



Consideração da Ação Sísmica no Projeto de Pontes Rodoviárias Típicas do Brasil

José Aragão da Silva Filho¹, Joaquim Eduardo Mota²

¹ Universidade Federal do Ceará / Eng. Civil-2017 / aragao121@hotmail.com

² Universidade Federal do Ceará / Professor do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil / jemota@fortalnet.com.br

Resumo

O Brasil possui regiões com sismicidade não desprezível, caso de parte das regiões Nordeste, Norte e Centro-Oeste, o que torna importante verificar a influência desta nos projetos estruturais ali desenvolvidos. A norma brasileira que trata deste assunto, a NBR 15421:2006, não se aplica às pontes, obras com grande importância na infraestrutura do país. O problema tem sido contornado com a utilização de normas internacionais que contemplem esta situação específica das pontes. O presente trabalho busca avaliar o impacto da consideração da ação sísmica no projeto de pontes rodoviárias, em concreto armado, típicas do Brasil. Para a aplicação desta ação, utilizou-se a análise pelo método espectral, trabalhando-se com espectros de resposta, construídos segundo a norma brasileira, referentes às regiões de maior sismicidade do país. Para a obtenção dos valores finais dos esforços, utilizou-se os coeficientes γ_1 e q presentes na norma europeia, EUROCODE 8 (2005), ao invés dos fatores I e R da norma brasileira, respectivamente, pois possuem equivalência no conceito e na aplicação. Isto possibilitou a inclusão de características específicas de importância e de comportamento das estruturas em estudo. A modelagem das estruturas escolhidas foi feita pelo método dos elementos finitos com o uso do software CSI BRIDGE[®]. Uma modelação mais simplificada, considerando o tabuleiro como diafragma rígido, também se mostrou eficaz na representação do problema. Após as análises, foram feitas comparações entre a força total na base produzida pela ação sísmica e pela ação do vento aplicada de forma estática. Constatou-se que, em algumas regiões do Brasil, a ação sísmica é mais determinante do que a ação do vento no dimensionamento final das estruturas estudadas.

Palavras-chave

Pontes rodoviárias; Ação sísmica.

Introdução

Os estudos para a inclusão dos efeitos das ações sísmicas nos projetos de estruturas usuais da construção civil são recentes no Brasil. Isto se deve à maior estabilidade do território brasileiro se comparado a outros países da América do Sul, principalmente os localizados na região andina. Geograficamente, o país se encontra na região central da placa Sul-Americana, que, devido à sua extensão, torna o país distante das bordas ativas da mesma. Todavia, devido à complexidade das regiões intraplacas, não é possível descartar a possibilidade de sismos fortes no Brasil, o que provocou o surgimento da

NBR 15421:2006 com o objetivo de adicionar exigências, em relação à estas ações, nos projetos desenvolvidos no país.

É importante salientar que, para as pontes, a NBR 15421:2006 não é aplicável. Torna-se importante o estudo destas para a futura adequação da norma, já que a mesma classifica algumas regiões do Brasil dentro de zonas que possuem risco sísmico significativo. O trabalho resume o projeto de graduação do autor, desenvolvido na Universidade Federal do Ceará.

Análise espectral segundo a NBR 15421:2006

As equações para a construção do espectro da norma brasileira para as três faixas de períodos são dadas pelas equações (1) a (3):

$$S_a(T) = a_{gs0} (18,75 \cdot T \cdot C_a / C_v + 1,0), \text{ válida para a faixa } (0 \geq T \leq C_v / C_a \cdot 0,08) \quad (1)$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0}, \text{ válida para a faixa } (C_v / C_a \cdot 0,08 \geq T \leq C_v / C_a \cdot 0,04) \quad (2)$$

$$S_a(T) = a_{gs1} / T, \text{ válida para a faixa } (T \geq C_v / C_a \cdot 0,04) \quad (3)$$

Ressalta-se que neste espectro é considerada uma taxa de amortecimento de 5%. Na Figura 1, apresenta-se o espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2006.

