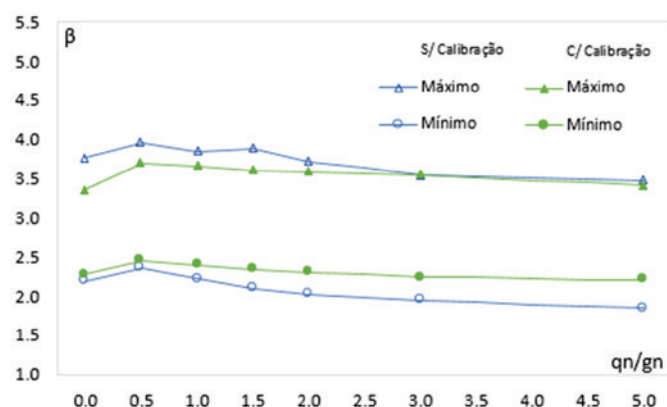
7. Resultados

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos a partir da calibração propriamente dita dos coeficientes parciais de segurança indicados nas principais normas brasileiras que balizam a elaboração de projetos de estruturas de concreto no país.

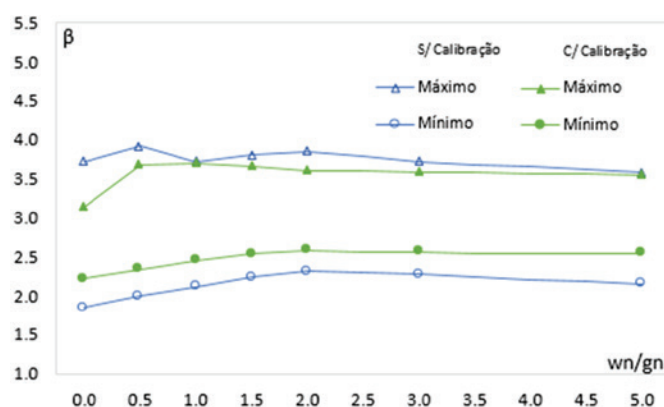
7.1 Vigas sujeitas à flexão

A Tabela 6 apresenta o conjunto de coeficientes parciais de segurança atualmente indicado nas normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2], bem como o mesmo conjunto após a realização da calibração para o problema de vigas sujeitas a esforços de flexão.

É possível notar que a calibração baseada em confiabilidade implicou em uma diminuição nos valores dos coeficientes γ_c , γ_s , γ_g , ψ_q e ψ_w , que foi compensada pelo aumento nos valores dos



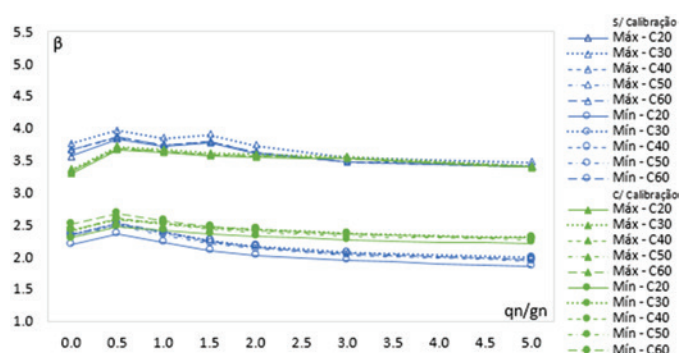
a Limites de β em função das razões entre ações acidental e permanente



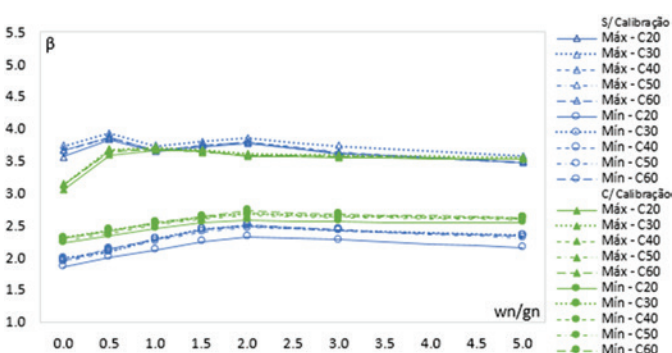
b Limites de β em função das razões entre ações do vento e permanente

Figura 4

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas ao cisalhamento e $\beta_{alvo} = 3,0$



a Limites de β em função das razões entre ações acidental e permanente



b Limites de β em função das razões entre ações do vento e permanente

Figura 5

Variações limites do índice de confiabilidade para as vigas sujeitas ao cisalhamento, todas as classes de resistência do concreto e $\beta_{alvo} = 3,0$

coeficientes γ_q e γ_w . Similar aos resultados observados por Beck e Souza Jr. [4], os coeficientes calibrados neste trabalho majoraram as ações consideradas principais e em contrapartida reduzem as ações consideradas secundárias nas combinações de projeto.

