



ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS MISTAS VIA NBR 8800:2008

Izabela de Freitas Moreira

João da Costa Pantoja

izabeladefreitasmoreira@gmail.com

joãocpantoja@gmail.com

Universidade de Brasília

Campus Universitário Darcy Ribeiro, 70910-900, Brasília, Distrito Federal, Brasil

Resumo. Neste trabalho um estudo dos principais modos de falha das vigas mistas de concreto-aço é feito considerando a norma brasileira NBR 8800:2008 por meio da análise de confiabilidade. De forma inovadora, um método de controle de carga é proposto possibilitando a diminuição do número de iterações do método de simulação de Monte Carlo, acarretando na obtenção dos níveis de segurança de cada modo de falha e da compreensão do comportamento global do sistema existente. As principais variáveis randômicas e suas respectivas distribuições são descritas e utilizadas na geração randômica dos dados e posteriormente utilizadas para verificação dos níveis de segurança envolvidos no problema. Uma análise de sensibilidade de alguns parâmetros normalmente considerados em projetos estruturais dessa natureza é feita e sua influência em cada tipo de falha mostrada. Um exemplo completo de projeto estrutural envolvendo vigas mistas é resolvido com uso dessa inovadora metodologia e seus resultados apresentados mostrando sua potencialidade como ferramenta de projeto baseado em confiabilidade.

Palavras-chave: Confiabilidade, Viga mista, Monte Carlo, Análise de Sensibilidade

1 INTRODUÇÃO

A escassez de aço após a II Guerra Mundial levou a utilização da laje de concreto como componente do vigamento metálico empregado, o que resultou na disseminação do uso de estruturas mistas. Antes disso, o concreto era usado apenas como material de revestimento, protegendo os perfis de aço contra o fogo e a corrosão, sendo que sua possível contribuição na resistência era desprezada. Desde então, vem sendo desenvolvidas pesquisas que buscam otimizar a utilização das estruturas mistas, as quais demonstram cada vez mais vantagens em sua utilização, vendo-as como uma combinação que visa aproveitar as vantagens de cada material, aço e concreto, tanto em termos estruturais como construtivos.

Os sistemas construtivos em aço apresentam boa resistência à tração, e os em concreto à compressão. Sendo assim, os sistemas mistos aço-concreto envolvem o trabalho conjunto de elementos de concreto e de aço, entre os quais a interação pode ser feita por meios mecânicos como conectores, por exemplo, por atrito ou por aderência. Com isso, obtêm-se elementos de elevada rigidez, que possibilitam uma melhor previsão e concepção de vãos, redução da altura dos elementos estruturais, de flechas e, conseqüentemente peso, conduzindo a um projeto com fundações mais leves, gerando ganhos de desempenho e economia. Além dessas características, os sistemas mistos possibilitam a dispensa de fôrmas e escoramentos, maior precisão dimensional da construção, pelo caráter industrializado dos perfis metálicos, e redução das proteções contra incêndio e corrosão do aço, pela presença e atuação do concreto no sistema misto. Por isso, esse sistema tem se mostrado vantajoso para estruturas de vãos médios a elevados.

A estrutura abordada neste estudo é a viga mista, a qual consiste na associação de um perfil metálico, geralmente um perfil I, situado em região predominantemente tracionada, com uma laje de concreto, situada em região predominantemente comprimida, normalmente acima da face superior do perfil. O perfil e a laje são ligados mecanicamente por meio de conectores de cisalhamento de tal forma que funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Havendo a interação completa entre o aço e o concreto, tem-se a resistência nominal da viga de aço ao escoamento ou da laje de concreto ao esmagamento segundo Alva (2005).

O caso em estudo utilizará a análise de confiabilidade para avaliação da segurança do modelo considerando suas várias possibilidades de falha. As variáveis utilizaram um modelo probabilístico, via distribuições normais, lognormais e gumbel, variando randomicamente seus valores. Os parâmetros que irão variar e as distribuições que irão representá-los são carga permanente e largura efetiva da viga representadas pela distribuição normal; resistência do concreto (f_{ck}) e resistência do aço (f_{yk} e f_u) representadas pela distribuição lognormal; e carga acidental representada pela distribuição gumbel. Um método de simulação, Monte Carlo, será utilizado para obter os índices de confiabilidade das funções de falha e chegar a probabilidade de falha do sistema para a formulação segundo a norma NBR 8800:2008. Posteriormente, será avaliada a sensibilidade do sistema para a variação de alguns parâmetros do projeto.

Isso permitirá encontrar o nível de segurança do dimensionamento estipulado pela norma 8800:2008. E a sensibilidade do elemento estrutural analisado a mudança de alguns parâmetros, a altura da laje, a resistência do concreto e o coeficiente de variação da distribuição de probabilidade que determina a largura efetiva. Assim, este estudo contribuirá com a busca de soluções de projeto mais econômicas e ainda sim seguras.

2 CONFIABILIDADE DE VIGAS MISTAS

Visando obter o nível de segurança das vigas mistas dimensionadas segundo a norma NBR 8800:2008, adotou-se o método de simulação de Monte Carlo para a avaliação da confiabilidade.

A confiabilidade estrutural consiste na determinação da probabilidade de um sistema estrutural atingir determinado estado limite, o qual está associado aos modos de falha do sistema, quantificando as incertezas inerentes ao sistema, estando, o mesmo, sob determinadas condições.

Narváez (2012) diz que o problema fundamental da confiabilidade de estruturas consiste na avaliação da probabilidade de que a resistência de uma estrutura (ou componente estrutural) seja superior às solicitações provocadas pelo carregamento ao longo de toda a vida útil da estrutura. Devido às incertezas presentes tanto na resistência quanto no carregamento existe sempre uma probabilidade de falha associada a cada situação de projeto. Assim tal garantia pode ser estabelecida apenas em termos probabilísticos, ou seja, a confiabilidade de uma estrutura deve ser medida em termos da probabilidade da resistência ser superior ao efeito do carregamento.

