

Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures

Análise comparativa das considerações normativas para dimensionamento e detalhamento sísmico de estruturas de concreto armado

R. A. RODRIGUES^a
rrodrigues@usp.br

<https://orcid.org/0000-0002-7520-6367>

C. E. N. MAZZILLI^a
cenmazzi@usp.br

<https://orcid.org/0000-0003-0766-2317>

T. N. BITTENCOURT^a
tbitten@usp.br

<https://orcid.org/0000-0001-6523-2687>

Abstract

The main objective of this work is to carry out a comparative analysis between the methods and provisions of the Brazilian code ABNT NBR 15421:2006 and those of the ASCE/SEI 7 and the Eurocode 8, on the seismic design of structures. The similarities and differences between these standards, as far as the application of the Equivalent Lateral Forces method (ELFM) and the Response Spectrum method (RSM) are concerned, will be addressed. The responses will be evaluated for a case study that will be modelled by the SCIA Engineer 17 software. This paper also presents some comments on the detailing of reinforced concrete structures to ensure a good performance under seismic loading, allowing for a more favourable interpretation of the seismic analysis results.

Keywords: seismic analysis, response spectrum, ABNT NBR 15421:2006, Eurocode 8, ASCE/SEI 7.

Resumo

O objetivo principal deste trabalho é fazer uma análise comparativa entre os métodos e considerações da norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 e as provisões do ASCE/SEI 7 e do Eurocódigo 8, quanto ao dimensionamento sísmico de estruturas. São verificadas as similaridades e as diferenças entre as instruções normativas, quanto à aplicação do Método das Forças Equivalentes (MFE) e do Espectro de Resposta (MER). Os resultados serão avaliados por meio de um estudo de caso que será processado com auxílio do programa computacional SCIA Engineer 17. O artigo também apresenta alguns comentários sobre o detalhamento de estruturas de concreto armado que visam a garantir um bom desempenho sísmico, possibilitando uma interpretação mais favorável dos resultados sísmicos analisados.

Palavras-chave: análise sísmica, espectro de resposta, ABNT NBR 15421:2006, Eurocódigo 8, ASCE/SEI 7.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

A América do Sul é uma região do globo terrestre com graus de sismicidade bastante heterogêneos. A borda oriental está inserida em uma região interna da placa tectônica, o que garante maior estabilidade e consequente redução na influência das atividades sísmicas. Já a borda ocidental possui grande atividade sísmica, por estar localizada na divisa entre placas. Essa disposição, de certa forma, justifica o fato de os países localizados na região oeste da América do Sul possuírem normas para projeto sísmico há algumas décadas, enquanto no Brasil apenas em 2006 ter sido aprovada a ABNT NBR 15421:2006 [1], que define os procedimentos para projetar edificações em regiões sísmicas.

Conforme é possível se perceber da Figura 1, a influência dos eventos sísmicos no Brasil, na América do Norte e na Europa são consideravelmente diferentes, fato que fica bastante evidenciado nas premissas das normas sísmicas de cada região. Ainda assim, existem bastantes considerações similares, que serão exploradas na sequência.

A norma brasileira apresenta um mapeamento de acelerações sísmicas no país bastante condizente com o estudo apresentado na Figura 1, permitindo o entendimento de que o risco de danos sísmicos no Brasil é quase nulo. Entretanto, estudos mais recentes desenvolvidos pela Universidade de São Paulo, disponíveis em <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>, alertam para a necessidade de atualização desse mapeamento. A NBR dispensa a análise sísmica para zonas com acelerações sísmicas características de projeto inferiores a 0,025g e requer uma verificação bastante simples para acelerações entre 0,025g e 0,05g, enquanto o Eurocódigo 8 [2] permite que não seja feita nenhuma verificação para acelerações de cálculo inferiores a 0,05g. A norma americana ASCE/SEI 7 [3], diferentemente das demais, utiliza um mapeamento de espectro de resposta de

acelerações e categorias de importância para definir categorias de risco para as estruturas, que são definidas de “A” a “F”, dispensando a análise sísmica para a primeira categoria definida (A).

A seção 2 apresenta de forma generalizada os objetivos e os critérios adotados pelas três normas. Considerando a grande diferença na quantidade e na magnitude dos eventos sísmicos que ocorrem no Brasil, na Europa e nos Estados Unidos, é certo que nas normas internacionais existe uma quantidade sensivelmente maior de informações, limitações e instruções para as considerações a serem feitas. Neste artigo, serão apresentadas as premissas que ocorrem nas três normas, para que possam ser comparadas.

A seção 3 mostra um estudo comparativo entre os parâmetros adotados pela ABNT NBR 15421:2006 [1], ASCE/SEI [3] e Eurocódigo 8 [2] quanto ao MFE. Analogamente à seção 3, a seção 4 apresenta um estudo comparativo entre os parâmetros adotados pelas três normas quanto ao MER.

A seguir, na seção 5, um estudo de caso é analisado pelo MFE e pelo MER, com auxílio do software SCIA Engineer 17 [4], utilizando os parâmetros das três normas. São consideradas duas situações, uma com fundação em terreno rochoso e outra em solo menos rígido, o que permite visualizar e identificar as diferenças entre os resultados obtidos por meio de cada método, bem como as variações entre as provisões das normas.

Na seção 6 são apresentados alguns comentários sobre detalhamentos que visam a garantir um melhor desempenho sísmico para as estruturas de concreto armado, possibilitando que as estruturas se enquadrem em situações de análises mais favoráveis.

2. Conceitos gerais

O objetivo da ABNT NBR 15421:2006 [1], ASCE/SEI [3] e Eurocódigo 8 [2] é fixar, de forma complementar a outras normas de referência, os requisitos necessários para verificação da segurança

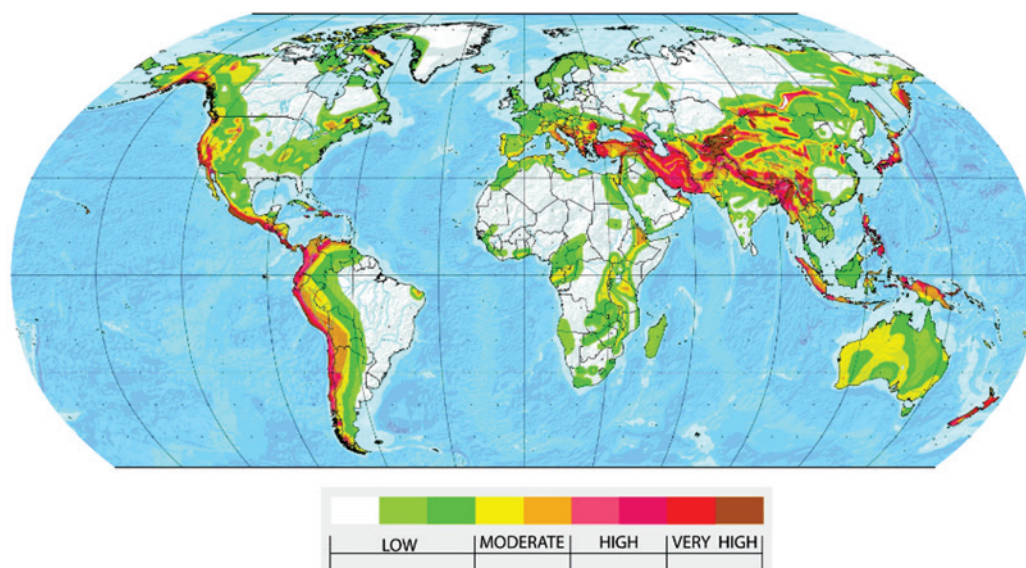


Figura 1

Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no mundo

Fonte: Global Seismic Hazard Assessment Program

Tabela 1

Coeficientes de ponderação (importância)

Categoria de utilização			Natureza da ocupação	I	I	I
NBR	ASCE	Eurocódigo		(NBR)	(ASCE)	(Eurocódigo)
-	I	I	Edifícios de menor importância (agrícolas)	-	1	0,65
I	II	II	Edifícios comuns	1	1	1
II	III	III	Edifícios mais relevantes (escolas, etc.)	1,25	1,25	1,45
III	IV	IV	Edifícios essenciais (hospitais, quartéis, etc.)	1,5	1,5	1,95

das estruturas na construção civil, definindo as características para quantificação das ações, garantindo a segurança da construção, na intenção de preservar a vida humana, reduzir os danos esperados e garantir a operacionalidade das edificações críticas, durante e após um evento sísmico. Entretanto, a NBR abrange apenas as estruturas usuais, construídas de forma convencional, enquanto o Eurocódigo e a ASCE possuem as disposições gerais que são válidas para a maior parte das construções, assim como as disposições específicas para pontes, viadutos, silos, chaminés, dentre as não prediais. Nenhuma dessas normas abrange as estruturas especiais de centrais nucleares, estruturas *offshore* e grandes barragens. Neste artigo, serão abordados principalmente os conceitos referentes aos edifícios em concreto armado.

