

Reliability of buildings in service limit state for maximum horizontal displacements

Confiabilidade de edifícios no estado limite de serviço para deslocamentos horizontais máximos



A. G. B. CORELHANO ^a
anggio@sc.usp.br

M. R. S. CORRÊA ^b
mcorrea@sc.usp.br

A. T. BECK ^c
atbeck@sc.usp.br

Abstract

Brazilian design code ABNT NBR6118:2003 - Design of Concrete Structures - Procedures - [1] proposes the use of simplified models for the consideration of non-linear material behavior in the evaluation of horizontal displacements in buildings. These models penalize stiffness of columns and beams, representing the effects of concrete cracking and avoiding costly physical non-linear analyses. The objectives of the present paper are to investigate the accuracy and uncertainty of these simplified models, as well as to evaluate the reliabilities of structures designed following ABNT NBR6118:2003 [1] in the service limit state for horizontal displacements. Model error statistics are obtained from 42 representative plane frames. The reliabilities of three typical (4, 8 and 12 floor) buildings are evaluated, using the simplified models and a rigorous, physical and geometrical non-linear analysis. Results show that the 70/70 (column/beam stiffness reduction) model is more accurate and less conservative than the 80/40 model. Results also show that ABNT NBR6118:2003 [1] design criteria for horizontal displacement limit states (masonry damage according to ACI 435.3R-68(1984) [10]) are conservative, and result in reliability indexes which are larger than those recommended in EUROCODE [2] for irreversible service limit states.

Keywords: reinforced concrete, physical nonlinearity, structural reliability, plane frame structures, service limit state.

Resumo

A norma ABNT NBR6118:2003 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento - [1] propõe o uso de modelos simplificados para a consideração da não-linearidade física na avaliação de deslocamentos em estruturas de concreto armado. Estes modelos penalizam a rigidez de pilares e vigas, representando efeitos de fissuração do concreto e dispensando a realização de análises não-lineares físicas de material. O presente trabalho tem por objetivos investigar a incerteza dos modelos simplificados propostos nesta norma, bem como determinar a confiabilidade de estruturas de edifícios projetadas segundo esta norma nos estados limites de serviço para deslocamentos horizontais. Estatísticas de erro de modelo são obtidas através da análise de 42 pórticos planos representativos. A confiabilidade de três edifícios típicos (de 4, 8 e 12 andares) é analisada, utilizando-se os modelos simplificados e a análise não-linear física dita rigorosa. Os resultados mostram que o modelo 70/70 (penalização de rigidez pilar/viga) é menos conservador e mais preciso do que o modelo 80/40. Os resultados mostram ainda que os critérios de verificação da norma ABNT NBR6118:2003 [1] para estado limite de serviço de deslocamentos horizontais (tendo em vista fissuração da alvenaria pelas prescrições da ACI 435.3R-68(1984) [10]) são conservadores, e resultam em índices de confiabilidade superiores aqueles sugeridos no EUROCODE [2] para estados limites de serviço irreversíveis.

Palavras-chave: concreto armado, não-linearidade física, confiabilidade estrutural, pórtico plano, estado limite de serviço.

^a *Doutorando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, anggio@sc.usp.br, Avenida Trabalhador Sãocharlense, 400, CEP 13.566.590, São Carlos, SP, Brasil*

^b *Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, mcorrea@sc.usp.br, Avenida Trabalhador Sãocharlense, 400, CEP 13.566.590, São Carlos, SP, Brasil.*

^c *Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, atbeck@sc.usp.br, Avenida Trabalhador Sãocharlense, 400, CEP 13.566.590, São Carlos, SP, Brasil.*

1. Introdução

É prática comum no projeto de estruturas de concreto armado o uso de modelos simplificados que penalizam a rigidez dos elementos de uma estrutura, de forma a evitar a necessidade de análises não-lineares físicas de material. Muitos trabalhos de pesquisa em concreto armado têm por objetivo estabelecer ou aperfeiçoar parâmetros destes modelos simplificados. No entanto, a maioria desses trabalhos não endereça os erros, ou incertezas, decorrentes do uso de modelos simplificados (de penalização da rigidez), em detrimento de análises não-lineares física rigorosas. O presente trabalho tem por objetivo investigar a incerteza dos modelos simplificados propostos na norma ABNT NBR6118:2003 [1] na avaliação de deslocamentos horizontais em pórticos planos de concreto armado. Esta investigação é feita com base na comparação, para um conjunto de pórticos planos representativos, dos deslocamentos horizontais obtidos via análises simplificada e não-linear rigorosa (física).

Este trabalho também investiga a confiabilidade, quanto ao estado limite de serviço para deslocamentos horizontais, de pórticos planos pertencentes a edifícios usuais de concreto armado. Análises de confiabilidade são realizadas utilizando análise não linear física com modelos simplificados (de penalização de rigidez) e rigorosos propostos na norma ABNT NBR6118:2003 [1]. A não-linearidade geométrica é tratada de forma consistente em todas as análises. Nas análises de confiabilidade são consideradas as incertezas nas ações, nas propriedades dos materiais bem como as incertezas nos modelos de penalização da rigidez nas análises simplificadas.

As análises estruturais não-lineares são realizadas utilizando programa computacional (elementos finitos) desenvolvido pelos autores (CORELHANO [3]). As análises de confiabilidade são realizadas utilizando o software StRAnD (BECK [4]).