Na análise estrutural, a simulação pode ser entendida como uma forma de simular numericamente um experimento que na prática não é realizável. Esse experimento consiste em testar a estrutura para todas as combinações possíveis de resistências e de ações, sendo essas variáveis aleatórias e /ou processos estocásticos. Tal experimento não é realizável na prática devido ao custo da construção de protótipos de estruturas para testes ser muito elevado; as possibilidades de uso de modelos em escala serem limitadas; e/ou a probabilidade de falha de sistemas estruturais é muito pequena, o que torna a observação de falhas muito difícil.

A simulação de Monte Carlo envolve a repetição do processo de simulação. Segundo Pantoja (2012), utiliza-se em cada simulação um conjunto particular de valores das variáveis aleatórias geradas de acordo com a correspondente distribuição de probabilidade. Então, repete-se o processo, obtendo uma amostra de soluções sendo que cada uma corresponde a um conjunto diferente de valores das variáveis aleatórias. Contudo, para que se obtenham dados precisos e resultados confiáveis com a simulação de Monte Carlo, exige-se a realização de grande número de simulações. Além disso, para que se obtenha variáveis aleatórias que sigam a distribuição lognormal ou gumbel, é necessário estabelecer uma distribuição normal e em seguida efetuar a transformação para a distribuição desejada.

Por isso, foi necessário submeter a estrutura a uma sobrecarga para que a probabilidade de falha segundo a variação dos parâmetros ficasse notável com a quantidade de simulações possíveis de serem realizadas, possibilitando a avaliação da sensibilidade do sistema segundo a variação de cada parâmetro, método de controle de cargas. Visto que, com as cargas originais do problema, seria requerido uma quantidade muito grande de simulações para atingir uma probabilidade de falha significativa, o que seria inviável devido a capacidade de memória do *software*.

O método de controle de cargas citado consiste na transladação do modo de falha via aumento da carga. Tal transladação permite que o índice de confiabilidade fique na zona desejada com uma quantidade de simulações menor do que a necessária caso não se aumente a carga. O número de simulações (N) está em função da probabilidade de falha desejada (P_f):

$$N > \frac{3}{P_f} \quad (1)$$

Com isso, estabelece-se a hipótese de proporcionalidade dos modos de falha em relação a variação do índice de confiabilidade, na qual sabe-se que o comportamento da curva do índice de confiabilidade de uma variável qualquer não se altera, podendo ser transladado. Portanto, não é necessário realizar um grande número de simulações, que se obtém pelo *form*, basta identificar o coeficiente de transladação que se saberá o índice de confiabilidade do sistema com suas cargas originais.

$$\beta_{FORM} = \eta * \beta' \quad (2)$$

onde,

β_{FORM} é o índice de confiabilidade obtido no *form*;

η é o coeficiente de transladação;

β' é o índice de confiabilidade obtido em *software* mais simples e com menos simulações.

A probabilidade de falha no método de Monte Carlo é calculada pelo quociente entre o número de vezes que o sistema falhou e o número de vezes que o sistema foi testado, número de simulações. A partir disso, obtém-se o índice de confiabilidade dado pela função densidade da distribuição normal da probabilidade de falha com média zero e desvio padrão um.

Para obter o índice de confiabilidade, foi utilizado um *software*, onde se estabeleceu a rotina de cálculo e realizaram-se as simulações. A rotina de cálculo foi estabelecida segundo as funções de falha descritas no item 3.2. Esse *software* permite adicionar as variáveis randômicas de modo que sejam calculadas automaticamente a cada interação da simulação. Por meio da geração randômica automática presente nesse *software*, obtém-se um valor mais preciso, de acordo com a quantidade de simulações adotadas no problema.

A seguir é mostrado o algoritmo que descreve o cálculo da probabilidade de falha (P_f) do sistema no método de Monte Carlo para qualquer número de simulações (a). No sistema em série, a falha de uma função de estado implica a falha do sistema.

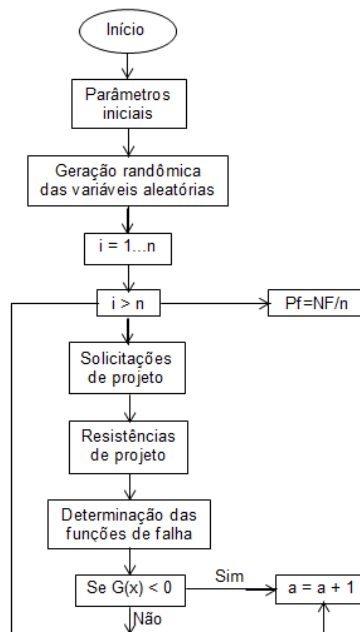


Figura 1. Algoritmo para o cálculo da probabilidade de falha por Monte Carlo

Sendo que, na Figura 1, $G(x)$ representa as funções de falha do sistema em série e NF representa os contadores do número de falhas de cada função de falha utilizados no cálculo da probabilidade de falha.

3 ESTUDO DE CASO

Nesse trabalho, foi utilizado o problema resolvido 10.5.1 que se encontra na página 290 do livro Estruturas de Aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008, 8ª edição, dos autores Walter C. Pfeil e Michéle S. Pfeil. Este exercício aborda o dimensionamento de uma viga mista segundo a norma NBR 8800:2008.

Serão criados vetores de valores aleatórios para cada variável, a partir de seus parâmetros estatísticos (média e desvio padrão) e de suas funções de distribuição.

Após estipulados e analisados os carregamentos permanentes e acidentais e determinadas as funções de falha é realizado um sistema em série de acordo com as distribuições adotadas, para identificar a falha na estrutura, conforme a Figura 2.

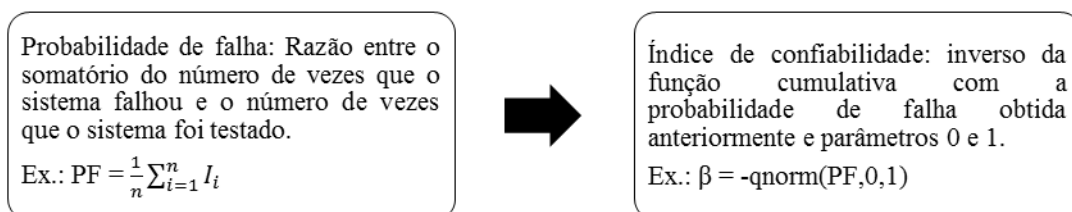


Figura 2. Sistema em série

O sistema em série apresenta a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade da função de falha, de maneira a determinar a segurança ou risco de falha da estrutura como um todo.