Quanto às considerações probabilísticas dos carregamentos sísmicos, as normas brasileira e europeia consideram um período de retorno de 475 anos (equivale a uma probabilidade de 10% do sismo de projeto ser excedido em 50 anos) para o estado limite último e de deslocamentos excessivos, sendo que na norma europeia é exigida uma análise adicional quanto aos requisitos de limitação de danos, adotando-se um período de retorno de 95 anos. A norma norte-americana faz referência a um aplicativo, encontrado em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps> [6], onde são disponibilizados os parâmetros sísmicos para calibração do espectro, que por sua vez, adotam um período de retorno de 2475 anos, analogamente baseados em uma probabilidade de 2% de exceder o sismo de projeto em 50 anos.

As três normas trabalham com um coeficiente de importância de forma a classificar o risco e o dano potencial das estruturas analisadas. As categorias de importância adotadas são bastante similares, entretanto, o Eurocódigo admite dois conjuntos distintos de coeficientes, em virtude da existência de mais de uma origem sísmica na região europeia. Neste estudo, será considerado o conjunto de parâmetros adotados para o que, no Eurocódigo 8 [2], denomina-se como “Tipo 1”, pois esta origem sísmica é a que mais se assemelha às demais consideradas. A Tabela 1 apresenta o comparativo entre os coeficientes de importância mencionados. Não é plausível considerar que as estruturas trabalhem em regime elástico durante um evento sísmico, portanto, as normas consideram coeficientes de modificação de resposta (redução de esforços e ampliação dos deslocamentos), que levam em conta o regime não linear de cada sistema estrutural. A Tabela 2 mostra os coeficientes adotados para alguns dos principais sistemas estruturais convencionais. Os coeficientes α_u/α_1 estão definidos no item 6.3.1 do Eurocódigo 8 [2], em função do tipo específico de estrutura analisada (quantidade de pavimentos, quantidade de pórticos em planta, contraventamentos, etc.), sendo o valor final do coeficiente limitado conforme o item 6.3.2. Vale ressaltar que as normas internacionais indicam uma quantidade muito superior de sistemas estruturais, com uma descrição muito mais detalhada, permitindo a escolha de coeficientes de modificação de maneira mais precisa. Obtidos os esforços derivados da análise sísmica, pode-se aplicar a combinação sugerida nas normas, que considera tanto os

Tabela 2

Coeficientes de modificação da resposta

Sistemas estruturais (pórticos)	NBR / ASCE		EUROCÓDIGO
	Modificação resposta (R)	Amplificação deslocamentos (C_d)	Modificação da resposta e amplificação dos deslocamentos (q)
Pórtico de concreto – usual	3	2,5	3,0 α_u/α_1
Pórtico de concreto – especial	8	5,5	4,5 α_u/α_1
Pórtico de aço momento-resistente – usual	3,5	3	3,0 α_u/α_1
Pórtico de aço momento-resistente – especial	8	5,5	4,5 α_u/α_1
Pórtico de aço contraventado – usual	3,25	3,25	3,0 α_u/α_1
Pórtico de aço contraventado – especial	6	5	4,5 α_u/α_1

Tabela 3

Classificação do terreno

Classe do terreno	V _s (NBR / ASCE)	NSPT (NBR / ASCE)	V _s (EUROCÓDIGO)	NSPT (EUROCÓDIGO)
	m/s	número	m/s	número
A	V _s > 1500	-	V _s > 800	-
B	1500 > V _s > 760	-	800 > V _s > 360	N > 50
C	760 > V _s > 370	N > 50	360 > V _s > 180	50 > N > 15
D	370 > V _s > 180	50 > N > 15	V _s < 180	N < 15
E	V _s < 180	N < 15	Avaliação específica	
F (S1 E S2)	Avaliação específica			

esforços da análise sísmica quanto os demais esforços da análise estática, para obter os esforços de dimensionamento dos elementos estruturais.

As normas de que trata este artigo baseiam-se, na sua metodologia de dimensionamento, no chamado *Force-Based Design* (FBD). Embora a tendência de algumas propostas contemporâneas para dimensionamento de estruturas sismo-resistentes seja a de utilizar metodologias distintas – tais como o *Performance-Based Design* (PBD), que estabelece deslocamentos-alvo, definidos a partir de um nível de desempenho pré-estabelecido –, as referidas normas ainda não as incorporaram com a devida autonomia. Isto, aliás, é típico em termos de normas técnicas na engenharia: entre as propostas de aperfeiçoamento do estado da arte e sua efetiva incorporação ao texto das normas, há um grande lapso temporal, devido à necessária e gradual mudança cultural que se deve processar não apenas no meio técnico, como também no setor produtivo. A propósito, conforme exposto por Carvalho em [2], com referência ao Eurocódigo 8, “...the use of force-based design is well established and, as mentioned above, is adopted in EN 1998-1 as the reference method, because most of other actions with which structural designers have to cope are forces imposed to the structures. Hence within the overall design process the use of a force based approach, even for seismic actions, is very practical and attractive. Furthermore, analytical methods for a displacement based approach in seismic design are not fully developed and not familiar to the ordinary designer”. De forma apenas alternativa, o Eurocódigo 8 abre a possibilidade de uma análise não linear (*pushover*) segundo o “displacement-approach”. Ademais, embora o PBD seja mencionado no item 1.3.1.3 da norma americana ASCE/SEI 7 (2016), o próprio texto exige que os resultados obtidos sejam respaldados por análises feitas a partir dos esforços obtidos. Portanto, o PBD não será abordado neste estudo.

Segundo Arai [5], as três normas fazem menção aos princípios básicos de um projeto sismo-resistente, no qual deve ser buscada a simplicidade estrutural, a uniformidade, regularidade em planta e em elevação, rigidez bidirecional e rigidez à torção, comportamento de diafragma nos diversos pisos e fundação adequada.

A norma brasileira ABNT NBR 15421:2006 [1] cita cinco tipos de irregularidades geométricas, que são classificadas em três no plano horizontal: 1) torcional, 2) descontinuidade na trajetória de esforços no plano horizontal e 3) elementos que suportam o plano horizontal (pilares e paredes) não paralelos ao eixo vertical do sistema estrutural; e duas irregularidades geométricas verticais: 4) descontinuidade na trajetória vertical de esforços e 5) caracterização de um “pavimento fraco”, que possua resistência lateral

inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. Genericamente, a norma brasileira exige a utilização de um modelo espacial quando houver irregularidades no plano. Para estruturas com irregularidades verticais, a NBR solicita a aplicação de um coeficiente denominado de “sobre-resistência”, que atua majorando os esforços atuantes na estrutura, garantindo que seu dimensionamento gere uma estrutura com resistência mais elevada. A norma americana ASCE/SEI 7 [3] explora com muito mais detalhe as possíveis irregularidades geométricas nas estruturas, definindo criteriosamente as situações e condições onde devem ser aplicados os coeficientes de “sobre-resistência”, dentre outras limitações. Similarmente, o Eurocódigo lida com as irregularidades no plano exigindo a utilização de um modelo espacial e com as irregularidades verticais reduzindo o coeficiente de modificação da resposta, conceitualmente equivalente ao coeficiente de sobre-resistência adotado na NBR e na ASCE.

Referente aos métodos de análise, na ASCE/SEI 7 [3] permite-se a utilização do MER ou de uma análise no domínio do tempo para qualquer sistema estrutural. O MFE é permitido para todas as estruturas nas categorias B e C, e para as categorias D, E e F quando se tratar de:

- i. categoria de risco I ou II, até dois pavimentos;
- ii. estruturas leves (*light frame constructions*);
- iii. estruturas sem irregularidades geométricas, com período fundamental $< 3,5T_s$ (onde T_s está definido pela equação (10);
- iv. estruturas até 50m com limitações nas irregularidades geométricas.

Vale ressaltar que a NBR define como método principal o MFE, enquanto o Eurocódigo define o MER como método-base. Adicionalmente, o Eurocódigo desaconselha a utilização do MFE quando da existência de irregularidades verticais, consideração que não é feita na NBR.