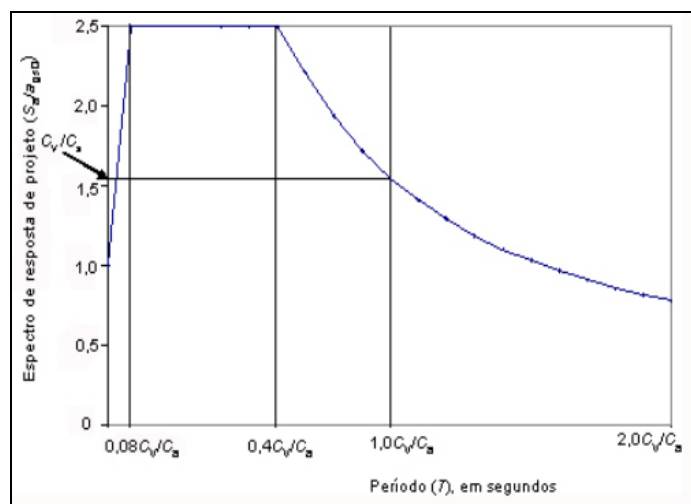


Figura 1 – Espectro de resposta presente na norma brasileira. Fonte: NBR 15421:2006.

A norma brasileira é a responsável por definir a aceleração característica de projeto, a_g , a partir do zoneamento sísmico do país. Esta é normalizada para terrenos da Classe B. Além disto, o período de retorno das ações é de 475 anos.

As grandezas a_{gs0} e a_{gs1} , como definido em norma, são as acelerações presentes no espectro de resposta de projeto referentes aos períodos de 0s e 1s, respectivamente. São definidas a partir das equações (4) e (5):

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (4)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g$$

(5)

Pode-se observar que estas acelerações são as de projeto, definida anteriormente, modificadas pelos fatores de amplificação C_a e C_v , que buscam representar a influência do solo sobre estas ações.

Um ponto importante é o relacionado a obtenção dos valores finais das forças, momentos e reações de apoio. Para estes esforços, ao final da aplicação dos espectros de resposta, deverão ser considerados os fatores I e R. A consideração destes é feita a partir da multiplicação dos esforços obtidos pelo valor I/R.

O fator de importância de utilização (I) categoriza as estruturas pelo grau de importância delas no ambiente onde se encontram, aumentando as exigências com relação as ações que devem suportar durante sua vida útil.

De acordo com Lima e Santos (2008, p. 142), “[...] Os coeficientes de modificação da resposta (R) representam a capacidade do sistema estrutural continuar se deformando no regime não-linear, sem substancial aumento das respectivas forças elásticas equivalentes.” Desta forma o fator R liga-se diretamente a capacidade de dissipação de energia da estrutura. É importante ressaltar que sua utilização garante a redução das ações sísmicas e está ligada aos cuidados durante o dimensionamento, com a geração de mecanismos que promovam um aumento da ductilidade da estrutura.

Eurocode 8 (2005)

O espectro possui a mesma forma de construção tanto para edifícios como para pontes nesta norma, com a mudança dos valores de apenas dois parâmetros, γ_I (Coeficiente de importância) e q (Coeficiente de comportamento), que carregam características específicas de cada estrutura durante um evento sísmico. Estes possuem equivalência conceitual e de aplicação com os parâmetros I e R, respectivamente. Isto torna possível a utilização do espectro de resposta da NBR 15421:2006 na extração das forças sísmicas em estruturas de pontes com a aplicação destes novos valores calibrados para o tipo de estrutura aqui estudado. Os valores para estes coeficientes são apresentados nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1 – γ_I . Fonte: Eurocode 8 (2005).

Categoria de importância	Fator de importância (γ_I)
Maior que a média	0,85
Média	1,0
Menor que a média	1,3

**Tabela 2 – Alguns valores máximos do coeficiente de comportamento (q).
Fonte: Eurocode 8 (2005).**

Tipo de elemento	Comportamento sísmico	
	Ductilidade limitada	Dúctil
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5 (α_S)
Pilares inclinados em flexão	1,2	2,1 (α_S)

$\lambda(\alpha_s)$ é dado pelas expressões (6) a (8):

$$\lambda(\alpha_s) = 1 \text{ para } \alpha_s \geq 3 \quad (6)$$

$$\lambda(\alpha_s) = (\alpha_s/3)^{1/2} \text{ para } 1 \leq \alpha_s < 3 \quad (7)$$

$$\alpha_s = L_s/h \quad (8)$$

Onde:

L_s é a distância entre a rótula plástica e a seção de momento nulo;
 h é a altura da seção no plano de flexão.

Pontes analisadas

Dois tipos de pontes de concreto armado foram analisados, com vãos de 20 metros e balanços de 5 metros. Estas são apresentadas na Figura 2.