Os carregamentos permanente e acidental serão determinados de modo a ajustar a probabilidade de falha de cada função para a quantidade de simulações possíveis, método de controle de cargas. Isso facilitará a verificação da influência de cada variável no sistema estrutural testado.

3.1 Variáveis Randômicas

3.1.1 Resistência do Concreto

Segundo o JCSS (2001), os parâmetros para a distribuição da resistência do concreto podem variar, de acordo com a localização geográfica da edificação e da tecnologia utilizada na produção do concreto. Porém, quando não há informações disponíveis para determiná-los, o JCSS indica valores típicos de acordo com a classe do concreto. O coeficiente de variação adotado foi de 0,17 ou 17%. E, por não serem permitidos valores negativos para a resistência, sugere-se que seja adotada a distribuição lognormal.

3.1.2 Resistência do Aço

Segundo as recomendações da JCSS (2001), adota-se a distribuição lognormal para essa variável aleatória, com um coeficiente de variação de 0,05 ou 5%.

3.1.3 Carga Permanente

O carregamento permanente é proveniente do peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. Pode ser calculado pelo produto do peso específico do material com o volume do elemento estrutural.

Para o JCSS (2001), pode-se assumir que o peso específico do material e as dimensões do elemento estrutural têm distribuição normal. O coeficiente de variação adotado é igual a 0,05 ou 5%.

3.1.4 Carga Acidental

O carregamento acidental varia de modo aleatório no tempo e no espaço. Segundo o JCSS (2001), em relação à variação no tempo, ele é dividido em carga de longa duração que é proveniente do peso de móveis e equipamentos pesados, e curta duração, quando há ocupação de certas áreas temporariamente.

Segundo Nowak e Collins (2000), os parâmetros estatísticos das duas categorias de carga acidental dependem da área influência, onde quanto maior a área de contribuição para a carga acidental menor é o valor nominal da carga. O valor do coeficiente de variação também diminui com o aumento da área de influência.

O modelo probabilístico adotado para a carga acidental máxima equivalente, para um período de retorno de 50 anos, é baseado em Ellingwood et. al. (1980), que propõe um coeficiente de variação igual a 0,25 ou 25%, distribuição de valores extremos máximos (Gumbel).

3.1.5 Largura efetiva

Para a variável largura efetiva da viga adotou-se distribuição normal e coeficiente de variação igual a 0,075 ou 7,5%.

3.2 Descrição do Caso

O exercício aborda um piso de edifício formado por vigas mistas espaçadas de 2,8 metros e com vãos simplesmente apoiados de 9,0 metros de comprimento.

A laje de 10 cm de espessura será concretada sobre um sistema de fôrmas apoiadas nos perfis de aço das vigas. Tratando-se, portanto, de vigas mistas não escoradas.

Os materiais a serem utilizados são aço MR250; concreto $f_{ck} = 20$ Mpa. A seção de aço é compacta, perfil W 460 x 52,0. Os conectores são do tipo pino com cabeça e o grau de interação é caracterizado como ligação total. As cargas consideradas inicialmente para obter o momento fletor solicitante de projeto são:

- Antes de o concreto atingir 75% f_{ck}
 - Carga permanente: $g_1 = 7,6$ kN/m;
 - Carga de construção: $q_1 = 1,5$ kN/m.
- Após a cura do concreto
 - Carga permanente: $g_2 = 5,0$ kN/m;
 - Carga variável de utilização: $q_2 = 8,4$ kN/m.

As variáveis aleatórias são definidas conforme especificado na Tabela 1.

Tabela 1. Variáveis aleatórias do problema

	Variáveis aleatórias	Representação	Distribuição	μ	δ
Solicitantes	Carga permanente	g_1	Normal	*	5 %
		g_2	Normal	*	5 %
	Carga variável	q_1	Gumbel	*	25 %
		q_2	Gumbel	*	25 %
Resistente	Resistência à compressão do concreto	f_c	Lognormal	20 MPa	17 %
	Resistência à tração do aço	f_y	Lognormal	250 MPa	5 %
		f_u	Lognormal	415 MPa	5 %
	Largura efetiva da laje	b_e	Normal	225 cm	7,5 %

* Variam para cada função de falha.

Serão realizadas 10^6 simulações para cada variação de cada parâmetro especificadas no fim desse item a fim de analisar o comportamento de cada modo de falha. As funções de falha são calculadas segundo e Eq. (3).

$$G_i(R_i, S_i) = R_i - S_i \quad (3)$$

onde,

R_i componente resistente;

S_i componente solicitante.

Os modos de falha e suas componentes resistente e solicitante são descritas a seguir.

Função de falha 1 (G1): Verificação do momento fletor na seção transversal de momento máximo na etapa global.

O momento resistente, R_1 , é dado em função da posição da linha neutra. Se a resultante de compressão no concreto (R_{cd}), Eq. (4), for maior que a resultante de tração no perfil metálico (R_{td}), Eq. (5), a linha neutra está situada na laje.

$$R_{cd} = 0,85 * f_{ck} * b * h_c \quad (4)$$

onde,

f_{ck} é a resistência do concreto;

b é a largura efetiva da laje;

h_c é a altura da laje.

$$R_{td} > f_{yk} * A \quad (5)$$

onde,

f_{yk} é a resistência do aço;

A é a área da seção de aço adotado.

Caso contrário, a linha neutra estará na mesa superior do perfil metálico ou na alma do mesmo dependendo do valor da força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço (C_{ad}), de acordo com as Eq. (6) e Eq. (7), respectivamente.

$$C_{ad} < f_{yk} * b_f * t_f \quad (6)$$

$$C_{ad} > f_{yk} * b_f * t_f \quad (7)$$

onde,

b_f é a largura da mesa superior do perfil metálico;

t_f é a espessura da mesa superior do perfil metálico.