Quanto às classes de definições dos terrenos, as três normas levam em consideração a velocidade de propagação das ondas secundárias (V_s) e o número de golpes no ensaio SPT. O Eurocódigo apresenta uma descrição muito mais minuciosa do tipo de formação de cada classe, entretanto os parâmetros utilizados na classificação são bastante parecidos.

Embora as classes de terreno definidas na NBR e na ASCE sejam idênticas, a norma americana exige a apresentação de um relatório geotécnico detalhado para as categorias C, D, E ou F, incluindo recomendações alusivas à fundação para mitigar os riscos analisados. A Tabela 3 apresenta o comparativo da classificação do terreno.

No Eurocódigo 8 [2], assim como na ASCE 7 [3], define-se o espectro elástico para sismo horizontal a partir de três períodos de

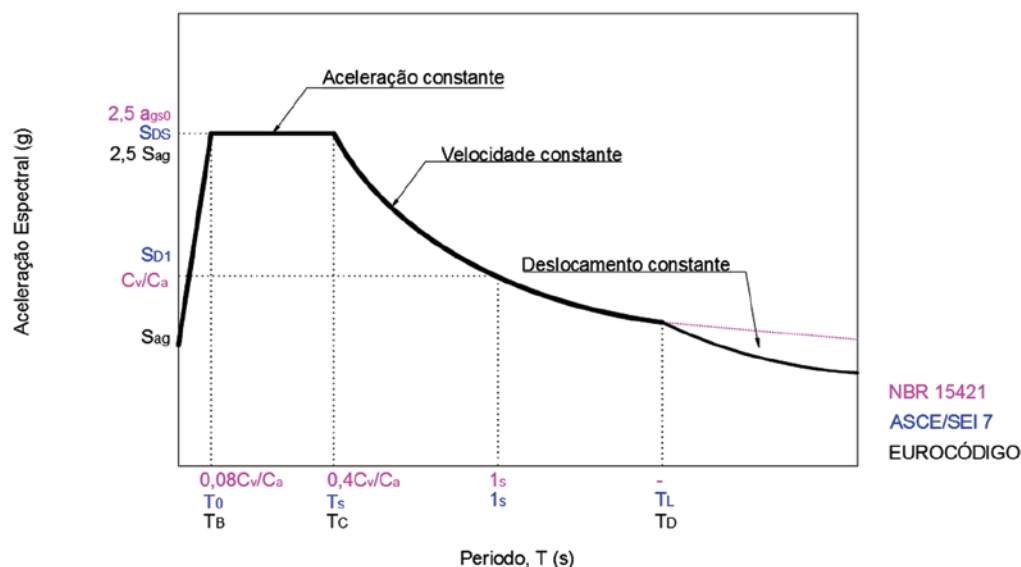


Figura 2
Espectro de resposta elástica, adaptado do Eurocódigo 8 [2]

controle e três estágios: aceleração constante, velocidade constante e deslocamento constante. Analogamente ao disposto na ABNT NBR 15421:2006 [1], as outras normas admitem uma taxa de amortecimento estrutural nominal de 5%; entretanto, o Eurocódigo considera um parâmetro que permite ajustar o espectro para situações com amortecimentos diferentes de 5%. Observe-se que a taxa de amortecimento estrutural adotada em uma análise sísmica é superior ao valor de 2% usualmente adotado para análise dinâmica de estruturas de concreto armado em regime elástico, pois, em situação sísmica, considera-se que as estruturas estejam trabalhando em regime elastoplástico e, portanto, o amortecimento estrutural equivalente deve levar em conta os efeitos inelásticos dissipativos. Isto se faz, de forma prática, com um acréscimo na taxa de amortecimento. A NBR adota basicamente as mesmas premissas da antiga norma americana UBC [7]. Assim, não é representado o estágio de deslocamento constante.

A Figura 2 representa graficamente o espectro das normas analisadas, em função dos parâmetros utilizados para defini-los. Os parâmetros para cada norma estão explicados em detalhe adiante, juntamente com as expressões que definem as curvas do gráfico. As seguintes expressões definem o espectro de projeto na ABNT NBR 15421:2006 [1]:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times (18,75 \times T \times \frac{C_v}{C_a} + 1,0) \quad (1)$$

$$\text{Para } 0,08 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = a_{gs0} \times 2,5 \quad (2)$$

$$\text{Para } T \geq 0,4 \frac{C_v}{C_a} \quad S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (3)$$

onde:

$$a_{gs0} = C_a \times a_g;$$

$$a_{gs1} = C_v \times a_g.$$

Os parâmetros a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para um período de zero e um segundos, respectivamente, obtidas em

função da aceleração característica de projeto a_g . Os parâmetros C_a e C_v (fatores de amplificação no solo para os respectivos períodos de zero e um segundos) são definidos na Tabela 3 da ABNT NBR 15421:2006 [1], em função da classe do terreno e da aceleração característica definida pela zona sísmica onde a estrutura está situada. O período natural “T” é o período de cada modo de vibração da estrutura analisada, em segundos.

A ASCE/SEI 7 [3] define o máximo terremoto considerado – *maximum considered earthquake* (MCE) – através dos parâmetros:

$$S_{ms} = F_a \times S_s$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1 \quad (4)$$

onde:

F_a e F_v são os coeficientes de ponderação no solo, definidos nas tabelas 11.4-1 e 11.4-2 da ASCE/SEI / [3], que estão apresentados na Tabela 5; S_s e S_1 são os parâmetros de resposta de aceleração espectral para os períodos de 0,2 e um segundos, respectivamente, que após ajustados pelos coeficientes de ponderação no solo, dão origem aos parâmetros S_{ms} e S_{m1} . Os parâmetros S_s e S_1 são fornecidos pelos mapas detalhados, que podem ser encontrados em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>.

Para a caracterização do espectro de projeto, são necessários os parâmetros S_{DS} e S_{D1} , que são definidos, respectivamente, por $\frac{2}{3} \times S_{ms}$ e $\frac{2}{3} \times S_{m1}$, apresentados na equação (4).

As seguintes expressões definem o espectro de projeto na ASCE:

$$\text{Para } T < T_0 \quad S_a(T) = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (5)$$

$$\text{Para } T_0 \leq T \leq T_s \quad S_a(T) = S_{DS} \quad (6)$$

$$\text{Para } T_s \leq T \leq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (7)$$

$$\text{Para } T \geq T_L \quad S_a(T) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (8)$$

onde:

S_a é a aceleração espectral para cada período definido T (em s).

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{D1}}{S_{D5}} \quad (9)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{D5}} \quad (10)$$

T_L = período de transição apresentado nas figuras 22-12 a 22-16 da ASCE/SEI 7 [3].

Considerando que a Europa se encontra em uma região com ocorrências sísmicas de fontes variadas, o Eurocódigo define dois espectros de projeto típicos, segundo Arai [5]: Tipo 1 para regiões de magnitudes superiores a 5,5 e Tipo 2 para regiões inferiores a 5,5. O espectro é então definido pelas seguintes expressões:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_B \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (11)$$

$$\text{Para } T_B \leq T \leq T_C \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (12)$$

$$\text{Para } T_C \leq T \leq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T} \geq 0,2 a_g \quad (13)$$

$$\text{Para } T \geq T_D \quad S_{a,d}(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \geq 0,2 a_g \quad (14)$$

sendo:

$S_{a,d}$ a ordenada referente ao espectro de acelerações de cálculo adotado;

S, T_B, T_C e T_D são definidos nos quadros 3.2 e 3.3 do Eurocódigo 8 [2] e apresentados na Tabela 4;

a_g é a aceleração de cálculo à superfície, derivada da aceleração característica a_{gr} , definida pelo zoneamento sísmico disponível pelo Anexo Nacional de cada país.

A NBR e a ASCE admitem que as respostas obtidas pelo espectro de resposta devam ser ajustadas mediante os coeficientes de modificação da resposta, apresentados na Tabela 2. O Eurocódigo leva em consideração o coeficiente de modificação da resposta

(q) já embutido nas expressões (11) a (14). Portanto, o espectro já fornece os resultados compatibilizados.

3. Método das forças laterais equivalentes

AABNT NBR 15421:2006 [1] adota este como o método de análise principal e permite sua utilização para todas as estruturas às quais a norma faz referência. O Eurocódigo 8 [2], entretanto, limita sua utilização a estruturas que possuam uniformidade em elevação e que possuam períodos fundamentais inferiores a $4 \times T_C$ ou 2s.