A Figura 2 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para diferentes ações considerando o emprego dos conjuntos de coeficientes parciais de segurança sem e com calibração. Esta figura evidencia que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos, a partir da redução na dispersão dos resultados e da elevação do índice de confiabilidade médio de 2,95 para 3,0.

A fim de permitir uma avaliação da influência da resistência do concreto no problema de calibração, a Figura 3 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para as diferentes classes de resistência consideradas neste estudo. Esta figura mostra que, tanto para o conjunto sem e com calibração, há uma maior diferença entre os resultados no limite superior. Se, por um lado, as vigas com maior taxa longitudinal de armadura apresentam maior confiabilidade, por outro elas apresentam maior dispersão entre os resultados de diferentes classes de resistência do concreto. O comportamento ilustrado na Figura 3 decorre do aumento da altura da linha neutra, que é acompanhado pelo aumento da altura do bloco de tensões de compressão do concreto, resultando no aumento da importância relativa da variável f_c , que é diretamente afetada pelas diferenças existentes em seus parâmetros em cada uma das classes de resistência do material.

Os coeficientes calibrados se mostraram interessantes por permitirem a elaboração de projetos com maior confiabilidade e segurança, mas a análise não pode se ater apenas aos aspectos técnicos e deve contemplar ao menos uma breve apreciação dos potenciais impactos econômicos dos novos coeficientes.

Para $\psi_q = 0,5$ os novos coeficientes implicam em um aumento médio do carregamento da ordem de 2,0%; para $\psi_q = 0,7$ os novos coeficientes não resultam em aumento na média do carregamento e para $\psi_q = 0,8$ os novos coeficientes repercutem em uma diminuição na média do carregamento de aproximadamente 4,0%.

7.2 Vigas sujeitas ao cisalhamento

A Tabela 7 apresenta o conjunto de coeficientes parciais de segurança atualmente indicado nas normas de ação e segurança nas estruturas [1] e de projeto de estruturas de concreto [2], bem como o mesmo conjunto após a realização da calibração para o problema de vigas sujeitas a esforços de cisalhamento.

A despeito da diferença nos valores encontrados, mais uma vez é possível observar que os coeficientes calibrados majoram as ações consideradas principais e em contrapartida reduzem o valor de combinação das ações consideradas secundárias.

Sobre a diferença nos valores dos coeficientes calibrados para as vigas sujeitas à flexão e para as vigas sujeitas ao cisalhamento, ela decorre do fato de que foi adotado um mesmo valor de índice de confiabilidade alvo para os dois problemas, enquanto cada conjunto apresenta um índice de confiabilidade médio próprio.

A Figura 4 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para diferentes ações considerando o emprego dos conjun-

tos de coeficientes parciais de segurança sem e com calibração, enquanto a Figura 5 apresenta as variações limites do índice de confiabilidade para as diferentes classes de resistência do concreto consideradas neste estudo. Ambas figuras evidenciam que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para diferentes situações de projeto e combinações de carregamentos, a partir da elevação do índice de confiabilidade médio de 2,89 para 3,0 e da redução na dispersão dos resultados. Para $\psi_q = 0,5$ os novos coeficientes implicam em um aumento médio do carregamento da ordem de 3,0%, para $\psi_q = 0,7$ os novos coeficientes resultam em um aumento na média do carregamento de aproximadamente 0,5% e para $\psi_q = 0,8$ os novos coeficientes impactam em uma diminuição na média do carregamento de cerca de 1,0%.

7.3 Considerações adicionais

Embora os impactos dos novos coeficientes parciais de segurança variem de projeto para projeto, os conjuntos calibrados neste estudo se mostraram interessantes do ponto de vista técnico. Os resultados aqui apresentados reforçam a importância da realização de uma calibração conjunta que contemple outros tipos de elementos estruturais e de um minucioso estudo sobre o impacto econômico dos novos coeficientes.