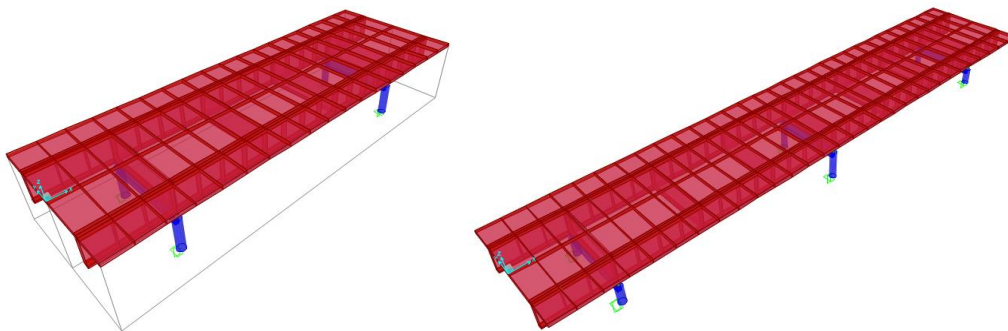


Figura 2 – Pontes tipo 1 (esq.) e Pontes tipo 2 (dir.). Fonte: Elaborada pelo autor.

Os dois tipos possuem a mesma seção transversal apresentada na Figura 3 (dimensões em metros). As longarinas possuem 1,90 m de altura.

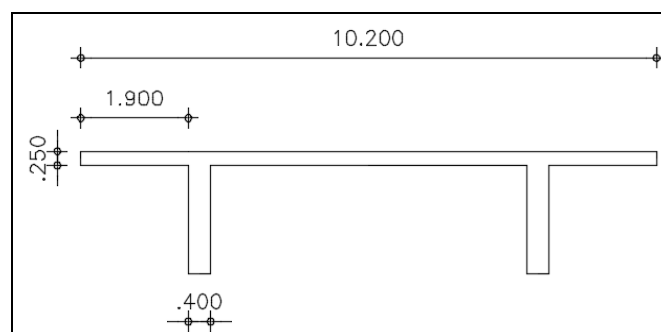


Figura 3 – Seção transversal considerada. Fonte: Elaborada pelo autor.

Estudou-se três configurações diferentes de pilares por tipo. Para o tipo 1, os valores são apresentados na Tabela 3. Para os três casos, os pilares recebem em sua extremidade superior um aparelho de apoio de neoprene com: altura de borracha de 2,4 cm; base de 45 cm x 60 cm; módulo de elasticidade transversal (G_n) de 1000 kN/m². As transversinas do apoio possuem seção de 0,30 m x 1,63 m e as do vão (duas por vão) de

0,25 m x 1,68 m. Os pilares são distanciados de 6 m no sentido transversal, possuindo uma viga de ligação com seção de 0,25 m x 1 m.

Tabela 3 – Pilares e seus respectivos diâmetros (tipo 1). Fonte: Elaborada pelo autor.

Casos	Altura dos pilares (m)	Diâmetro dos pilares (m)
1.1	3	0,6
1.2	5	0,7
1.3	7	0,8

Para o tipo 2, os valores são apresentados na Tabela 4. Para os três casos, os pilares extremos recebem em sua extremidade superior um aparelho de apoio de neoprene com: altura de borracha de 3,2 cm; base de 45 cm x 60 cm; módulo de elasticidade transversal (G_n) de 1000 kN/m². Para os aparelhos de apoio localizados nos pilares centrais, mudou-se apenas a base para 50 cm x 60 cm. As transversinas do apoio possuem seção de 0,30 m x 1,63 m e as do vão (duas por vão) de 0,25 m x 1,58 m. A distância entre os pilares no sentido transversal e as dimensões das vigas de ligação são as mesmas presentes nas pontes tipo 1.

Tabela 4 – Pilares e seus respectivos diâmetros (tipo 2). Fonte: Elaborada pelo autor.

Casos	Altura dos pilares extremos (m)	Altura dos pilares centrais (m)	Diâmetro dos pilares (m)
1.1	2	3	0,6
1.2	3,5	5	0,7
1.3	5	7	0,8

Os pilares foram considerados engastados em suas bases. O concreto utilizado possui F_{ck} de 20 MPa.