A norma brasileira define o MFE pelas seguintes expressões, baseadas nos parâmetros do espectro de resposta e nos coeficientes de importância e de modificação de resposta, definidos no item 2 (válidas para cada direção analisada):

Força horizontal na base:

$$H = C_s \times W \quad (15)$$

C_s é o coeficiente de resposta sísmica, dado por:

$$C_s = \frac{2,5 \times \frac{a_{gs0}}{g}}{\frac{R}{T}} \quad \text{limitado a } 0,01 < C_s < \frac{2,5 \times \frac{a_{gs1}}{g}}{T \times \frac{R}{T}} \quad (16)$$

As variáveis utilizadas são as definidas no item 2, sendo W o peso total da estrutura e o período T podendo ser definido pelo período de vibração fundamental da estrutura em segundos, relativo ao primeiro modo de vibrar na direção analisada, ou pela simplificação a seguir:

$$T = C_t \times h^z \quad (17)$$

onde h é a altura em metros da estrutura acima da base, com os parâmetros “ C_t ” e “ z ” definidos pela Tabela 5.

A força horizontal total na base (H) é distribuída verticalmente,

Tabela 4

Parâmetros para espectro de projeto

Classe do terreno (V _s)	ASCE/SEI 7										
	Parameter F _a					Parameter F _v					
	S _s					S ₁					
	0,25	0,5	0,75	1	> 1,25	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	> 0,6
V _s > 1500	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
V _s > 800	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
V _s > 370	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
V _s > 180	1,6	1,4	1,2	1,1	1	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
V _s < 180	2,4	1,7	1,3	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	4,2	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8	ASCE 11.4.8

Classe do terreno (V _s)	NBR				EUROCÓDIGO							
	C _a		C _v		Tipo 1				Tipo 2			
	a _g				S	T _B	T _C	T _D	S	T _B	T _C	T _D
	< 0,1	0,15	< 0,1	0,15								
V _s > 1500	0,8	0,8	0,8	0,8	–	–	–	–	–	–	–	–
V _s > 800	1	1	1	1	1	0,15	0,4	2	1	0,05	0,25	1,2
V _s > 370	1,2	1,2	1,7	1,7	1,2	0,15	0,5	2	1,35	0,05	0,25	1,2
V _s > 180	1,6	1,5	2,4	2,2	1,15	0,2	0,6	2	1,5	0,1	0,25	1,2
V _s < 180	2,5	1,1	3,5	3,4	1,35	0,2	0,8	2	1,8	0,1	0,3	1,2

Tabela 5

Coeficientes “C_t” e “z”

Tipo de estrutura	NBR / ASCE		EUROCÓDIGO	
	C _t	z	C _t	z
Pórtico de aço momento-resistente	0,0724	0,8	0,085	0,75
Pórtico de concreto	0,0466	0,9	0,075	0,75
Pórtico de aço contraventado	0,0731	0,75	0,075	0,75
Outras estruturas	0,0488	0,75	0,05	0,75

entre as várias elevações “x” da estrutura, conforme a expressão abaixo:

$$F_x = C_{vx} \times H \quad (18)$$

onde o coeficiente C_{vx} considera o peso e a altura “x” em relação à base, para o pavimento a ser carregado.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (19)$$

sendo W_x o peso efetivo correspondente ao piso da elevação “x” analisada, h_x a distância do piso da elevação “x” em relação à base, W_i e h_i análogos a W_x e h_x para a elevação “i” e k um coeficiente relativo ao período natural T (em s):

k = 1 para T < 0,5s;

k = (T+1,5)/2 para 0,5s < T < 2,5s;

k = 2 para T > 2,5s.

Os deslocamentos obtidos devem ser multiplicados pela relação $\frac{C_d}{I}$, onde o coeficiente

C_d é dado na Tabela 2 e o coeficiente I na Tabela 1.

As formulações para o MFE apresentadas pela ASCE/SEI 7 [3] são essencialmente iguais às apresentadas na NBR, com as seguintes particularidades:

1. O coeficiente de resposta sísmica C_s, definido em função dos parâmetros apresentados no item 2, é dado por:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ limitado a } \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ para } T < T_L, \text{ ou } \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ para } T > T_L \quad (20)$$

sendo que C_s não deverá ser inferior a:

$$\frac{0,5 \times S_1}{\frac{R}{T}} \text{ para zonas sísmicas com parâmetro } S_1 \geq 0,6g \quad (21)$$

0,044 × S_{DS} × I para os demais casos

2. Adicionalmente à simplificação do período fundamental da estrutura apresentada pela NBR, para estruturas de concreto armado ou pórticos de aço momento-resistentes, com até 12 andares e pelo menos três metros entre cada andar, é possível estimar o período fundamental por:

$$T = 0,1 \times N \quad (22)$$

com N = número de andares acima da base.

Em qualquer hipótese, o período fundamental admitido não deve ser superior ao produto da equação (19) pelo coeficiente C_u estabelecido na tabela 12.8-1 da ASCE/SEI 7 [3].

O Eurocódigo 8 [2] apresenta uma formulação ligeiramente diferente para a força total na base que, apresentada na simbologia deste artigo, é dada por:

$$H = S_{a,d}(T) \times W \times \lambda \quad (23)$$

onde T é o período fundamental da estrutura em segundos; S_{a,d} é a ordenada referente ao espectro de acelerações de cálculo adotado, normalizado em relação à aceleração da gravidade; W é o peso total da estrutura e λ = 0,85 caso T < T_c e o edifício tenha mais de 2 pisos; ou λ = 1,0 nos outros casos.

Além das estimativas para o período fundamental (T) definidas na NBR, o Eurocódigo permite a utilização da seguinte expressão:

$$T = 2 \times \sqrt{d} \quad (24)$$

com d sendo o deslocamento lateral no topo do edifício, em metros, referente às forças da gravidade atuando na direção horizontal.

Para a distribuição das forças sísmicas na altura da estrutura, o Eurocódigo considera a seguinte formulação:

$$F_x = H \times \frac{s_x \times m_x}{\sum s_i \times m_i} \quad (25)$$

onde:

m_x = massa do piso da elevação “x”;

m_i = massa do piso da elevação “i”.

Os parâmetros s_x e s_i podem ser tomados respectivamente a uma distribuição linear em função da altura do edifício, onde:

s_x = altura do piso da elevação “x” em relação à base;

s_i = altura do piso da elevação “i” em relação à base.

Alternativamente, pode-se adotar estes parâmetros relativos ao deslocamento das massas no modo fundamental de vibrar da estrutura, onde:

s_x = deslocamento relativo do piso da elevação “x”;

s_i = deslocamento relativo do piso da elevação “i”.

Os deslocamentos obtidos por este método devem ser multiplicados pelo coeficiente de amplificação dos deslocamentos “q”, apresentado na Tabela 2.

Dentre as “vantagens” do método da força equivalente, cita-se a facilidade para aplicação em projetos e o baixo custo computacional. Deve-se, no entanto, utilizar esse método com cautela, pois, conforme mostrado na seção 5, é baseado apenas na resposta do primeiro modo de vibração da estrutura; portanto, pode não fornecer bons resultados para casos em que os modos mais altos sejam excitados.

4. Método do espectro de resposta

As três normas analisadas definem que a análise por espectro de resposta seja feita por superposição modal, com uma quantidade de modos analisados de forma que ao menos 90% da massa total tenha participação. Adicionalmente, as normas permitem que uma combinação de respostas pelo método da raiz quadrada da soma

dos quadrados (*Square Root of the Sum of the Squares* - SRSS) seja realizada sempre que a frequência natural de um modo seja no mínimo 10% superior à frequência do modo adjacente.