8. Conclusões

Este trabalho apresentou uma calibração baseada em confiabilidade estrutural dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas principais normas brasileiras empregadas no desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. O estudo considerou vigas de concreto armado projetadas com concretos de cinco classes de resistência (C20, C30, C40, C50 e C60), três razões entre base e altura útil (0,25, 0,50 e 0,75), três taxas geométricas de armaduras longitudinal ($\rho_{\min}$, 0,5% e $\rho_{\max}$) e três taxas de armaduras transversal

$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\min}$, $5 \cdot \left(\frac{A_s}{s}\right)_{\min}$ e $\left(\frac{A_s}{s}\right)_{\max}$. No trabalho ainda foi considerado

um único valor para o índice de confiabilidade alvo ($\beta_{\text{alvo}} = 3,0$), sete razões entre os carregamentos acidental e permanente (q_n/g_n) e sete razões entre os carregamentos do vento e permanente (w_n/g_n).

O trabalho mostrou que os coeficientes calibrados tendem a melhorar as ações consideradas principais e, em contrapartida, tendem a minorar as ações consideradas secundárias nas diferentes combinações normais de projeto. O estudo revelou ainda que os coeficientes calibrados conduzem a uma confiabilidade mais uniforme para as diferentes combinações de carregamentos e situações de projeto, vide a elevação do índice de confiabilidade médio e a redução na dispersão para as diferentes condições de projeto.

9. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e à CAPES pelo financiamento, bem como aos profissionais e empresas que forneceram todos os dados que permitiram a realização da calibração objeto deste estudo.

10. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ação e segurança nas estruturas - procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto armado e protendido. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [3] SANTIAGO, W.C.; KROETZ, H.M.; BECK, A.T. Uma primeira tentativa de calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018(to appear).
- [4] BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. J. of the Braz. Soc of Mech. Sci & Eng. V.32, p.119-127, 2010.
- [5] ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V.; MCGREGOR, J.G.; CORNELL, Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. Special Report 577, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980.
- [6] NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1—Statistical Models for Resistance, ACI Structural Journal, V. 100, N. 3, p.377-382, 2003.
- [7] NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M.M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2—Reliability analysis and resistance factors, ACI Structural Journal, V. 100, N. 3, p.383-391, 2003.
- [8] NOWAK, A.S.; RAKOCZY, A.M.; SZELIGA, E., Revised Statistical Resistance Models for R/C Structural Components, ACI SP honoring Andy Scanlon, 2011.
- [9] NOWAK, A.S., COLLINS K.R., Reliability of Structures, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 2nd Edition, 2012.
- [10] NOWAK, A. S.; RAKOCZY, A. M. Reliability-Based Calibration of Design Code for Concrete Structures (ACI 318), Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012.
- [11] SOUZA JUNIOR, A.C. de. Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2009.
- [12] NOVA, S.J.S.; SILVA, M.C.A.T.Cálculo dos coeficientes parciais de segurança para pontes de concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria de confiabilidade estrutural, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [13] Melchers, R.E.; BECK, A.T. Structural Reliability Analysis and Prediction, 3rd edition, John Wiley and Sons, 2018.
- [14] BECK, A.T. StRAnD: manual do usuário. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.
- [15] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. A new study of Brazilian concrete strength conformance. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.10, N. 4, p.906-923, 2017.
- [16] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade da resistência do concreto convencional produzido no Brasil, Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.
- [17] SANTIAGO, W.C.; BECK, A.T. Um estudo da conformidade do concreto de resistência moderada produzido no Brasil, Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018 (to appear).
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estruturas de concreto - procedimento. - NBR 14931, Rio de Janeiro, 2004.
- [19] JCSS - Joint Committee on Structural Safety, 2001: "Probabilistic Model Code", disponível online http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx, acessado em 22/01/2018.
- [20] STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118e. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.3, N. 2, p.230-239, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [22] HASOFER, A.M., LIND, N.C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. Journal of the Engineering Mechanics division, 100(1), 111–121.
- [23] KENNEDY, J.; EBERHART, R. (1995). "Particle Swarm Optimization". Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks. IV. pp. 1942–1948.