Com isso, quando a linha neutra está na laje de concreto, o momento resistente é

$$R_1 = R_{td} * \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (8)$$

onde,

R_{td} é a resultante de tração no perfil metálico;

h é a altura do perfil metálico;

x é a profundidade da linha neutra plástica, dada pela Eq. (9).

$$x = \frac{R_{td} * h_c}{R_{cd}} \quad (9)$$

E, quando a linha neutra está na seção de aço:

$$R_1 = R_{cd} * \left(\frac{h_c}{2} + h_p - y_t + h \right) + C_{ad} * (h - y_t - y_c) \quad (10)$$

onde,

h_p é distância entre a laje e a mesa superior do perfil metálico;

y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior;

y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior.

O momento solicitante (S_1) é dado por

$$S_1 = \frac{q * L_0^2}{8} \quad (11)$$

onde,

q é o carregamento da laje;

L_0 é o tamanho do vão.

O carregamento da laje, q , é calculado em função dos coeficientes e das cargas aplicadas, conforme Eq. (12).

$$q = g_1 + g_2 + q_2 \quad (12)$$

Nota-se que a função de falha 1 será influenciada por diversos fatores, entre eles estão as cargas permanentes e a carga acidental após a cura do concreto.

Função de falha 2 (G2): Verificação do momento na seção transversal de momento máximo na etapa construtiva.

O momento resistente (R_2) é calculado conforme Eq. (13).

$$R_2 = Z * f_{yk} \quad (13)$$

onde,

Z é o módulo de resistência plástico do perfil metálico.

E, o momento solicitante (S_2) é calculada conforme Eq. 11.

Sendo que o carregamento da laje é calculado em função das cargas aplicadas, Eq. (14).

$$q = g_1 + q_1 \quad (14)$$

Já nesta função, pode-se destacar a influência da carga permanente e acidental antes da resistência do concreto atingir 75%.

Função de falha 3 (G3): Verificação do cortante na seção transversal de cisalhamento máximo na etapa global.

O esforço cortante resistente (R_3) é calculado conforme a Eq. 15.

$$R_3 = h * t_0 * 0,6 * f_{yk} * C_v \quad (15)$$

onde,

t_0 é a espessura da alma do perfil metálico;

C_v é o coeficiente de redução;

O esforço cortante solicitante (S_3) é dado por

$$S_3 = \frac{q * L_0}{2} \quad (16)$$

Sendo que o carregamento da laje é calculado conforme Eq. 12.

Destaca-se que a função de falha 3 será influenciada por diversos fatores, entre eles estão as cargas permanentes e a carga acidental após a cura do concreto, como na função de falha 1.

Função de falha 4 (G4): Verificação do fluxo cisalhante na laje na seção transversal de cisalhamento máximo na etapa global.

O fluxo cisalhante resistente (R_4) é

$$R_4 = \left(0,6 * A_{cv} * 0,21 * f_{ck}^{2/3} + A_{smín} * f_u \right) * \eta \quad (17)$$

onde,

η é o grau de conexão, para ligação total, $\eta=1$;

A_{cv} é a área da seção cisalhada por unidade de comprimento da viga;

$A_{smín}$ é a área de armadura transversal mínima por unidade de comprimento.

O fluxo cisalhante solicitante foi calculado considerando que a linha neutra está na laje de concreto, pois a resultante de compressão é bem maior do que a resultante de tração e as pequenas variações estudadas não seriam capazes de alterar isto drasticamente.

Então, o fluxo cisalhante solicitante (S4) foi calculado segundo a Eq. 18.

$$S_4 = \frac{R_{ido} * 0,5 - 0,85 * f_{ck} * A_{blc}}{L_0 / 2} \quad (18)$$

onde,

R_{ido} é a resultante de tração no perfil metálico, calculada considerando a área de aço calculada;

A_{blc} a área da seção cisalhada por unidade de comprimento.

Sendo que a resultante de tração no perfil metálico é calculada a cada interação segundo a Eq. 19.

$$R_{ido} = \frac{q * L_0^2 / 8}{h/2 + h_c - x/2} \quad (19)$$

Com isso, tem-se que esta função de falha sofre influência das mesmas cargas que influenciam as funções de falha 1 e 3.

Função de falha total (Gtotal): Verificação do sistema como um todo

Esta função de falha verifica a probabilidade do sistema falhar, ou seja, se uma ou mais das outras funções falharem, conta-se uma falha desta função.

O índice de confiabilidade das funções de falha foi analisado segundo a variação de alguns parâmetros visando analisar a sensibilidade de cada uma a cada parâmetro. São eles:

- Altura da laje, variando de 7 cm a 14 cm;
- Resistência do concreto, variando de 20 MPa a 40 MPa;
- Coeficiente de variação da distribuição de probabilidade que determina a largura efetiva, variando de 5% a 15%.

4 RESULTADOS

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos com as simulações e as particularidades consideradas para a obtenção de cada um deles bem como a análise dos mesmos.

As cargas que servirão de base para esta análise são superiores as cargas descritas inicialmente no problema, conforme especificado no método de controle de cargas. Sendo que, para a função de falha 3, tais cargas devem ser ainda mais elevadas, pois esta função apresenta índice de confiabilidade extremamente elevado em relação às funções 1 e 2. E, para a função de falha 4, tais cargas estão entre as cargas utilizadas para as funções 1 e 2 e as cargas utilizadas para a função 3, pois apresenta índice de confiabilidade intermediário. Tal calibração é necessário para que se tenha todas as funções com índice de confiabilidade preferencialmente entre 0 e 2, pois nesta faixa é possível realizar o número de interações permitido pelo método de Monte Carlo. Com isso, torna-se possível estudar o comportamento da formulação.

O índice de confiabilidade da função de falha 5, que descreve o sistema como um todo, no qual considera-se que o sistema falhou, caso ele tenha falhado em alguma das outras funções, é obtido com as simulações realizadas com as cargas determinadas para as funções 1 e 2, pois estas têm menor índice de confiabilidade e, portanto, comandam o sistema de forma que o mesmo falharia nesses modos primeiramente.

A seguir, na Tabela 2, é apresentado um resumo das cargas consideradas para cada caso e, na Tabela 3, apresentam-se os índices de confiabilidade obtidos com simulações realizadas com as estas cargas e com os parâmetros conforme determinados anteriormente para o caso de ligação total entre a laje de concreto e o perfil metálico.