2. Análise não-linear em concreto armado

2.1 Análise não-linear geométrica

É empregada uma formulação baseada no Tensor de Piola Kirchhoff de segunda espécie, desenvolvida por WEN & RAMIZADEH [5], em que o tensor de deformações e a expressão da energia de deformação são dados, respectivamente, por:

$$\epsilon_x = u_0' - Y \cdot v_0'' + \frac{1}{L} \int_0^L (v_0')^2 \cdot dx \quad (1)$$

$$U = \frac{1}{2} \int_V \left[(u_0' - Y \cdot v_0'') + \frac{1}{L} \int_0^L (v_0')^2 \cdot dx \right]^2 E \cdot dV \quad (2)$$

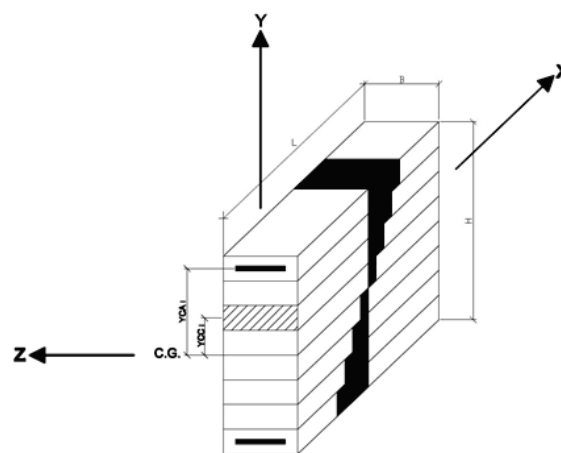
onde:

ϵ_x : deformação longitudinal;

u_0 e v_0 : deslocamentos axial e transversal;

Y : distância da fibra considerada ao centro de gravidade (C.G.) da seção;

Figura 1 – Detalhe da seção transversal de uma barra de pórtico plano



L : comprimento do elemento;

E : módulo de elasticidade;

U : energia interna de deformação.

Maiores detalhes sobre esta formulação podem ser encontrados em CORRÊA [6].

2.2 Análise não-linear física rigorosa

No presente trabalho, o tratamento da não-linearidade física é feito através do método das fatias, que permite o uso de modelos constitutivos independentes para cada material componente. O método das fatias consiste na divisão da seção transversal do elemento de barra em fatias de aço e concreto, de tal forma que o somatório da contribuição de todas as camadas determina o comportamento da seção (Figura 1).

As propriedades da seção transversal (rigidezes EA e EI_z) são calculadas através do somatório da contribuição das camadas, nos pontos de integração, nas seções extremas de cada elemento. Assim, as propriedades da seção adotadas para o elemento são obtidas como a média entre as propriedades dos pontos de integração:

$$EA = \sum E_i \cdot A_i \quad (3)$$

$$EI_z = \sum E_i \cdot I_{zi} \quad (4)$$

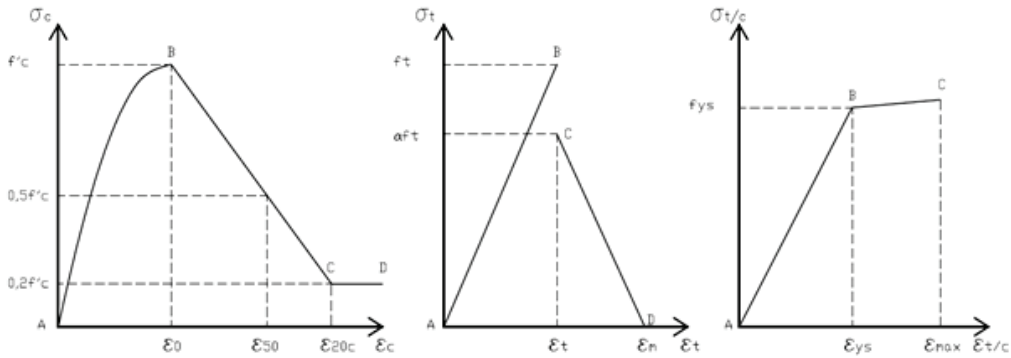
onde:

A_i : área da fatia i ;

E_i : módulo de elasticidade da fatia i ;

I_{zi} : inércia da fatia i segundo o eixo Z .

Figura 2 - Curvas tensão x deformação para concreto comprimido (à esquerda), concreto tracionado (centro) e aço (à direita)



Para o concreto comprimido é adotado o modelo constitutivo proposto por KENT & PARK[7], conforme Figura 2. O trecho AB deste modelo constitutivo é dado por:

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (5)$$

$$f'_c = f_{ck} + 3.5\text{MPa} \quad (6)$$

onde:

- f'_c : tensão de compressão máxima do concreto;
 - ε_0 : deformação específica no concreto correspondente à máxima tensão;
 - ε_c : deformação específica no concreto;
 - σ : tensão no concreto correspondente à deformação.
- O ramo BC da curva corresponde a uma reta cuja inclinação é definida determinando-se a deformação quando a tensão de compressão no concreto reduz-se a 50% da tensão de pico, e o trecho CD admite que o concreto mantém uma tensão de 20% da tensão de pico indefinidamente.
- Para o concreto tracionado é adotado o modelo proposto por FIGUEIRAS [8], e para o aço é adotado um modelo elasto-plástico com encruamento positivo. Na Figura 2 são mostrados os diagramas tensão x deformação destes modelos de concreto, bem

Figura 3 - Elevações e formas dos pórticos com 4 pavimentos (à esquerda), 8 pavimentos (centro), e 12 pavimentos (à direita), medidas em cm