Regiões escolhidas e tipo de solo

A partir do zoneamento sísmico, fornecido pela norma brasileira, e dos estudos de Santos et al. (2010), foram definidas as acelerações sísmicas horizontais (a_g) extremas de cada zona onde parte das regiões Nordeste, Norte e Centro-Oeste, locais de maior sismicidade do país, estão localizadas (0,05g, 0,10g e 0,15g, respectivamente) para a construção dos espectros de resposta utilizados na análise desenvolvida. O tipo de solo escolhido foi rocha (classe B).

Metodologia de análise

O Eurocode 8 (2005) serviu como apoio para a aplicação da ação sísmica. Utilizou-se, desta maneira, os coeficientes γ_I e q para aumento e redução, respectivamente, dos esforços produzidos pela aplicação do espectro de resposta da NBR 15421:2006 da mesma maneira como são aplicados os coeficientes I e R. Considerou-se o valor de γ_I igual a 1,0, classe de importância média.

Appleton (2013, p. 734) afirma que, “[...] Nos casos em que a estrutura se localiza em zonas de baixa sismicidade, não se justifica explorar ductilidades elevadas, não só pelo fato da ação ser baixa como, também, pelo facto do dimensionamento ser, em geral, condicionado pela ação do vento.” Desta forma, utilizou-se o fator q igual a 1,50, sendo este o limite máximo para a consideração de ductilidade limitada segundo o Eurocode 8 (2005). Isto foi feito buscando-se avaliar condições de detalhamento usual, mas com certa capacidade dúctil, pois mesmo que o comportamento seja essencialmente elástico, as estruturas apresentam sempre, segundo Appleton (2013, p.749), “[...] sobrerresistências associadas à diferença entre as resistências de cálculo e as resistências reais e à pormenorização de armaduras que conduz, em geral, a quantidades de armadura superiores às efetivamente necessárias.” Foi verificado se, com estas considerações, a ação do vento tem efeito predominante em relação às ações sísmicas.

A ação do vento foi aplicada de forma estática nas estruturas estudadas, com valor característico igual a 1 kN/m², na área compreendida entre o comprimento total da ponte e a base das longarinas até 2 metros acima da pista de rolamento. Esta ação foi majorada, para efeito de comparação, pelo valor de 1,4, situação que considera esta como ação variável principal na combinação última normal. A ação sísmica foi aplicada sem majoração, como indicado na combinação última excepcional.

Tanto o vento como o sismo foram aplicados apenas no sentido transversal das pontes. Para a aplicação da análise dinâmica por espectro de resposta, escolhida no caso sísmico, foram utilizados os três primeiros modos de vibração, combinados pelo método CQC, seguindo as recomendações relativas a massa efetiva durante a análise. Considerou-se apenas o peso próprio da estrutura. O módulo de elasticidade do concreto durante as análises foi considerado igual ao módulo de elasticidade inicial.

Efetou-se as análises em modelos numéricos de elementos finitos no software comercial CSI bridge[®]. Modelos dinâmicos simplificados com três graus de liberdade também foram testados com uso de planilhas de cálculo para verificar sua capacidade de oferecer resultados satisfatórios.

Durante a construção da planilha considerou-se o tabuleiro como uma placa com comportamento de corpo rígido, ou seja, com rigidez infinita no seu plano. Desta forma o tabuleiro possui apenas movimentos de corpo rígido: translação (em torno dos eixos x e y) e rotação (em torno do eixo z). Longitudinalmente e transversalmente, considerou-se os pilares como molas que restringem a livre movimentação do tabuleiro. Foi considerada na análise dinâmica apenas as massas e inércias de massa da laje do tabuleiro, das transversinas do apoio, das transversinas do vão e das longarinas.

Para a verificação dos resultados fornecidos pela planilha, estes foram comparados com os valores dos períodos relativos aos três primeiros modos extraídos pelo software.

Resultados

Para as pontes em estudo, os valores das forças totais na base, no sentido transversal, geradas por cada ação, no programa CSI bridge[®], podem ser verificadas nas Tabelas 5 e 6. Nas Figuras 4 e 5 são mostrados os mesmos valores em forma de gráfico para melhor visualização da relação entre os resultados.

Tabela 5 – Forças totais na base – Pontes tipo 1. Fonte: Elaborada pelo autor.

Casos	Vento (kN)	Espectro de resposta – 0,05g (kN)	Espectro de resposta – 0,10g (kN)	Espectro de resposta – 0,15g (kN)
1.1	174,3	193,68	387,36	581,03
1.2	174,3	176,09	352,18	528,26
1.3	174,3	161	322,01	483,01

Tabela 6 – Forças totais na base – Pontes tipo 2. Fonte: Elaborada pelo autor.