Tabela 2. Resumo das cargas utilizadas para as simulações

Cargas	Função de falha 1, 2 e 5	Função de falha 3	Função de falha 4
g_1	15,0 kN/m	34,0 kN/m	23,0 kN/m
q_1	8,2 kN/m	8,2 kN/m	8,2 kN/m
g_2	14,0 kN/m	33,0 kN/m	22,0 kN/m
q_2	13,0 kN/m	32,0 kN/m	21,0 kN/m

Sendo que g_1 é a carga permanente atuante antes de o concreto atingir 75% da sua resistência, g_2 é a carga permanente atuante depois da cura do concreto, q_1 é a carga de construção que atua antes de o concreto atingir 75% da sua resistência e q_2 é a carga variável de utilização que atua após a cura do concreto.

Tabela 3. Índices de confiabilidade para as funções de falha

β	Ligação Total
1	1,733
2	1,466
3	1,446
4	1,639
s	0,717

Onde β_1 é o índice de confiabilidade do sistema em relação ao modo de falha 1, β_2 em relação ao 2, β_3 em relação ao 3, β_4 em relação ao 4 e β_s em relação ao sistema como um todo.

4.1 Altura da Laje de Concreto

Essa análise tem como objetivo verificar a sensibilidade da estrutura em relação a variação da altura da laje de concreto, que irá variar de 7 a 14 centímetros. A Tabela 4 e os gráficos apresentados nas Figuras 3, 4 e 5 apresentam os resultados obtidos.

Tabela 4. Índices de confiabilidade para cada função de falha em relação à altura da laje

h_c	β_1	β_2	β_3	β_4	β_s
7 cm	0,77	1,457	1,442	0,497	0,623
8 cm	1,118	1,457	1,442	0,909	0,888
9 cm	1,435	1,457	1,442	1,29	1,09
10 cm	1,726	1,457	1,442	1,639	1,233
11 cm	1,99	1,457	1,442	1,96	1,326
12 cm	2,238	1,457	1,442	2,255	1,383
13 cm	2,457	1,457	1,442	2,525	1,415
14 cm	2,668	1,457	1,442	2,778	1,434