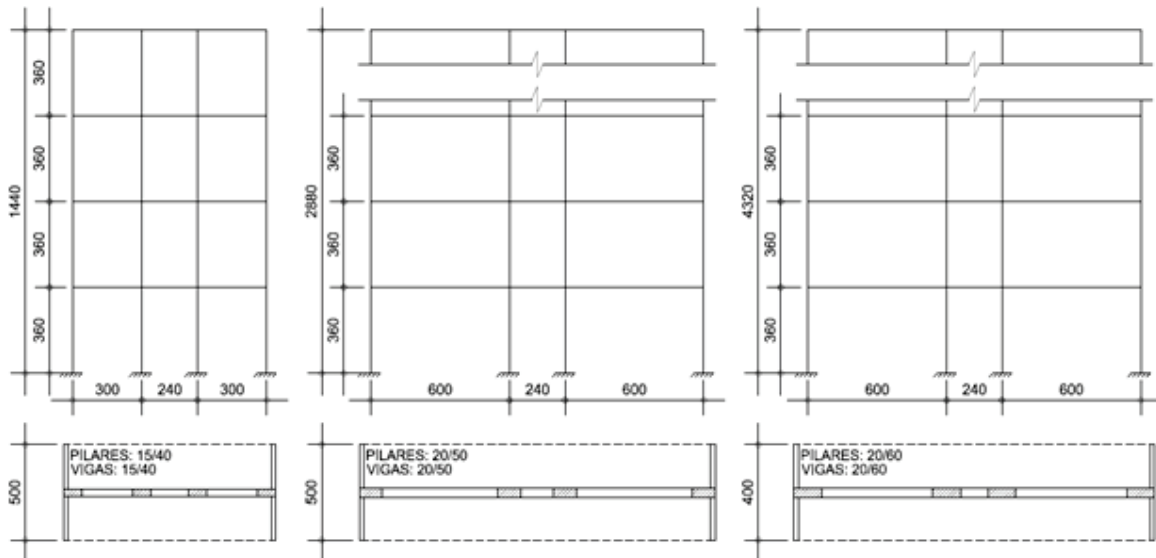
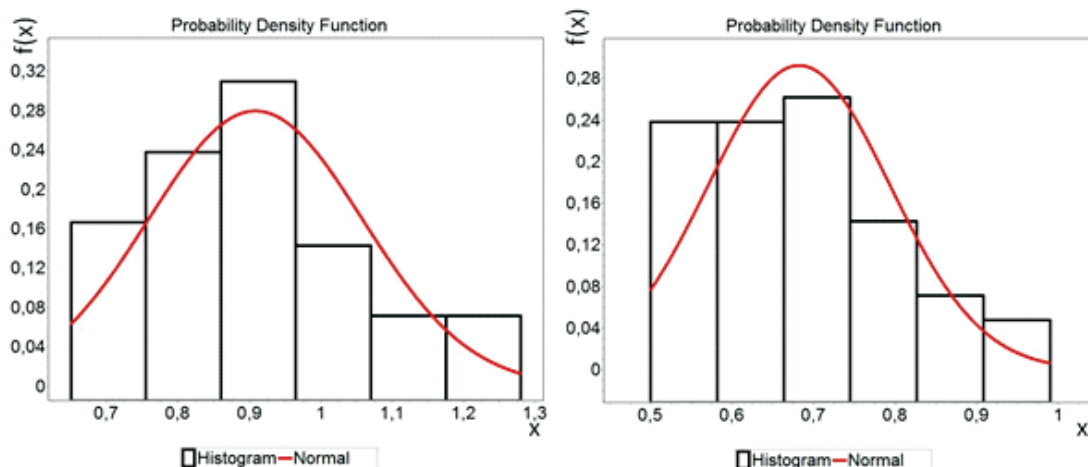