Casos	Vento (kN)	Espectro de resposta – 0,05g (kN)	Espectro de resposta – 0,10g (kN)	Espectro de resposta – 0,15g (kN)
2.1	290,5	279,84	556,68	839,52
2.2	290,5	266,14	532,28	798,42
2.3	290,5	252,82	505,63	758,45

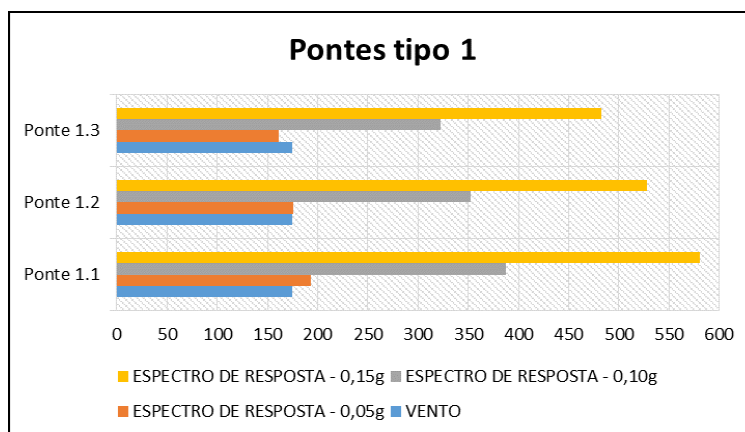


Figura 4 – Forças totais na base (kN) – Pontes tipo 1. Fonte: Elaborada pelo autor.

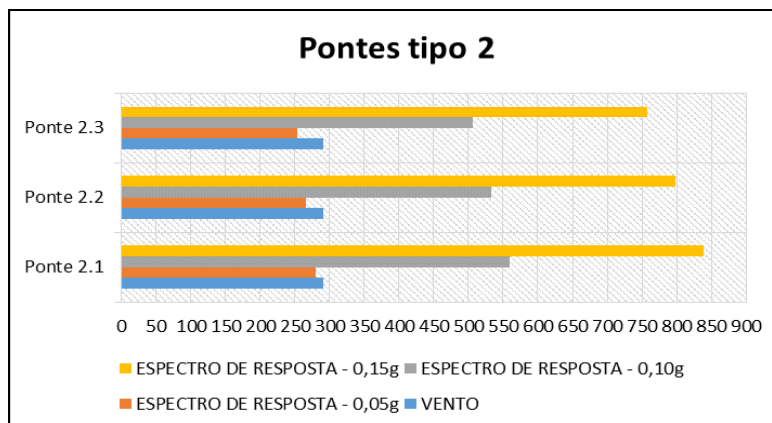


Figura 5 – Forças totais na base (kN) – Pontes tipo 2. Fonte: Elaborada pelo autor.

Para as pontes tipo 1 e 2, as ações sísmicas foram superiores ao vento nos casos 1.3, 2.1, 2.2 e 2.3, apenas durante a aplicação do espectro de resposta - 0,05g. Observa-se a proximidade de valores obtidos com este espectro e a ação do vento e é possível inferir

que um adequado detalhamento, que busque garantir condições de boa ductilidade nos pilares, é suficiente para a segurança em relação a ação sísmica em zonas como a 0 e 1 (grande parte do país).

Destacam-se os valores obtidos durante aplicação do espectro de resposta com aceleração de 0,10g e 0,15g. Para estas zonas (zona 3 e 4) e parte da zona 2, a influência sísmica é bastante superior à do vento (locais com maior sismicidade do país). Torna-se assim necessário um maior controle na execução do projeto destas estruturas, com a inclusão de mecanismos que garantam um melhor comportamento sísmico como: formação de rótulas plásticas nos pilares, introdução de equipamentos dissipadores de energia, isolamento da base do tabuleiro.

Em todas as análises efetuadas é possível perceber a grande influência dos três primeiros modos de vibração e que estes foram suficientes para suprir as exigências relativas à inclusão de, no mínimo, 90% da massa total da estrutura. Na Tabela 7 são expostos os somatórios dos fatores de participação modal extraídos do programa CSI bridge® em cada sentido para cada caso estudado.

Tabela 7 – Fatores de participação de massa. Fonte: Elaborada pelo autor.

Ponte	Sentido longitudinal	Sentido transversal	Rotação em Z
1.1	0,985	0,976	0,970
1.2	0,990	0,977	0,972
1.3	0,965	0,955	0,943
2.1	0,981	0,977	0,971
2.2	0,983	0,974	0,966
2.3	0,976	0,964	0,960

As tabelas abaixo trazem os períodos relativos aos três primeiros modos obtidos com a utilização da planilha de cálculo e do CSI bridge®. É possível perceber a proximidade dos valores, com erros entre estes menores que 10%, o que mostra a possibilidade de utilização deste tipo de modelagem simplificada. É importante destacar o aumento dos erros com o aumento da altura dos pilares

Tabela 8 – Ponte 1.1. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	0,696	Longitudinal	0,717	Longitudinal	2,99
T ₂	0,585	Transversal	0,600	Transversal	2,41
T ₃	0,523	Rotação em Z	0,527	Rotação em Z	0,74

Tabela 9 – Ponte 1.2. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	0,875	Longitudinal	0,907	Longitudinal	3,57
T ₂	0,643	Transversal	0,670	Transversal	4,09
T ₃	0,576	Rotação em Z	0,591	Rotação em Z	2,55

Tabela 10 – Ponte 1.3. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	1,025	Longitudinal	1,067	Longitudinal	3,86
T ₂	0,696	Transversal	0,749	Transversal	7,08
T ₃	0,625	Rotação em Z	0,661	Rotação em Z	5,48

Tabela 11 – Ponte 2.1. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	0,728	Longitudinal	0,750	Longitudinal	2,89
T ₂	0,672	Transversal	0,692	Transversal	2,87
T ₃	0,601	Rotação em Z	0,614	Rotação em Z	2,18

Tabela 12 – Ponte 2.2. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	0,832	Longitudinal	0,861	Longitudinal	3,33
T ₂	0,704	Transversal	0,733	Transversal	3,86
T ₃	0,620	Rotação em Z	0,640	Rotação em Z	2,99

Tabela 13 – Ponte 2.3. Fonte: Elaborada pelo autor.

Período	Planilha (s)	Sentido principal do modo	CSI bridge® (s)	Sentido principal do modo	Erro (%)
T ₁	0,926	Longitudinal	0,961	Longitudinal	3,58
T ₂	0,736	Transversal	0,781	Transversal	5,76
T ₃	0,641	Rotação em Z	0,672	Rotação em Z	4,58

Conclusões

Verificou-se que, nas regiões de maior sismicidade do país, a ação sísmica é significativa durante o projeto. Além disto, verificou-se a possibilidade de utilização de um modelo simplificado com três graus de liberdade para representação dos modelos de pontes aqui apresentados, com a presença de erros entre os valores obtidos com a planilha desenvolvida e um modelo computacional, construído a partir de elementos finitos, menores que 10%.

Para as zonas 0 e 1 verificou-se que a presença de um detalhamento da estrutura essencialmente elástico, mas com ductilidade que, em geral, é garantida atualmente por processos como diminuição das resistências dos materiais durante os cálculos e o detalhamento especial das armaduras, é, na maioria dos casos estudados, suficiente para a acomodação da ação sísmica. Para as zonas 4, 3 e parte da 2, estas ações devem ser



analisadas com maior critério, pois são bem mais influentes do que o vento no projeto final da estrutura. Assim, uma futura adequação da norma brasileira deve estabelecer requisitos obrigatórios para a devida segurança das pontes nestes locais, levando em consideração aspectos como localização dos mecanismos para dissipação de energia, necessidade da presença de amortecedores viscosos em casos mais extremos (obras localizadas na zona 4), por exemplo.

Referências

- APPLETON, Júlio. Estruturas de betão. 1. ed. Lisboa: Orion, 2013.
- ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. 2013. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 15421, Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, EN 1998-1:2004 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, ECS. Brussels, 2004.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, EN 1998-2:2005 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges, ECS. Brussels, 2005.
- LIMA, Silvio S.; SANTOS, Sérgio Hampshire C. Análise dinâmica das estruturas. 1. ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda., 2009. 192 p.
- MOTA, J.E. Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- PAZ, Mario; LEIGH, William. Structural dynamics: Theory and computation. 5. ed. Boston: Kluwer Academic Publishers, 2004.
- SANTOS S. H. C.; LIMA S. S; SILVA F. C. M. Risco sísmico na região nordeste do Brasil. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, vol. 3, n. 3, p. 374-389, set. 2010.
- SORIANO, Humberto Lima. Introdução à dinâmica das estruturas. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.