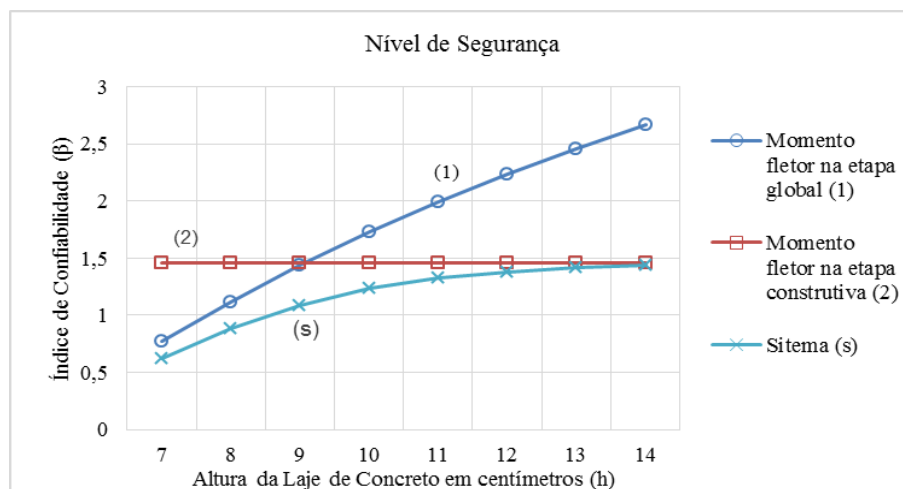


Figura 3. Gráfico índice de confiabilidade x altura da laje de concreto

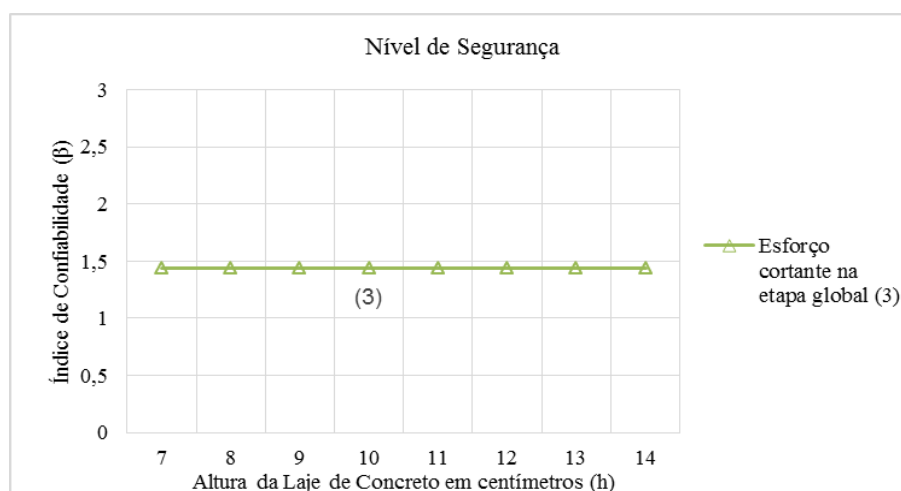


Figura 4. Gráfico índice de confiabilidade x altura da laje de concreto

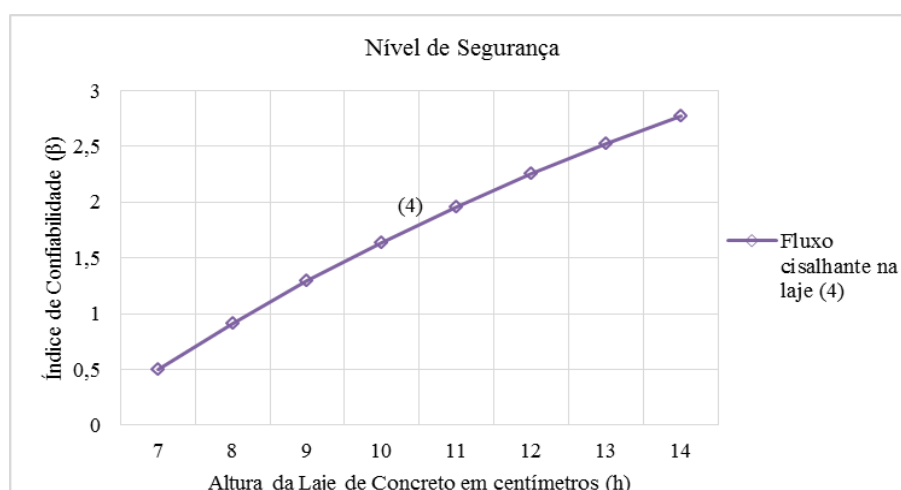


Figura 5. Gráfico índice de confiabilidade x altura da laje de concreto

A partir dos resultados obtidos, nota-se que o incremento na altura da laje contribui para a redução da probabilidade de falha do sistema até determinado ponto. Para o caso em estudo, nota-se que a altura da laje influencia apenas quanto ao momento fletor na etapa global, sendo este o limitante até certo ponto, por volta de 10 centímetros. Após esse ponto, o sistema passa a ser limitado pelo momento fletor na etapa construtiva, o qual não sofre influência direta da altura da laje. Portanto, aumentar a altura da laje, fazendo com que ela seja maior que 10 centímetros não é economicamente viável, pois estará aumentando a segurança do sistema quanto ao momento fletor na etapa global, porém ele irá falhar devido o momento fletor na etapa construtiva, o qual não terá seus índices de confiabilidade acrescidos devido a essa ampliação da altura.

A função de falha 3, esforço cortante, não apresenta alterações no índice de confiabilidade devido a variação da altura da laje entre 7 e 14 cm. Já a função de falha 4, fluxo cisalhante, apresenta variação do índice de confiabilidade semelhante a apresentada pela função de falha 1, momento fletor na etapa global. Contudo, ambas não são limitantes, pois exigem cargas maiores do que as outras funções para apresentarem números de falhas próximos aos delas.

4.2 Resistência do Concreto

A análise seguinte irá avaliar a sensibilidade da estrutura em relação a variação da resistência do concreto, que irá variar de 20 MPa a 40 MPa. Os resultados serão apresentados na Tabela 5 e nos gráficos apresentados nas Figuras 6, 7 e 8.

Tabela 5. Índices de confiabilidade para cada função de falha em relação à resistência do concreto

f_c	$\beta 1$	$\beta 2$	$\beta 3$	$\beta 4$	βs
20 MPa	1,726	1,456	1,445	1,639	1,233
25 MPa	1,848	1,456	1,443	2,407	1,28
30 MPa	1,926	1,456	1,441	3,005	1,307
35 MPa	1,981	1,455	1,443	3,464	1,322
40 MPa	2,02	1,457	1,444	3,927	1,335