Tabela 1 - Deslocamentos horizontais e amostras de erros de modelo

	Descrição dos pórticos	fck (MPa)	Taxa armadura	Tipo de Análise			Erro de Modelo	
				70/70 u (cm)	80/40 u (cm)	Rigorosa u (cm)	70/70 u ^{rigoroso} /	80/40 u ^{simplificado}
1	4 pav. / 1 lance	30	Alta	1,51	1,94	1,35	0,89	0,70
2	4 pav. / 1 lance	30	Alta	2,13	2,74	2,61	1,23	0,95
3	4 pav. / 1 lance	35	Média	1,39	1,79	1,27	0,91	0,71
4	4 pav. / 1 lance	35	Média	1,96	2,53	2,51	1,28	0,99
5	4 pav. / 1 lance	40	Baixa	1,3	1,67	1,22	0,94	0,73
6	4 pav. / 1 lance	40	Baixa	1,84	2,36	2,13	1,16	0,90
7	8 pav. / 3 lances	23	Baixa	1,84	2,57	1,53	0,83	0,60
8	8 pav. / 3 lances	23	Baixa	2,62	3,68	2,56	0,98	0,70
9	8 pav. / 3 lances	23	Média	4,07	5,26	3,05	0,75	0,58
10	8 pav. / 3 lances	23	Média	5,91	7,73	5,06	0,86	0,65
11	8 pav. / 3 lances	23	Alta	6,16	7,86	4,19	0,68	0,53
12	8 pav. / 3 lances	23	Alta	9,15	11,85	6,74	0,74	0,57
13	8 pav. / 3 lances	30	Baixa	1,62	2,26	1,43	0,88	0,63
14	8 pav. / 3 lances	30	Baixa	2,31	3,23	2,44	1,06	0,76
15	8 pav. / 3 lances	30	Média	3,56	4,6	3,12	0,88	0,68
16	8 pav. / 3 lances	30	Média	5,15	6,71	5,2	1,01	0,77
17	8 pav. / 3 lances	30	Alta	5,36	6,82	4,42	0,82	0,65
18	8 pav. / 3 lances	30	Alta	7,9	10,1	7,2	0,91	0,71
19	8 pav. / 3 lances	40	Baixa	1,4	1,94	1,08	0,77	0,56
20	8 pav. / 3 lances	40	Baixa	1,98	2,77	1,87	0,94	0,68
21	8 pav. / 3 lances	40	Média	3,05	3,93	2,5	0,82	0,64
22	8 pav. / 3 lances	40	Média	4,39	5,7	4,29	0,98	0,75
23	8 pav. / 3 lances	40	Alta	4,57	5,79	3,71	0,81	0,64
24	8 pav. / 3 lances	40	Alta	6,68	8,54	6,14	0,92	0,72
25	12 pav. / 3 lances	22	Média	4,67	6,34	4,07	0,87	0,64
26	12 pav. / 3 lances	22	Média	6,7	9,18	7,07	1,06	0,77
27	12 pav. / 3 lances	22	Alta	5,52	7,15	4,12	0,75	0,58
28	12 pav. / 3 lances	22	Alta	7,97	10,45	7,03	0,88	0,67
29	12 pav. / 3 lances	22	Baixa	4,33	5,97	3,92	0,91	0,66
30	12 pav. / 3 lances	22	Baixa	6,2	8,63	6,8	1,10	0,79
31	12 pav. / 3 lances	30	Alta	4,28	5,3	3,54	0,83	0,67
32	12 pav. / 3 lances	30	Alta	5,6	7,63	6,35	1,13	0,83
33	12 pav. / 3 lances	30	Média	3,92	5,98	3,72	0,95	0,62
34	12 pav. / 3 lances	30	Média	6,4	8,65	6,58	1,03	0,76
35	12 pav. / 3 lances	30	Baixa	3,63	4,99	3,4	0,94	0,68
36	12 pav. / 3 lances	30	Baixa	5,16	7,18	6,07	1,18	0,85
37	12 pav. / 3 lances	40	Média	3,37	4,55	2,64	0,78	0,58
38	12 pav. / 3 lances	40	Média	4,8	6,52	3,56	0,74	0,55
39	12 pav. / 3 lances	40	Alta	3,97	5,13	2,88	0,73	0,56
40	12 pav. / 3 lances	40	Alta	5,68	7,38	3,72	0,65	0,50
41	12 pav. / 3 lances	40	Baixa	3,12	4,29	2,52	0,81	0,59
42	12 pav. / 3 lances	40	Baixa	4,45	6,14	3,38	0,76	0,55

Figura 4 – Histogramas e distribuições de probabilidades para erros de modelo: redução pilar/viga 70/70 (à esquerda), redução pilar/viga 80/40 (à direita)



como do aço de reforço. Detalhes dos modelos e da estratégia de solução do problema não linear são apresentados em CORE-LHANO [3].

2.3 Análise não-linear física simplificada

A norma ABNT NBR6118:2003 [1] propõe duas alternativas para a análise não-linear física simplificada de estruturas de concreto armado. Estes modelos penalizam a rigidez dos membros para levar em conta, de forma simplificada, os efeitos da fissuração do concreto. No primeiro modelo, as rigidezes à flexão de pilares e vigas são obtidas multiplicando-se os valores referentes à seção bruta por 0,70. No segundo modelo, as rigidezes equivalentes (fissuradas) de pilares e vigas são obtidas multiplicando-se as rigidezes da seção bruta por fatores iguais a 0,80 e 0,40, respectivamente. Neste trabalho, estes modelos são referenciados como 70/70 e 80/40, respectivamente.

O módulo de elasticidade secante do concreto é estimado como:

$$E_{\text{sec}} = 0.85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (7)$$

onde:

E_{sec} : módulo de elasticidade secante;

f_{ck} : resistência característica do concreto aos 28 dias.

3. Erros de modelo

Os modelos simplificados propostos pela norma ABNT NBR6118:2003 [1] são, por natureza, aproximados. Uma variável chamada de Erro de Modelo é obtida dividindo-se os deslocamentos obtidos via análise não-linear física rigorosa pelos deslocamentos obtidos via análises simplificadas (OLIVEIRA et al. [9]):

$$E_M = \frac{u_{\text{rigorous}}}{u_{\text{simplified}}} \quad (8)$$

Trata-se de uma variável aleatória uma vez que, para diferentes estruturas, o modelo simplificado pode ser mais ou menos preciso. Uma amostra (conjunto de observações) da variável aleatória erro de modelo é obtida avaliando-se a equação (8) para diferentes configurações estruturais.

Neste trabalho, é obtida uma amostra de erro de modelo correspondente a 42 pórticos representativos de estruturas usuais, variando-se geometria, material e taxa de armadura. São considerados pórticos planos de quatro, oito e doze pavimentos, com um ou três lances de pilares. A geometria dos pórticos estudados representa variações dos pórticos apresentados na Figura 3. Foram considerados concretos com resistências características nas faixas de 20 a 40 MPa. Quanto às taxas de armadura dos pilares, os pórticos foram dimensionados em três faixas: baixa, média, e alta. A taxa de armadura baixa é próxima à armadura mínima; a média tem taxas da ordem de 2% para os pilares e a taxa de armadura máxima é equivalente à máxima permitida na ABNT NBR6118:2003 [1], entre 3 e 4%. Os carregamentos verticais foram determinados pelo processo das áreas de influência (lajes, vigas, pilares, paredes e revestimentos). O carregamento acidental foi adotado com 1,5 kN/m² na área de influência. Detalhes das configurações dos pórticos planos estudados são apresentados na Tabela 1. Esta tabela também apresenta as observações de erro de modelo obtidas para cada pórtico.

A Figura 4 ilustra os histogramas obtidos com base na amostra de erros de modelo, bem como as distribuições de probabilidade ajustadas a estes histogramas. Para o modelo simplificado com redução de rigidez 70/70 (pilar/viga), obteve-se ajuste a uma distribuição normal, com parâmetros:

Tabela 2 – Estatísticas dos testes de aderência para a distribuição Normal

Erro de Modelo	Distribuição	Estatísticas		
		Kolmogorov-Smirnov	Anderson Darling	Chi Squared
70/70	Normal	0,10675	0,53353	1,7787
80/40	Normal	0,10290	0,58495	1,4824

$$E_M^{70/70} \sim N(\mu=0.908, \sigma=0.150) \quad (9)$$

Para o modelo simplificado com redução 80/40 (pilar/viga), obtve-se ajuste a uma distribuição normal, com parâmetros:

$$E_M^{80/40} \sim N(\mu=0.682, \sigma=0.111) \quad (10)$$

O coeficiente de variação ($\sigma/\mu=0.16$) encontrado é similar para as duas variáveis erro de modelo.

A distribuição Normal mostrou bom desempenho nos testes de aderência, conforme indicam as estatísticas apresentadas na Tabela 2. Em ambos os casos, a distribuição Normal foi aprovada nos testes Kolmogorov-Smirnov, Anderson Darling e Chi-quadrado.

Os erros dos modelo estudados (equação 8) comparam deslocamentos que representam efeitos de carregamentos. Portanto, valores menores do que a unidade indicam modelos conservadores, isto é, modelos que resultam em $u_{\text{simplificado}} > u_{\text{rigoroso}}$. Observa-se que os dois modelos estudados neste trabalho são conservadores, em média, pois ambos apresentam média inferior à unidade ($\mu < 1$). O modelo 70/70 é um pouco conservador, com média ligeiramente menor do que um, enquanto o modelo 80/40 é bastante conservador, com média igual a 0,682. Como o coeficiente de variação é o mesmo para os dois modelos ($\sigma/\mu=0.16$), observa-se que o modelo 70/70 é mais preciso, pois tem média mais próxima da unidade.

4. Análises de confiabilidade estrutural

4.1 Dimensionamento e verificação dos pórticos

Para fins de análise de confiabilidade, em relação ao estado limite de serviço de deslocamento horizontal no topo, foram dimensionados três pórticos: de quatro, oito e doze andares (conforme Figura 3). O dimensionamento dos pórticos foi realizado

Tabela 3 – Valores de projeto de resistência e ações usados no dimensionamento dos pórticos

Variável	Símbolo	Valores característicos ou nominais		
		4 pavimentos	8 pavimentos	12 pavimentos
Resistência do concreto	f_{ck}	25 MPa	25 MPa	30 MPa
Ação permanente	D_n	24 kN/m	25,5 kN/m	22 kN/m
Ação variável (acidental)	L_n	7,5 kN/m	7,5 kN/m	6 kN/m
Ação de vento ao nível dos pavimentos	W_n	13,5 kN	11,4 kN	13,5 kN

Tabela 4 – Deslocamentos horizontais no topo dos pórticos

Número de pavimentos	Altura H (m)	Deslocamentos no topo do prédio (mm)		
		70/70	80/40	Deslocamento limite (H/1700)
4	14,4	6,62	8,10	8,47
8	28,8	12,09	16,50	16,94
12	43,2	18,29	25,05	25,41

segundo as recomendações da norma ABNT NBR6118:2003 [1] para estado limite último. Uma vez dimensionados os pórticos, buscou-se aumentar a sua flexibilidade, até se atingir o deslocamento horizontal máximo permitido em norma. A verificação quanto ao deslocamento horizontal foi realizada para combinação freqüente, com deslocamento máximo admitido igual a $H/1700$, onde H é a altura total do edifício. Para a combinação freqüente, tem-se:

$$F_{ser} = \sum F_{giK} + \psi_1 F_{q1K} + \sum \psi_2 F_{qjK} \quad (11)$$

onde:

F_{giK} : ações permanentes;
 F_{q1K} : ação variável principal;
 F_{qjK} : ações variáveis secundárias;
 ψ_1 : coeficiente de combinação para ação variável principal;
 ψ_2 : coeficiente de combinação para ações variáveis secundárias.
 Para os edifícios analisados uma única equação é obtida, pois o vento, quando carregamento variável secundário, tem multiplicador nulo. Assim, obtém-se:

$$F_{ser} = D_n + 0.3W_n + 0.3L_n \quad (12)$$

onde:

F_{ser} : valor combinado das ações para estado limite de serviço;
 D_n : ação permanente nominal;
 W_n : ação do vento nominal;
 L_n : ação variável (acidental) nominal.

A Tabela 3 resume os valores característicos de resistência (f_{ck}) e valores nominais das ações (D_n , L_n , W_n) utilizados na verificação dos pórticos para estado limite de serviço. A Tabela 4 mostra os resultados obtidos na verificação do estado limite de serviço, para deslocamento horizontal no topo dos prédios estudados. Pode-se

verificar nesta tabela que os pórticos foram dimensionados para flexibilidade máxima admitida em norma.

4.2 Dados para as análises de confiabilidade

Para o estado limite de serviço para deslocamentos horizontais, a condição de “falha” é dada para um deslocamento no topo do edifício superior a $H/500$, deslocamento que leva a um comprometimento das alvenarias de fechamento por fissuração. Este limite, indicado pelo ACI 435.3R-68(1984) [10], é praticamente equivalente ao limite $H/1700$ com ponderação da ação do vento utilizando fator 0,3, admitindo-se comportamento linear da estrutura. Portanto, a equação de estado limite, para análise de confiabilidade em relação a deslocamentos, é dada por:

$$g(E_M, f_c, D, L, W) = E_M \cdot u^{evaluated}(f_c, D, L, W) - H / 500 \quad (13)$$

onde E_M , f_c , D , L e W são as variáveis aleatórias do problema, descritas na Tabela 5. Os parâmetros das distribuições de probabilidade das ações (D , L e W) são calculados, conforme indicado na Tabela 5, a partir dos valores nominais utilizados no dimensionamento (indicados na Tabela 3).

Os carregamentos reduzidos para condição de serviço (Eq. 12) correspondem a carregamentos freqüentes, aos quais a estrutura estará sujeita durante a vida útil. Da mesma maneira, a princípio, a análise de confiabilidade poderia ser realizada para combinações freqüentes de carregamento, combinando o carregamento acidental de ponto arbitrário com o carregamento extremo anual de vento. No entanto, esta análise resultaria em uma probabilidade de falha anual, que teria que ser comparada com o índice de confiabilidade alvo anual para estado limite de serviço irreversível ($\beta_{alvo} = 2,9$ segundo o EUROCODE [2]). Alternativamente, pode-se considerar as distribuições de extremos (50 anos) das mesmas ações, a fim de se avaliar a confiabilidade para a vida de projeto da estrutura. Neste caso, o índice de

Tabela 5 – Variáveis aleatórias, distribuições de probabilidades e parâmetros

Variável Aleatória	Distrib.	Média	Desvio-padrão	C.V.	Fonte
Erro de modelo 70/70	Normal	0,908	0,150	0,165	este trabalho
Erro de modelo 80/40	Normal	0,682	0,111	0,162	este trabalho
f_c	Normal	$f_{ck} + 1,65 \cdot \sigma$	4,00 MPa	0,150	MELCHERS (13)
Ação permanente	Normal	1,05 D_n	0,105 D_n	0,100	ELLINGWOOD et al.(11)
Ação variável - ponto arbitrário	Gamma	0,25 L_n	0,148 L_n	0,55	ELLINGWOOD et al.(11)
Ação variável - extremo de 50 anos	Gumbel	1,00 L_n	0,250 L_n	0,25	ELLINGWOOD et al.(11)
Ação do vento - máximo anual	Gumbel	0,33 W_n	0,155 W_n	0,47	BECK & SOUZA JR. (12)
Ação do vento - máximo de 50 anos	Gumbel	0,90 W_n	0,306 W_n	0,34	BECK & SOUZA JR. (12)

Tabela 6 – Resultados para combinações de ação acidental de 50 anos e vento máximo anual

N. Pav.	Caso	β_{aprox}	P_f	Coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias				
				E_M	f_c	D	L	W
4	70/70	4,019	2,92 E-5	0,305	0,025	0,0	0,0	-0,669
	80/40	4,265	9,97 E-6	0,301	0,027	0,0	0,0	-0,672
8	70/70	4,292	8,84 E-6	0,344	0,026	0,0	0,0	-0,630
	80/40	4,331	7,43 E-6	0,308	0,030	0,0	0,0	-0,662
12	70/70	4,116	1,92 E-5	0,302	0,023	0,0	0,0	-0,675
	80/40	4,159	1,60 E-5	0,292	0,020	0,0	0,0	-0,688

confiabilidade alvo recomendado pelo EUROCODE [2] é igual a $\beta_{alvo}=1,5$ (estados limites irreversíveis de serviço). Na primeira condição, calcula-se a probabilidade do estado limite acontecer em qualquer ano durante a vida da estrutura. Na segunda condição, calcula-se a probabilidade do estado limite ocorrer pelo menos uma vez durante a vida de projeto (50 anos) da estrutura. Neste trabalho, adota-se a segunda condição, por se entender que é mais representativa da situação desejável para a estrutura (nenhuma fissuração da alvenaria de fechamento durante a vida de projeto da estrutura).

As análises de confiabilidade, considerando ações extremas, são realizadas para duas combinações de ações: a primeira, considerando carregamento acidental extremo para período de 50 anos, combinado com vento máximo anual; a segunda, considerado carregamento acidental de ponto arbitrário (aquele que estaria atuando em qualquer instante) combinado com o vento extremo para período de 50 anos. Estas combinações de ações são usuais, ao se converterem problemas de confiabilidade dependentes do tempo em problemas independentes do tempo (ELLINGWOOD et al.[11], BECK & SOUZA JR, [12]). As distribuições de extremos de 50 anos, máximo vento anual e ação acidental de ponto arbitrário são apresentadas na Tabela 5.

A probabilidade de falha é calculada por:

$$P_f = \int_{g(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \approx \Phi(-\beta) \quad (14)$$

onde \mathbf{X} é o vetor de variáveis aleatórias, $g(\mathbf{x})$ é a equação de estado limite (Eq. 13), $\Phi(\cdot)$ é a função cumulativa de probabilidade normal padrão e β é o índice de confiabilidade. Neste trabalho, a equação (14) é resolvida através do método de confiabilidade de primeira ordem - FORM (MELCHERS, [13]), utilizando o software StRAnD (BECK [4]). Neste método, o problema é transformado para o espaço normal padrão, e resolvido como um problema de otimização com restrição: o índice de confiabilidade torna-se a menor distância entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão. O índice de confiabilidade está relacionado com a probabilidade de falha através da equação (15):

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (15)$$

Tabela 7 – Resultados para combinações de ação acidental de ponto arbitrário e vento extremo de 50 anos

N. Pav.	Caso	β_{aprox}	P_f	Coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias				
				E_M	f_c	D	L	W
4	70/70	2,127	1,60 E-2	0,226	0,029	0,0	0,0	-0,745
	80/40	2,369	8,90 E-3	0,216	0,030	0,0	0,0	-0,754
8	70/70	2,441	7,33 E-3	0,238	0,030	0,0	0,0	-0,732
	80/40	2,453	7,08 E-3	0,218	0,032	0,0	0,0	-0,750
12	70/70	2,235	1,27 E-2	0,232	0,022	0,0	0,0	-0,746
	80/40	2,253	1,21 E-2	0,214	0,023	0,0	0,0	-0,763

Tabela 8 – Resultados para combinações de ação acidental de 50 anos e vento máximo anual

N. Pav.	β_{rigorous}	P_f	f_c	Coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias		
				D	L	W
4	4,957	3,58E-07	0,079	0,000	0,000	-0,921
8	5,016	2,64E-07	0,267	-0,004	-0,002	-0,727
12	5,129	1,46E-07	0,050	0,000	0,000	-0,950

4.3 Análise de confiabilidade usando modelos simplificados: resultados

As Tabelas 6 e 7 apresentam resultados das análises de confiabilidade, utilizando as combinações da ação acidental máxima de 50 anos com vento máximo anual (Tabela 6) e ação acidental de ponto arbitrário com vento extremo de 50 anos (Tabela 7). Os resultados referem-se à análise de confiabilidade utilizando os modelos simplificados, com penalização da rigidez, linearidade de material e não-linearidade geométrica. Percebe-se que a combinação envolvendo vento extremo de 50 anos (Tabela 7) leva a valores maiores da probabilidade de “falha” do que a combinação envolvendo ação acidental máxima de 50 anos, mesmo levando-se em consideração a não-linearidade geométrica do problema. Tal resultado era de se esperar, uma vez que a ação do vento atua diretamente na direção dos deslocamentos calculados.

O termo “falha”, neste contexto, é utilizado entre aspas, pois representa falha em atender ao critério de deslocamento máximo ($H/500$), o que (em teoria) corresponde a um estado de fissuração das alvenarias de fechamento. Tal fissuração representa um estado limite de serviço irreversível. Como referência, o anexo C do EUROCODE [2] sugere um índice de confiabilidade alvo $\beta_{\text{alvo}} = 1,5$ para estado limite de serviço irreversível e período de referência de 50 anos. Os índices de confiabilidade encontrados são ligeiramente maiores (Tabela 7), e, portanto, as probabilidades de “falha” encontradas podem ser consideradas aceitáveis. Estes resultados mostram que a equação de verificação da norma ABNT NBR6118:2003 [1] para condição de serviço (Equação 13), juntamente com o deslocamento máximo admitido ($H/1700$ para combinação frequente) são conservadores.

As Tabelas 6 e 7 mostram ainda os coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias do problema. Estes coeficientes revelam quais variáveis aleatórias têm maior contribuição nas probabilidades de falha calculadas. Como era de se esperar, a ação do vento,

horizontal, tem a maior contribuição neste modo de falha por deslocamentos horizontais. A incerteza na resistência do concreto, que através da equação (7) afeta a elasticidade do material, tem relevância mínima. As ações verticais têm efeito desprezível nas probabilidades de falha calculadas, mesmo levando-se em consideração a não-linearidade geométrica do problema. Importante destacar que a incerteza nos modelos de penalização da rigidez tem contribuição significativa (de 21 a 34%) nas probabilidades de falha calculadas. É relevante observar que os índices de confiabilidade encontrados utilizando os modelos simplificados 70/70 e 80/40 são semelhantes entre si. Este resultado é, em parte, consequência da incorporação das variáveis erro de modelo na análise. Na próxima seção, verifica-se se esses índices de confiabilidade estão de acordo com aqueles encontrados em uma análise não-linear rigorosa (física e geométrica).

4.4 Análises de confiabilidade usando modelo rigoroso: resultados

As Tabelas 8 e 9 apresentam resultados das análises de confiabilidade, utilizando as combinações ação acidental máxima de 50 anos com vento máximo anual (Tabela 8) e ação acidental de ponto arbitrário com vento extremo de 50 anos (Tabela 9). Os resultados destas tabelas se referem à análise de confiabilidade utilizando o modelo rigoroso de análise não-linear física e não-linearidade geométrica.

Assim como nas análises simplificadas, os coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias apresentam o mesmo comportamento, com a ação do vento (horizontal) tendo a maior contribuição neste modo de falha por deslocamentos horizontais.

Observa-se que os índices de confiabilidade obtidos na análise rigorosa são razoavelmente maiores do que aqueles encontrados utilizando os modelos simplificados. Para a combinação envolvendo ação acidental extrema (menos relevante), os índices de confiabilidade obtidos na análise rigorosa foram maiores do que para as análises simplifica-

Tabela 9 – Resultados para combinações de ação acidental de ponto arbitrário e vento extremo de 50 anos

N. Pav.	β_{rigorous}	P_f	f_c	Coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias		
				D	L	W
4	2,747	3,00E-03	0,088	0,000	0,000	-0,912
8	2,293	1,09E-02	0,000	0,000	0,000	-1,000
12	2,955	1,56E-03	0,057	0,000	0,000	-0,943

das. Para a combinação envolvendo vento extremo de 50 anos, resultados diferentes foram obtidos para os três prédios analisados. Para os prédios de 4 e 12 andares, índices de confiabilidade maiores foram obtidos. Para o prédio de 8 andares, o índice de confiabilidade obtido na análise não-linear rigorosa foi menor do que aqueles encontrados nas análises simplificadas. Tal resultado pode ser uma particularidade dos prédios estudados. No entanto, considerando-se que a análise não-linear rigorosa é mais precisa, pode-se concluir que os modelos simplificados de penalização da rigidez servem para realizar o projeto estrutural, mas não são suficientemente precisos para se realizar análises de confiabilidade (mesmo considerando os erros de modelo). Como os índices de confiabilidade encontrados nas análises rigorosas foram todos maiores do que $\beta=1,5$, verifica-se que os critérios da ABNT NBR6118:2003 [1] para condição de serviço em deslocamentos (fissuração da alvenaria) são conservadores.

5. Conclusões

O presente trabalho apresentou um estudo do erro dos modelos simplificados, propostos na norma ABNT NBR6118:2003 [1], para avaliação de deslocamentos horizontais em pórticos planos de concreto armado. Uma análise limitada para um conjunto de 42 pórticos planos, de 4, 8 e 12 andares, mostrou que o modelo 70/70 é mais preciso do que o modelo 80/40.

Análises de confiabilidade estrutural no estado limite de deslocamento horizontal do topo (fissuração de alvenaria) foram realizadas utilizando os modelos simplificados e de análise não linear física dita rigorosa. Observou-se que os modelos simplificados de penalização da rigidez são apropriados para verificação do projeto estrutural, mas são imprecisos para se realizar análises de confiabilidade (mesmo quando a variável erro de modelo é considerada). Verificou-se que a combinação de ações envolvendo a ação acidental máxima de 50 anos e vento máximo anual é pouco representativa para o estado limite de deslocamento horizontal, mesmo quando efeitos de não-linearidade geométrica são levados em consideração. A combinação envolvendo ação acidental de ponto arbitrário e vento extremo de 50 anos mostrou-se mais relevante, apresentando índices de confiabilidade menores, mas ainda dentro de limites recomendados no EUROCODE [2]. A investigação sugere que os critérios de verificação da ABNT NBR6118:2003 [1] para condição de serviço em deslocamentos horizontais (Equação 13 e deslocamento máximo $H/1700$ para combinação freqüente) são conservadores, e resultam em índices de confiabilidade aceitáveis para um estado limite (irreversível) de fissuração de alvenarias. A análise de coeficientes de sensibilidade das variáveis aleatórias mostrou a influência preponderante da ação do vento sobre as demais variáveis, bem como a grande influência dos erros de modelo nas análises simplificadas.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro a este projeto de pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [02] EUROCODE, 2001. prEN 1990: Basis of Structural Design – Annex C: Basis for Partial Factor Design and Reliability Analysis, European Committee for Standardization, Brussels.
- [03] CORELHANO, A.G.B. Análise não linear geométrica e física de núcleos de edifícios altos em concreto armado, São Carlos, 2010, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [04] BECK, A.T. StRAnD Structural Reliability Analysis and Design, Manual do Usuário, Versão 1.03, 2008, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [05] WEN, R.K.; RAHIMZADEH, J. Nonlinear elastic frame analysis by finite element. *Journal of Structural Engineering*, v.109, n.8, p.1952-1971, 1983.
- [06] CORRÊA, M.R.S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios, São Carlos, 1991, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [07] KENT, D. C.; PARK, R. Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Division ASCE*, v.97, n. ST7, p1969-1990, July, 1971
- [08] FIGUEIRAS, J.A. Ultimate Load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells. Swansea. Ph.D. Thesis, - Department of Civil Engineering, University College of Swansea, 1983.
- [09] OLIVEIRA, W.L.; BECK, A.T.; EL DEBS, A.L.H.C. Safety evaluation of circular concrete-filled steel columns de-signed according to Brazilian building code NBR 8800:2008, *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol.1, p. 212-236.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 435 (1984). Allowable Deflections. Detroit. (ACI 435.3R-68, revised 1984).
- [11] ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58. US National Bureau of Standard Special Publication 577, Washington, D.C., 1980.
- [12] BECK, A.T.; SOUZA JR., A.C.S. A First Attempt Towards Reliability-based Calibration of Brazilian Structural Design Codes, *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, Vol. 32, No.2, p 119-127, 2010.
- [13] MELCHERS, R.E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, 2nd Edition, John Wiley and Sons, NY, 1999.