De acordo com a expressão 3.7 do Eurocódigo 8 [2], para períodos naturais de até 4s, o espectro de resposta elástica dos deslocamentos (S_{de}) pode ser obtido diretamente do espectro elástico de aceleração (S_e), definido no item 3.2.2.2 do Eurocódigo 8 [2], por meio da seguinte expressão:

$$S_{de}(T) = S_e(T) \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (26)$$

Para a norma europeia, o espectro de cálculo (S_d) possui embutido o coeficiente “q”, portanto, os esforços obtidos são tomados com seus valores nominais, mas os deslocamentos obtidos por meio de S_d devem ser multiplicados pelo parâmetro “q” para obtenção dos deslocamentos finais. Os esforços da análise espectral obtidos por meio da NBR e da ASCE devem ser multiplicados por $\frac{I}{R}$, onde I e R são dados respectivamente nas Tabela 1 e Tabela 2. Quanto aos deslocamentos, a duas normas determinam que devam ser multiplicados pela relação $\frac{C_d}{R}$, onde C_d e R são dados na Tabela 2. A norma brasileira permite que o MER reduza em até 15% o esforço cortante na base em relação ao MFE, portanto, caso essa força cortante, obtida pela análise espectral (H_s), seja inferior a 85% da força cortante total na base obtida pelo MFE (H_t), todos os esforços obtidos pela análise espectral deverão ser corrigidos por meio da multiplicação pela relação $0,85H_t/H_s$. Essa correção não precisa ser feita para os deslocamentos. A norma americana não admite tais reduções em relação ao MFE. Portanto, para o caso supracitado, tanto os esforços quanto os deslocamentos devem ser multiplicados pelo coeficiente H_t/H_s . O Eurocódigo não corrige os valores obtidos por meio do MER em relação ao MFE; portanto, os valores obtidos da análise podem ser utilizados diretamente.

5. Discussões e resultados

Quanto às verificações gerais de torção, as três normas especificam uma excentricidade accidental em relação ao centro de massa do edifício. Essa excentricidade accidental é estimada em $5\% \times L_i$, com L_i sendo o maior comprimento linear em planta do piso, na direção perpendicular à ação sísmica. Caso uma análise seja feita considerando duas direções ortogonais, a excentricidade accidental somente deverá ser aplicada naquela que maximizar os efeitos, sendo dispensada a aplicação simultânea nas duas direções. Desse modo, o torque aplicado em cada piso é dado pela força lateral aplicada no piso, multiplicada pela excentricidade accidental deste. Para verificação dos efeitos de 2ª ordem, as normas especificam um coeficiente de estabilidade Θ dado por:

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta_x}{H_x \times h_x} \quad (27)$$

onde

P_x = força vertical atuando no piso, em serviço;

Δ_x = deslocamentos relativos entre pavimento;

H_x = força cortante atuando no pavimento;

h_x = distância entre as elevações correspondentes,

As três normas entendem que para valores de Θ inferiores a 0,1, não é necessário considerar nenhum efeito de segunda ordem.

Para valores de Θ maiores do que 0,1, mas inferiores ao $\Theta_{\max}$ ad-

mitido, os deslocamentos e os esforços devem ser multiplicados pela relação $\frac{1}{1-\theta}$, sendo o valor de $\Theta_{\max}$ definido por:

$$\text{NBR e ASCE: } \theta_{\max} = \frac{0.5}{Ca} \leq 0.25;$$

$$\text{Eurocódigo: } \theta_{\max} = 0.2 .$$

ESTUDO DE CASO

Para aplicação das análises utilizando as provisões das três normas comparadas, foi adotado o edifício-modelo de três pavimentos em concreto armado convencional similar ao utilizado em Lima e Santos [8], conforme apresentado na Figura 3.

Este edifício foi subdividido em dois grupos de análises, onde o primeiro considera um detalhamento convencional (DC) e o outro um detalhamento específico sismo-resistente (DS).

Foram admitidos pilares com seção $50 \times 40\text{cm}^2$, vigas de seção $80 \times 30\text{cm}^2$ e lajes de espessura 11cm, construídos em concreto $f_{ck} = 30\text{Mpa}$. Como características sísmicas, foi considerada uma zona de aceleração $a_g = 0,10g$. Para aplicação da norma americana, foi adotada a cidade de Saint Louis, Oakville, nos Estados Unidos que, segundo o Unified Hazard Tool disponível em <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>, apresenta uma aceleração espectral característica (PGA) de $0,10g$ para um período de retorno de 475 anos. Vale lembrar que para aplicação desta norma, são utilizados os parâmetros para um período de retorno de 2475 anos, obtidos no mesmo sítio online do governo americano, no dia 22 de fevereiro de 2018.

As análises foram computadas para carregamentos na direção paralela ao eixo “x”, para dois tipos de fundação, sendo uma em areia com SPT médio $N = 30$ e outra em rocha sã, classe de terreno “A”, conforme apresentado na Tabela 3.

As provisões do Eurocódigo foram tomadas para um sismo de tipo 1.

5.1 Análise pelo método das forças laterais equivalentes

Para o edifício-modelo, obteve-se o peso de cada pavimento de forma aproximada e uniforme:

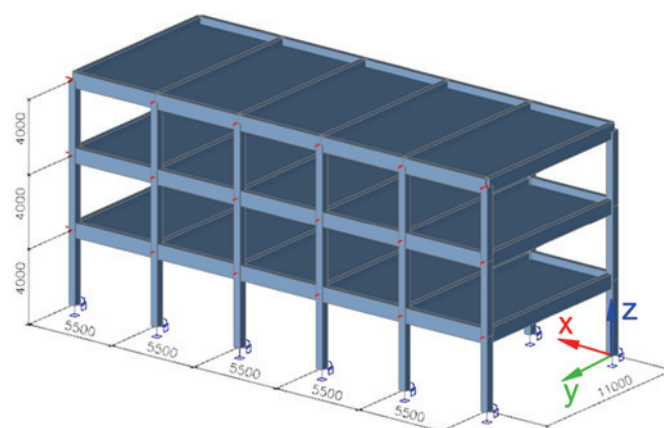


Figura 3
Edifício modelo

Fonte: autor

Tabela 6

Parâmetros edifício modelo

NBR													
Classe solo	R	I	T (s)	W (kN)	k	α_g	C_a	C_v	α_{gs0}	α_{gs1}	C_s	$C_{s_{\max}}$	H (kN)
(DC) Solo rígido	3	1	0,436	5220	1	0,1	1,6	2,4	0,16	0,24	0,133	0,183	696
(DC) Rocha	3	1	0,436	5220	1	0,1	1	1	0,1	0,1	0,083	0,076	399
(DS) Solo rígido	8	1	0,436	5220	1	0,1	1,6	2,4	0,16	0,24	0,050	0,069	261
(DS) Rocha	8	1	0,436	5220	1	0,1	1	1	0,1	0,1	0,031	0,029	150
ASCE – Saint Louis (Oakville)													
Classe solo	R	I	T (s)	W (kN)	k	F_a	F_v	T_o	T_s	C_s	$C_{s_{\min}}$	$C_{s_{\max}}$	H (kN)
(DC) Solo rígido	3	1	0,436	5220	1	1,44	2,25	0,12	0,60	0,14	0,02	0,20	756
(DC) Rocha	3	1	0,436	5220	1	0,90	0,80	0,07	0,34	0,091	0,01	0,071	368
(DS) Solo rígido	8	1	0,436	5220	1	1,44	2,25	0,12	0,60	0,05	0,02	0,07	284
(DS) Rocha	8	1	0,436	5220	1	0,90	0,80	0,07	0,34	0,034	0,01	0,026	138
EUROCODE (Tipo 1)													
Classe solo	q	I	T (s)	W (kN)	λ	α_g	S	T_b	T_c	T_d	S_d	H (kN)	
(DC) Solo rígido	3,6	1	0,484	5220	1	0,1	1,15	0,2	0,6	2	0,08	417	
(DC) Rocha	3,6	1	0,484	5220	1	0,1	1	0,15	0,4	2	0,06	300	
(DS) Solo rígido	5,4	1	0,484	5220	1	0,1	1,15	0,2	0,6	2	0,05	278	
(DS) Rocha	5,4	1	0,484	5220	1	0,1	1	0,15	0,4	2	0,04	200	

Carga permanente por andar: 1740 kN

Carga permanente total: $3 \times 1740 = 5220$ kN

Com o auxílio das expressões apresentadas neste estudo para as três normas, foram obtidos os parâmetros para a análise, apresentados na Tabela 6.

Para as forças cortantes totais na base (H) obtidas em cada análise, foram computadas as distribuições verticais equivalentes. A Tabela 7 apresenta a distribuição calculada para os casos DC. O mesmo procedimento foi adotado para obter a distribuição dos casos DS. Com os esforços laterais equivalentes calculados, foi gerado um modelo de análise elástica com auxílio do software SCIA Engineer 17 [4], de onde foram obtidos os deslocamentos e os esforços nos elementos estruturais, que estão apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10.

5.2 Análise pelo espectro de resposta

Para a análise pelo espectro de resposta, foram utilizados os mesmos parâmetros-base apresentados no subitem anterior, para geração dos espectros de acelerações e, conseqüentemente, dos espectros de deslocamentos. Esses espectros foram inseridos no software SCIA Engineer 17 [4], de onde foram obtidos os deslocamentos e os esforços para a análise comparativa.

A Figura 4 compara os espectros gerados por cada norma, nos dois tipos de fundação admitidos.

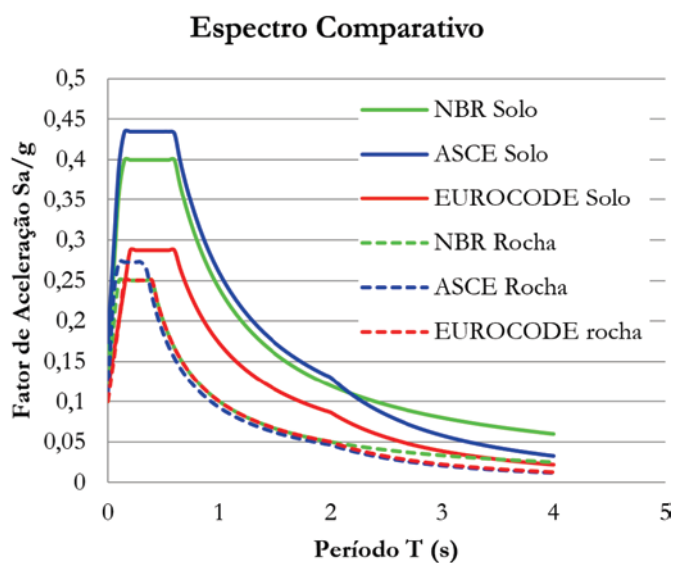


Figura 4
Espectros comparados
Fonte: autor

Tabela 7

Forças distribuídas (solo rígido – DC)

Andar	h_x (m)	W_x (kN)	NBR		ASCE		Eurocódigo	
			F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)	F_x (kN)	H_x (kN)
Solo rígido	3	12	1740	348	348	378	208	208
	2	8	1740	232	580	252	139	347
	1	4	1740	116	696	126	69	417
Rocha	3	12	1740	200	200	184	150	150
	2	8	1740	133	333	123	100	250
	1	4	1740	67	399	61	50	300

Foram adotados 10 modos de vibração para realizar a análise espectral. A Tabela 8, que apresenta os 6 primeiros modos do modelo analisado, permite perceber que a utilização de apenas três modos já seria suficiente para atingir 90% de participação de massa em translação na direção analisada (x), entretanto, adotou-se o padrão do programa computacional utilizado.

5.3 Resultados

Abaixo estão apresentados os resultados comparativos das análises

realizadas para o edifício-modelo, por meio do SCIA Engineer, já com a aplicação dos coeficientes de modificação das respostas ("R" e "q") e dos coeficientes de majoração dos deslocamentos ("C_d" e "q"). Os valores apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10 não consideram a compatibilização dos esforços e deslocamentos do MER em relação ao MFE, sugeridas no item 4. Aplicando-se as compatibilizações conforme sugerido por cada uma das normas, as respostas para o MER são corrigidas para os valores apresentados na Tabela 11. No estudo de caso analisado, adotando-se um detalhamento estrutural convencional, percebe-se que os coeficientes de ponderação

Tabela 8

Fatores de participação modal

Modo	Frequência circular (ω) [rad/s]	Período [s]	Frequência cíclica [Hz]	Participação de massa de cada modo em relação ao total					
				% translação eixo x	% translação eixo y	% translação eixo z	% rotação eixo x	% rotação eixo y	% rotação eixo z
1	119.322	0,5266	18.991	0,8815	0,0000	0,0000	0,0000	0,1152	0,0000
2	322.666	0,1947	51.354	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,8464
3	349.009	0,1800	55.546	0,0871	0,0000	0,0000	0,0000	0,7666	0,0000
4	533.548	0,1178	84.917	0,0162	0,0000	0,0000	0,0000	0,0434	0,0000
5	983.627	0,0639	156.549	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,1022
6	1.570.494	0,0400	249.952	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0245
Somatório				0,9847	0,0000	0,0000	0,0000	0,9252	0,9730

Tabela 9

Resultados das análises – DC

	NBR MFE		NBR MER		ASCE MFE		ASCE MER		EUROCÓDIGO MFE		EUROCÓDIGO MER	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	33,50	19,25	28,50	13,50	36,50	17,75	31,00	12,50	28,80	20,88	24,48	16,20
H base (kN)	62	36	55	27	67	33	60	25	37	27	33	22
Desvio do deslocamento em relação à NBR					9,0%	-7,8%	8,8%	-7,4%	-14,0%	8,5%	-14,1%	20,0%
Desvio da cortante na base em relação à NBR					8,6%	-7,7%	8,8%	-7,2%	-39,9%	-24,7%	-39,9%	-15,5%

Tabela 10

Resultados das análises – DS

	NBR MFE		NBR MER		ASCE MFE		ASCE MER		EUROCÓDIGO MFE		EUROCÓDIGO MER	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	27,50	15,95	23,65	11,55	30,25	14,85	25,85	10,45	29,16	21,06	24,84	16,20
H base (kN)	23	15	21	13	25	15	23	13	25	19	22	16
Desvio do deslocamento em relação à NBR					10,0%	-6,9%	9,3%	-9,5%	6,0%	32,0%	5,0%	40,3%
Desvio da cortante na base em relação à NBR					8,5%	-4,1%	7,1%	-3,5%	6,4%	20,8%	5,3%	22,5%

Tabela 11

Resultados compatibilizados MER

	DC						DS					
	NBR		ASCE		EUROCODE		NBR		ASCE		EUROCODE	
	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha	Solo	Rocha
Desl. (mm)	28,5	13,5	34,6	16,7	24,5	16,2	23,7	11,6	28,7	12,1	24,8	16,2
H base (kN)	55	30	67	33	33	22	21	13	25	15	23	16
Desvio deslocamento			22%	24%	-14%	20%	-	-	21%	5%	5%	40%
Desvio esforço cortante			21%	9%	-40%	-26%	-	-	19%	12%	5%	22%

dos esforços, sugeridos pelo Eurocódigo, são mais favoráveis do que os apresentados pela NBR, além de o espectro europeu ser muito mais brando. Estes fatores, para o caso analisado, permitiram que uma análise pela norma europeia gerasse esforços cortantes na base consideravelmente menores do que os obtidos por meio de uma análise equivalente segundo a NBR. A norma americana, por outro lado, possui coeficientes de ponderação similares aos da NBR, mas registra um espectro de resposta levemente mais carregado. Ainda assim, respeitando as limitações de “C_s” impostas pela ASCE, apresentadas nas equações (20) e (21), que tornam as respostas ligeiramente diferentes das de uma reflexão direta do espectro da norma americana, os resultados são bastante próximos aos obtidos pela NBR para o MFE. Entretanto, com respeito ao MER, os desvios entre a NBR e a ASCE se apresentam bastante mais acentuados, em virtude da exigência da norma americana de que os resultados do MER sejam “escalados” para 100% da cortante na base obtida pelo MFE.

Para o detalhamento estrutural específico sismo-resistente apresentado neste exemplo, os desvios entre a NBR e a ASCE caracterizam-se de forma bastante parecida aos obtidos para um detalhamento convencional. Entretanto, os desvios obtidos com respeito ao Eurocódigo adquirem uma proporção bastante diferente, pois as relações entre os coeficientes de ponderação para cada tipo de detalhamento são significativamente diferentes.

Particularmente para este estudo, independentemente da norma adotada, fica bastante claro que a adoção de um detalhamento sismo-resistente reduz substancialmente os esforços a serem resistidos na base e consequentemente nos elementos estruturais sismo-resistentes, muito embora os deslocamentos não sofram alterações tão expressivas.

Os resultados demonstram também que a fundação é uma variável bastante influente nas respostas de uma análise sísmica, inclusive na amplitude das variações obtidas pela análise comparativa.

6. Detalhamentos especiais para estruturas de concreto

O detalhamento sismo-resistente visa a garantir deformabilidade e ductilidade para a estrutura, pois a capacidade de carga em regime plástico de um sistema estrutural, no âmbito do FBD, é superior à sua resistência em regime elástico. Conforme apresentado em Fanella [18], o desempenho dos detalhamentos sismo-resistentes, especificados nas normas, foi guiado de forma empírica e pela observação de elementos em situações reais. Ou seja, com respaldo empírico, as normas afirmam que a utilização dos padrões específicos de detalhamento sugeridos garante que a estrutura terá desempenho mais dúctil, quando submetida a carregamentos sísmicos, permitindo assim, a adoção de coeficientes de modificação de resposta mais favoráveis.

A ABNT NBR 15421:2006 [1] não esclarece de nenhuma forma quais são os critérios adotados para que uma estrutura possa ser considerada como detalhada especificamente ao sismo. AASCE/SEI 7 [3] juntamente com o ACI 318 [9] e o Eurocódigo 8 [2] apresentam uma série de considerações complementares que devem ser seguidas para garantir um desempenho sísmico adequado para as estruturas. A seguir, estão apresentadas algumas dessas considerações:

Os elementos, sempre que possível, devem ser governados por flexão, ao invés de cisalhamento; os pilares devem ser mais resistentes do que as vigas, e as regiões de juntas entre elementos devem ter resistência superior aos próprios elementos. Deve-se, também, considerar sobrecargas, inversão de carregamentos e impacto.

A resistência mínima exigida para o concreto é de $f_{ck} = 20$ MPa, sendo que algumas normas sugerem que, para edifícios com mais de quatro pavimentos, seja adotado $f_{ck} > 25$ MPa; portanto, idealmente, deve-se adotar para qualquer estrutura detalhada ao sismo, f_{ck} superior a 25 MPa.

Para elementos projetados para flexão simples (vigas) em que a tensão normal não seja superior a $0,1 f_{ck}$, as seguintes condições devem ser atendidas:

- $b > 0,3D$, sendo (b) e (D) respectivamente a menor e a maior dimensão da seção transversal;
- $b > 0,25\text{cm}$ (garantir confinamento do concreto interno);
- $D < 25\%$ do vão (evitar comportamento de viga parede);
- $b < 3C_2$ ou $b < C_2 + 1,5C_1$ (onde C_1 e C_2 são as dimensões longitudinais e transversais do pilar de apoio, respectivamente);

$$As, \min = 0,25 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b \times D \geq 1,4 \frac{b \times D}{f_{yk}} \quad \text{sendo } b \text{ e } D \text{ dados em}$$

centímetros e f_{ck} e f_{yk} em MPa (para o edifício-modelo deste estudo a armadura mínima seria aproximadamente duas vezes a adotada pela NBR 6118);

- taxa de armadura $< 2,5\%$
- $A_{s, \inf}$ ancorada no apoio $> 0,5A_{s, \sup}$ ancorada no apoio;
- a armadura em qualquer região da viga ($A_{s, \min}$) não pode ser inferior a 25% da maior parcela de armadura necessária calculada ($A_{s, \max}$), conforme a expressão: $A_{s, \min} > 25\% A_{s, \max}$;

Para a armadura transversal, devem ser adotados os seguintes critérios mínimos:

- traspasse envolvido por estribos de espaçamento máximo: $\frac{d}{4}$ ou 10cm (o menor valor);
- barras longitudinais sem proteção de um canto de estribo distante no máximo 15cm de uma barra com proteção;
- estribos com ganchos de 45° internos e ponta reta superior à: $6\phi_t$ ou 8cm (o maior valor);
- em elementos onde a tensão normal total for inferior a $0,05 f_{ck}$ e a parcela do esforço cortante proveniente do carregamento sísmico for superior à 50% do restante da força cortante no elemento, este deverá ser dimensionado, tomando-se a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao modelo de treliça (V_c) igual a zero;
- os traspases não poderão ser posicionados em regiões de provável escoamento da armadura longitudinal, ou seja, deve-se evitar traspases no meio dos vãos e em regiões distantes da face do pilar até duas vezes a altura da viga, região de ocorrência de rótulas plásticas;
- o espaçamento máximo dos estribos deve ser inferior a: $\frac{1}{4}D$,

$$6\phi_L \text{ ou } \left(10 + \frac{35 - S_t}{3} \right) \quad (\text{medidas em cm}), \text{ onde } S_t \text{ é o}$$

- espaçamento transversal dos tramos do estribo;
- os estribos devem ser fechados ou, no máximo, um estribo em

“U” complementado por um chapéu, todos possuindo ganchos com 45° internos;

- o primeiro estribo deve estar a uma distância não superior a 5 cm da face do apoio.

Para elementos projetados para flexão composta (pilares) em que a tensão normal é superior a $0,1 f_{ck}$, as seguintes condições devem ser atendidas:

- $b > 0,4D$ sendo (b) e (D) respectivamente a menor e a maior dimensão da seção transversal;
- $b > 30\text{cm}$;
- o somatório do momento mínimo aplicado em um nó do pilar deve ser superior à 6/5 do somatório dos momentos resistentes das vigas que compõem o nó (caso essa condição não seja satisfeita, a rigidez do elemento deve ser desprezada na análise sísmica);
- quantidade de armadura adotada de forma que $1\% < A_s < 6\%$;
- traspasse obrigatoriamente na região central do elemento;
- diâmetro mínimo dos estribos 10 mm;
- ganchos com ponta reta superior a $6\Phi_t$ ou 8 cm (maior);
- barras longitudinais sem proteção de um canto de estribo distante no máximo 15 cm de uma barra com proteção;
- cada barra alternada deve possuir a proteção de um canto de estribo;
- o espaçamento entre cada tramo transversal do estribo deve ser inferior a 35 cm;
- cobrimento inferior a 10 cm (quando não for possível, estribos adicionais com espaçamento inferior a 30 cm devem ser dispostos para proteção do cobrimento);
- a ancoragem da base do pilar deve ser integralmente protegida pela armadura transversal;
- dimensionamento a cortante com $V_c=0$ nas regiões distantes do apoio de:
 - $2 \times$ maior dimensão transversal;

$$\frac{1}{6} \text{ comprimento do vão};$$

ou 45cm.

- o espaçamento máximo dos estribos deve ser inferior a: $\frac{1}{4}D, 6\Phi_L$

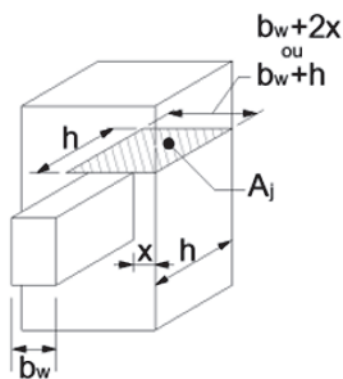


Figura 5

A_j em nó de pórtico

Fonte: Galvão [10]

$$\text{ou } \left(10 + \frac{35 - S_t}{3}\right) \quad (\text{medidas em cm}), \text{ onde } S_t \text{ é o}$$

espaçamento transversal dos tramos do estribo;

Para nós de pórtico:

- admitir tensão de escoamento = $1,25 f_{yk}$ (garantir que a armadura irá escoar e formar uma rótula plástica);
- estender a ancoragem até a extremidade do pilar;
- ancoragem de boa aderência = $2 \times ldh$, ancoragem de má aderência = $3,5 \times ldh$; onde ldh é o comprimento de ancoragem necessário para uma barra com gancho;
- comprimento de ancoragem fora do confinamento deve ser multiplicado pelo fator 1,6;
- para vigas que terminam em pilares, dimensão do pilar $> 20\Phi_L$ da viga;
- armadura transversal do pilar deve atravessar o nó;
- adicionalmente, quando a seção da viga for maior que a do pilar, a armadura transversal da viga também deverá atravessar o nó;
- esforço cortante no nó inferior a (kN):

$$\text{para nós confinados nas quatro faces: } 1,7\sqrt{f_{ck}} \times A_j;$$

$$\text{para nós confinados em três faces: } 1,2\sqrt{f_{ck}} \times A_j;$$

$$\text{para demais casos: } 1,0\sqrt{f_{ck}} \times A_j.$$

sendo f_{ck} dado em MPa e A_j (em metros quadrados) determinado pela Figura 5.

Um exemplo de detalhamento convencional em comparação com um detalhamento especial sugerido pela norma americana pode ser visto na Figura 6. Para o exemplo, considerou-se, de forma simplificada, o dimensionamento de uma das vigas do modelo apresentado no trabalho, com as seguintes cargas: peso próprio; carregamentos sísmicos; 3,5 kN/m² de cargas permanentes adicionais ao peso próprio; 5,0 kN/m² de sobrecargas acidentais.

7. Conclusões

- Apesar de a ABNT NBR 15421:2006 [1] ser baseada em uma norma americana antiga – UBC [7], ela apresenta resultados aceitáveis para as condições sísmicas atuais no Brasil. Entretanto, em um mundo globalizado e sendo o Brasil tão próximo a outras regiões de alta sismicidade na América do Sul, uma norma mais completa e com conceitos mais atualizados, como as demais apresentadas, seria mais adequada.
- A NBR imprime um grande enfoque na aplicação do MFE, entretanto, a aplicação de um método mais aprimorado (como o MER ou análises não lineares) poderia gerar soluções interessante-mente mais econômicas, muito embora a norma americana não permita reduções muito expressivas em relação ao MFE.
- A utilização de um detalhamento específico sismo-resistente para regiões de alta sismicidade gera uma redução bastante considerável nos esforços de cálculo, por meio dos coeficientes de modificação de resposta, podendo levar a situações economicamente mais favoráveis, conforme apresentado na Tabela 9 e na Tabela 10, além de serem detalhamentos mais adequados à segurança e à durabilidade da obra. Apesar

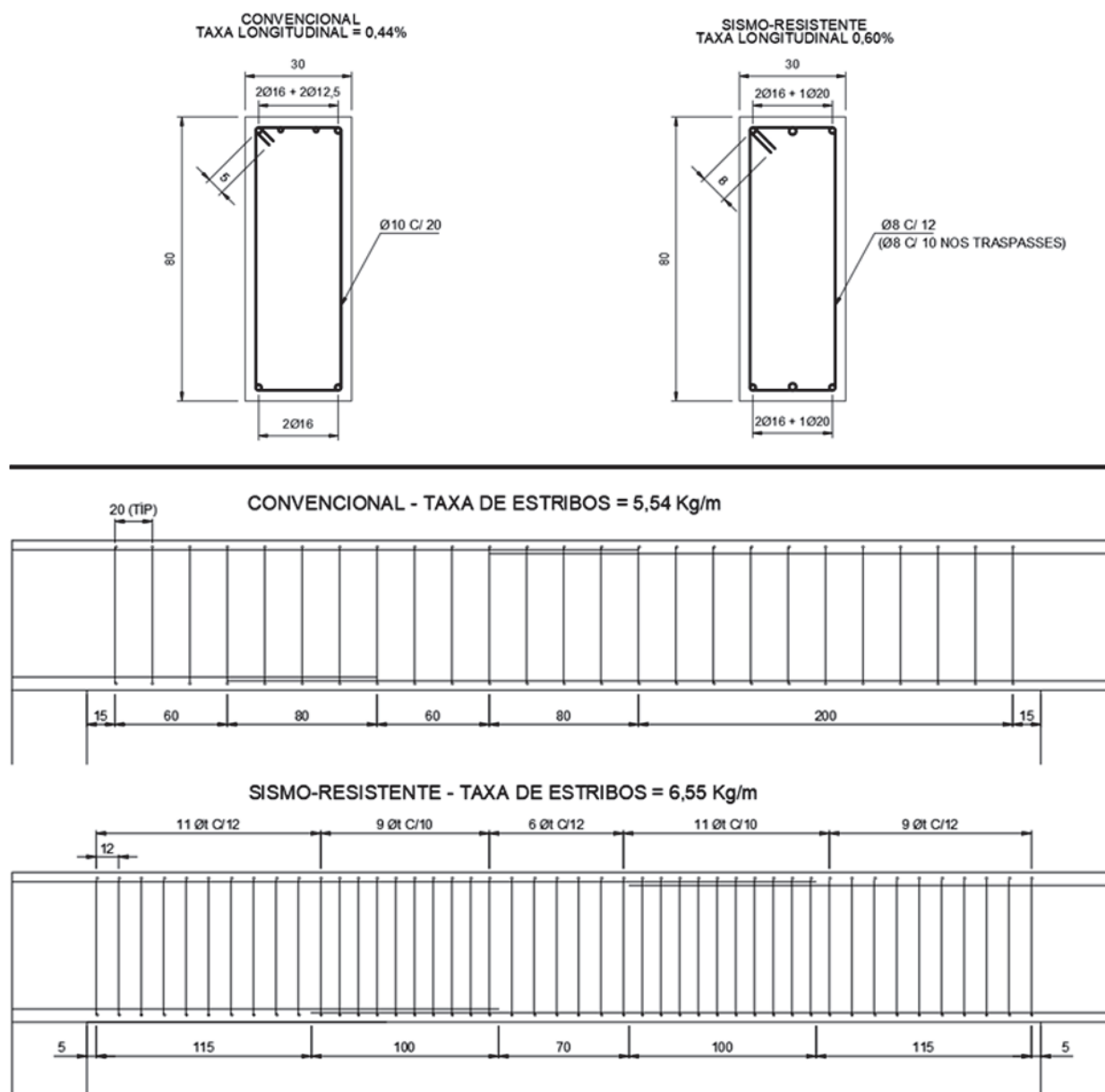


Figura 6
Comparativo de detalhamento convencional com detalhamento específico sismo-resistente

disso, a NBR não especifica quais os detalhamentos que caracterizam um bom projeto sismo-resistente, sendo necessário buscar referências em normas internacionais.

- 4) Para o edifício-modelo analisado, os resultados comparados foram bastante diferentes entre as normas. Os parâmetros utilizados para definição dos espectros de projeto e, conseqüentemente, das forças atuantes são bastante diferentes, além das limitações impostas por cada norma e dos coeficientes de ponderação. Apesar disso, os resultados possuem uma mesma ordem de grandeza, sendo, portanto, adequados para a finalidade a que se propõem.
- 5) Apesar do MER nem sempre gerar resultados mais favoráveis do que o MFE, a utilização de modelos tridimensionais

e modelagens mais precisas permite capturar de forma mais adequada imperfeições e irregularidades nas estruturas, o que geralmente retorna resultados mais precisos. Novos estudos de casos devem ser estudados, de forma a representar uma maior variedade de sistemas e disposições estruturais, permitindo, assim, relacionar melhor as divergências e similaridades entre as respostas dos métodos analisados para cada instrução normativa.

8. Agradecimentos

O segundo e o terceiro autores manifestam seu reconhecimento

ao CNPq, pelas bolsas de produtividade em pesquisa referentes aos processos 32757/2013-9 e 306355/2017-5 respectivamente.

9. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15421:2006: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos. 1 ed. Rio de Janeiro: 2006.
- [2] EUROCODE 8. EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings. Commission of the European Community, 2010.
- [3] AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE. ASCE/SEI 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 16. Virginia: Structural Engineering Institute, 2016.
- [4] SCIA Engineer, Version 17.0. Nemetschek Group software, 2017. Accessible through: <https://www.scia.net>
- [5] ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. 92 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.
- [6] U.S. Seismic Design Maps. USGS, 2018. Accessible through: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>
- [7] INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. UBC: Volume 2. Whittier, California: 1997.
- [8] LIMA, Silvio de Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. Análise dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. 11 ed. Farmington Hills, 2011. 503 p.
- [10] GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sismo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil. 2013. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013
- [11] PARISENTI, Ronaldo. Estudo de análise dinâmica e métodos da ABNT NBR 15421:2006 para projeto de edifícios submetidos a sismos. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [12] UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (São Paulo). Secretaria Estadual de Educação. Mapa de risco de tremores de terra no Brasil. Accessible through: < <http://jornal.usp.br/tv-usp/usp-atualiza-mapa-de-risco-de-tremores-de-terra-no-brasil/>>. Acesso em: 04 fev. 2018.
- [13] FARDIS, Michael N. et al. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. Londres: Crc Press, 2015.
- [14] SANTOS, Sergio Hampshire C.; LIMA, S. S.; ARAI, Ana. Estudo comparativo de normas para o projeto sísmico de estruturas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 5, n. 6, p.812-819, dez. 2012.
- [15] SANTOS, Sergio Hampshire de C. et al. Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures. Mathematical Modelling in Civil Engineering, v. 9, n. 1, p.1-12, 1 mar. 2013.
- [16] DHANVIJAY, Vinit; TELANG, Deepa; NAIR, Vikrant. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment. Comparative Study of Different Codes in Seismic Assessment, v. 2, n. 4, p.1371-1381, jul. 2015.
- [17] SANTOS, Sergio Hampshire C. et al. Comparative Study of a Set of Codes for the Seismic Design of Buildings. In: IABSE SYMPOSIUM, 39th., 2017, Vancouver. Engineering the Future. Vancouver, 2017.
- [18] FANELLA, David A. Flexural Members of Special Moment Frames. In: FANELLA, David A. Seismic Detailing of Concrete Building. Illinois: Portland Cement Association, 2000. p. 5.