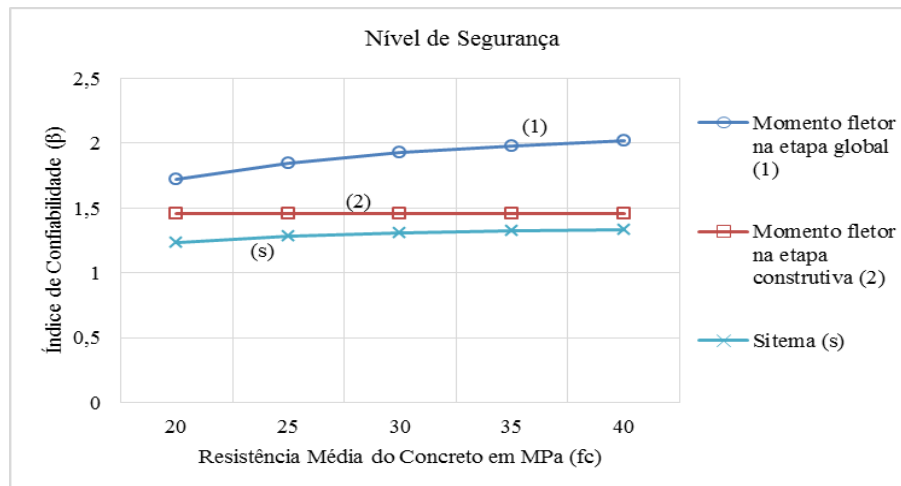


Figura 6. Gráfico índice de confiabilidade x resistência do concreto

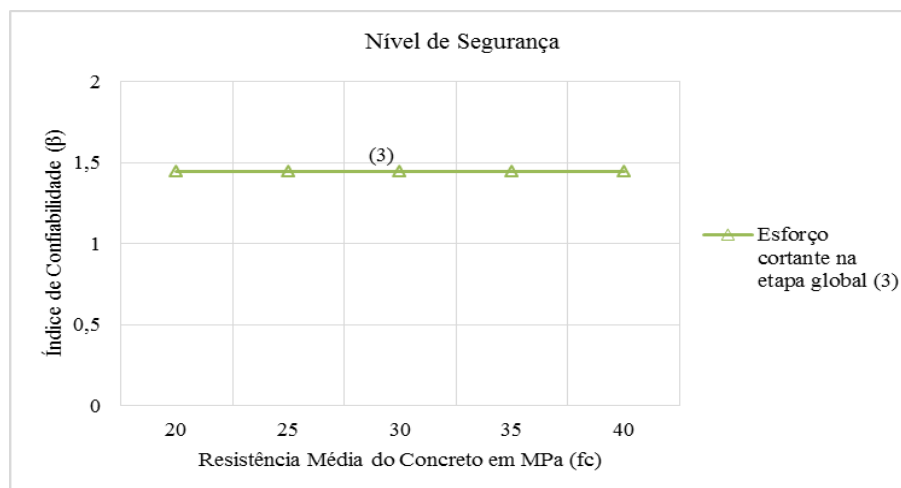


Figura 7. Gráfico índice de confiabilidade x resistência do concreto

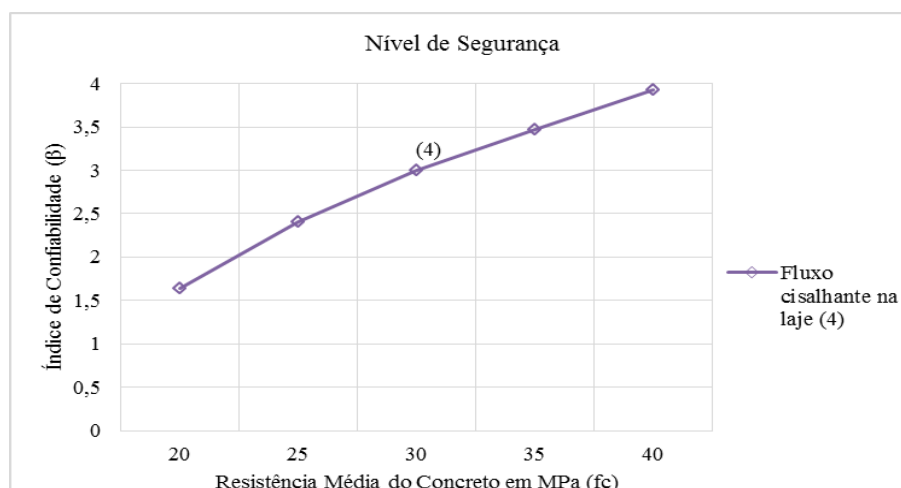


Figura 8. Gráfico índice de confiabilidade x resistência do concreto

Para a variação adotada da resistência do concreto, não houve grandes alterações da probabilidade falha. Apenas as funções de falha 1, 4 e, consequentemente, 5 apresentaram maior índice de confiabilidade para resistências maiores.

Porém, tal variação não é relevante, pois o sistema é limitado pelo momento fletor na etapa construtiva, pelo qual ele falharia antes de falhar pelos modos que são influenciados por sua variação. Portanto, verifica-se que não há grande influência da resistência do concreto no sistema, quando varia na faixa estudada, o que pode ser relevante no quesito custo da estrutura em estudo.

4.3 Coeficiente de Variação da Largura Efetiva da Laje

Por fim, será avaliada a sensibilidade da estrutura em relação ao coeficiente de variação da distribuição de probabilidade que determina a largura efetiva da laje, Figura 9, que irá variar de 5% a 15%. Os resultados serão apresentados na Tabela 6 e nos gráficos apresentados nas Figuras 10, 11 e 12.

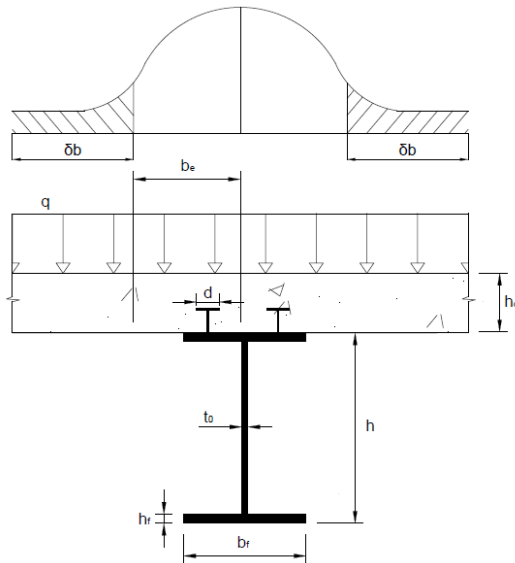


Figura 9. Coeficiente de variação da distribuição de probabilidade que determina a largura efetiva da laje, δ_b

Tabela 6. Índices de confiabilidade para cada função de falha em relação ao coeficiente de variação da largura efetiva

δ_b	β_1	β_2	β_3	β_4	β_s
5,0%	1,729	1,456	1,444	1,641	1,235
7,5%	1,725	1,456	1,444	1,641	1,234
10,0%	1,721	1,456	1,444	1,641	1,232
12,5%	1,713	1,456	1,444	1,641	1,228
15,0%	1,704	1,456	1,444	1,641	1,225

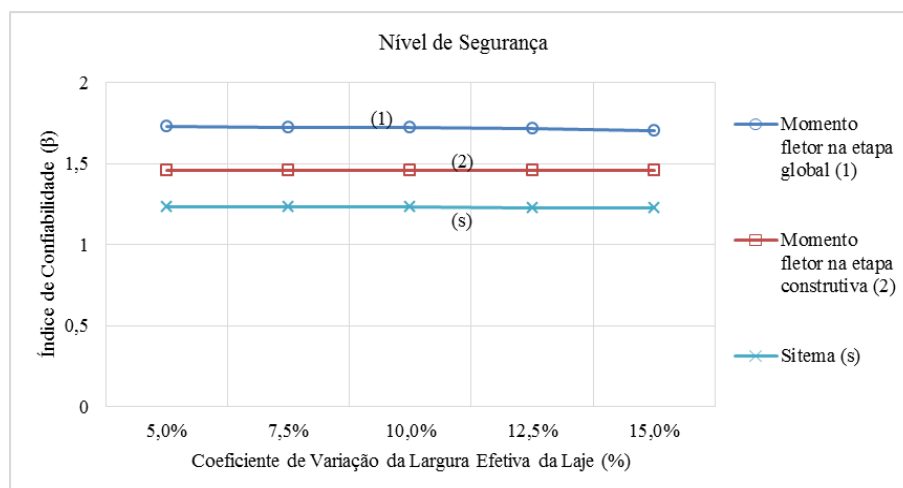


Figura 10. Gráfico índice de confiabilidade x coeficiente de variação da largura efetiva

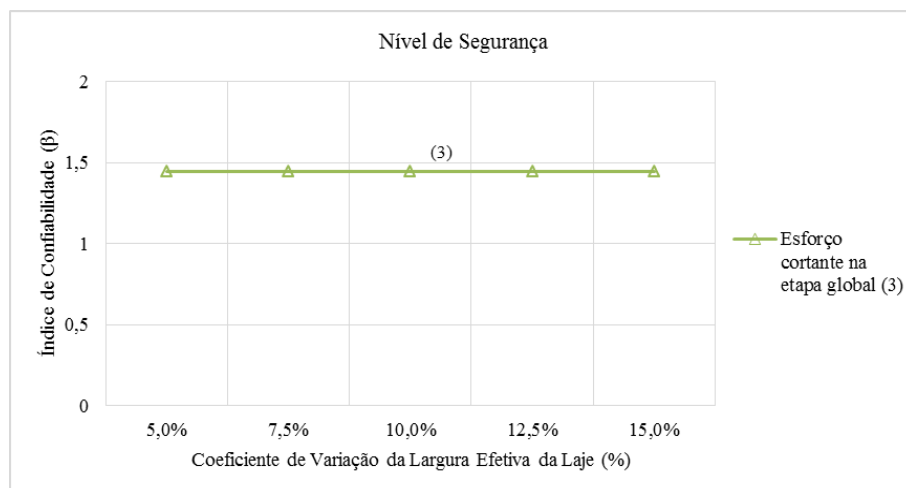


Figura 11. Gráfico índice de confiabilidade x coeficiente de variação da largura efetiva

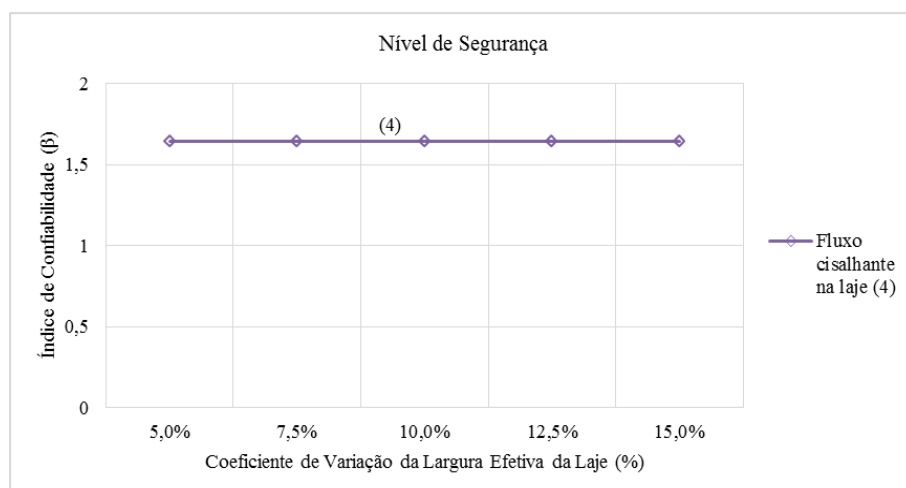


Figura 12. Gráfico índice de confiabilidade x coeficiente de variação da largura efetiva

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que a variação do coeficiente de variação da distribuição de probabilidade da largura efetiva adotada não influencia na probabilidade da estrutura falhar. Apenas a função de falha 1, momento fletor na etapa global, apresentou uma queda muito branda do índice de confiabilidade com o aumento desse coeficiente. Com isso, constata-se que a variação considerada, a qual de fato pode ocorrer de uma construção para outra, não afeta significativamente a segurança da estrutura quanto a largura efetiva considerada no dimensionamento.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho mostrou o comportamento de um sistema de viga mista dimensionado segundo a norma NBR 8800:2008. Apresentou-se a sensibilidade desse sistema a variação de parâmetros importantes em sua construção, visando viabilizar formas mais econômicas de dimensionamento de nossas estruturas.

Os principais pontos observados com este estudo são

- A altura da laje de concreto de uma viga mista com ligação total, não escorada, deve ser no máximo 10 centímetros, pois a partir disso o sistema falha por modos que não são influenciados pela altura da laje;
- A resistência do concreto utilizado na laje de uma viga mista com ligação total, não escorada, não interfere no desempenho da mesma, podendo utilizar concreto de 20 MPa de resistência, o que reduz o custo do sistema;
- A largura efetiva da laje que contribui estruturalmente para o sistema pode variar segundo uma distribuição normal que não afetará a segurança do sistema, portanto, os valores considerados no dimensionamento do sistema estão condizentes com o que acontecerá na realidade, garantido pela possibilidade de tal variação.

Outro ponto importante concluído com este estudo e que está diretamente ligado ao fator econômico é o fato de que os níveis de segurança dos modos de falha que se verifica atualmente para realizar o dimensionamento da estrutura são muito diferenciados para cada modo de falha o que leva a índices de confiabilidades dispares também.

Portanto, deve-se repensar a forma que as vigas mistas são dimensionadas de modo a torná-las economicamente mais viáveis, pois não é coerente adotar níveis de segurança altíssimos para determinados modos de falha enquanto outros estão muito aquém, e, muito antes que a estrutura falhe por algum desses modos com tais níveis elevados, ela já terá entrado em colapso devido aos modos que tem baixo índice de confiabilidade.

Com isso, é essencial que se busque uniformizar os índices de confiabilidade dos modos de falha verificados no dimensionamento das vigas mistas. Para tanto, é necessário realizar alterações na forma de dimensionamento da norma NBR 8800:2008, a qual foi utilizada nesse estudo, ainda que tal dimensionamento seja seguro, pois o mesmo deixa a desejar no critério economia. Afinal, deve-se buscar o ideal que é a combinação entre segurança e economia.

REFERÊNCIAS

- Alva, G. M. S., Malite, M., 2005. *Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto*. Publicação Interna: Cadernos de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, vol. 7, n. 25, pp. 51-84.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 8800:2008*. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro.
- Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J. G., Cornell, C. A., 1980. *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*. National Bureau of Standards, NBS Special Publication 577. Washington, DC.
- Joint Committee on Structural Safety (JCSS), 2001. The probabilistic model code for reliability based design.
- Narváez, N. S., 2012. *Projeto baseado em Confiabilidade de Vigas em Concreto Armado com e sem Reforço de Compósitos de Fibras de Carbono*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Nowak, A. S., Collins, K. R., 2000. *Reability of Structures*. 2 ed. Boston: McGraw-Hill.

- Pantoja, J. da C., 2012. *Geração Automática via Otimização Topológica e Avaliação de Segurança de Modelos de Bielas e Tirantes*. Dissertação de Doutorado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Pfeil, W. C.; Pfeil, M. S., 2009. *Estruturas de Aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008*. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC.