



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Ana Arai

**ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETOS DE ESTRUTURAS
RESISTENTES A SISMOS**



UFRJ

Ana Arai

ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETOS DE ESTRUTURAS
RESISTENTES A SISMOS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Rio de Janeiro

2013

Arai, Ana

Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos / Ana Arai – 2013.

92.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2013.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Silvio de Souza Lima

1. Análise sísmica, 2. Normas sísmicas, 3. Análises comparativas. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho e Lima, Silvio de Souza II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETOS DE ESTRUTURAS
RESISTENTES A SISMOS

Ana Arai

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc., UFRJ

Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr-Ing., UFRJ

Prof. Raul Rosas e Silva, Ph. D., PUC-RJ

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro
2013

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos pelo apoio, paciência e atenção dada para a conclusão deste trabalho. Além do seu empenho em desenvolver o Programa de Projeto de Estruturas para disseminar o conhecimento da Engenharia para os menos experientes.

Ao Professor Silvio de Souza Lima pela co-orientação deste trabalho.

Aos meus queridos pais, Mitsuru e Valeriana, e aos meus irmãos, Aldo e Ary, por todo amor, carinho e por darem as condições necessárias que me fizeram chegar até aqui. E à minha sobrinha Natalie, a mais nova integrante da família, que veio para alegrar as nossas vidas.

Ao Wallace pelo carinho, paciência, incentivo aos meus estudos, e pela grande ajuda através de sugestões e revisões feitas neste trabalho.

Aos Professores do Programa de Projeto de Estruturas, pela grande contribuição à minha formação acadêmica e profissional.

À PCE Projetos e Consultorias de Engenharia e aos amigos de trabalho pelo apoio e pela grande experiência técnica e profissional que me acrescentam.

Ao Pedro Ivo pelo incentivo e sugestões que me ajudaram no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os amigos que torceram por mim.

Aos funcionários da UFRJ, em especial à Luzia e à Eunice pela atenção sempre dada aos alunos.

RESUMO

ARAI, Ana. **Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos**. Rio de Janeiro. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2013.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo de alguns pontos de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos. As seguintes normas são comparadas: Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010), Eurocode 8, Brasileira, Argentina, Chilena, Colombiana, Equatoriana, Peruana e Venezuelana. O estudo tem como foco alguns pontos críticos: definição dos períodos de recorrência; definição da zonificação sísmica, da aceleração máxima de projeto e das formas dos espectros de projeto; consideração da amplificação no solo, da liquefação do solo e da interação solo-estrutura; classificação das estruturas em diferentes níveis de importância; definição dos sistemas de resistência sísmica e respectivos coeficientes de modificação de resposta; consideração das irregularidades estruturais, definição dos métodos para as análises sísmicas e definição de limites de deslocamentos. A estrutura de um edifício padrão é analisada considerando os critérios das várias normas e os resultados obtidos são comparados, mostrando importantes discrepâncias entre as diversas normas.

Palavras-chave: análise sísmica; normas sísmicas; análises comparativas.

ABSTRACT

ARAI, Ana. **Comparative Study of Codes for the Seismic Design of Structures**. Rio de Janeiro. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2013.

This thesis presents a comparative study of some points in codes for the seismic design of structures. The following standards are compared: American Standard ASCE/SEI 7 (2010), Eurocode 8, Brazilian, Argentinean, Chilean, Colombian, Ecuadorian, Peruvian and Venezuelan. The study is focused in some critical topics: definition of the recurrence periods; definition of the seismic zonation, of the design ground acceleration and the shape of the design response spectra; consideration of soil amplification, soil liquefaction and soil-structure interaction; classification of the structures in different importance levels; definition of the seismic force-resisting systems and respective response modification coefficients; consideration of structural irregularities, definition of methods for the seismic analyses and definition of the limits for displacements. A standard building structure is analyzed considering the criteria of the several standards and obtained results are compared, showing important discrepancies among the several standards.

Keywords: seismic analysis, seismic standards, comparative analyses.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Normas a serem analisadas.....	3
2. ANÁLISE COMPARATIVA	4
2.1. Definição do Zoneamento Sísmico e Aceleração Característica de Projeto	4
Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)	4
Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010).....	5
2.1.1. Eurocode – EUROCODE 8 (2004)	9
2.1.2. Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013).....	10
2.1.3. Norma Chilena – NCH 433 (2009)	11
2.1.4. Norma Colombiana – NSR-10 (2010).....	12
2.1.5. Norma Equatoriana – NEC-11 (2011).....	13
2.1.6. Norma Peruana – E.030 (2006)	14
2.1.7. Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	15
2.1.8. Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	15
2.1.9. Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	15
2.2. Definição da Forma dos Espectros Elásticos para Sismo Horizontal	16
2.2.1. Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)	17
2.2.2. Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010).....	18
2.2.3. Eurocode – EUROCODE 8 (2004)	20
2.2.4. Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013).....	22
2.2.5. Norma Chilena – NCH 433 (2009)	24
2.2.6. Norma Colombiana – NSR-10 (2010).....	25
2.2.7. Norma Equatoriana – NEC-11 (2011).....	27
2.2.8. Norma Peruana – E.030 (2006)	29
2.2.9. Norma Peruana – E.030 (2006)	29
Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	30
2.3. Períodos de Recorrência.....	32
2.4. Consideração da Amplificação e Liquefação do Solo e Interação Solo-Estrutura	33
2.5. Classificação da Estrutura em Diferentes Níveis de Importância	34
2.6. Sistemas Sismo-Resistentes e Coeficientes de Modificação de Resposta	36
2.7. Irregularidades Estruturais	38
2.7.1. Irregularidades Estruturais	38
2.7.2. Irregularidades Estruturais	38
2.7.3. Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)	39
Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010).....	39
Eurocode – EUROCODE 8 (2004)	40

Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013).....	40
Norma Colombiana – NSR-10 (2010).....	40
2.7.4. Norma Equatoriana – NEC-11 (2011).....	41
2.7.5. Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	41
2.8.7.6 Métodos de análise sísmica	42
2.7.7. Método das forças horizontais estáticas equivalentes pela NBR-15421 (2006)	43
2.8.1. Limitação das distorções	45
2.9.1. Limitação das distorções	45
3. EXEMPLO NUMÉRICO	48
3.1. Características gerais	48
3.2. Dados Geométricos e de Massa da Estrutura Analisada	51
4. DADOS SÍSMICOS CONSIDERADOS	52
4.1. Definição dos Espectros Elásticos para Sismo Horizontal.....	53
4.1.1. Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)	53
4.1.2. Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010).....	54
4.1.3. Eurocode – EUROCODE 8 (2004)	55
4.1.4. Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013).....	58
4.1.5. Norma Chilena – NCH 433 (2009)	59
4.1.6. Norma Colombiana – NSR-10 (2010).....	60
4.1.7. Norma Equatoriana – NEC-11 (2011).....	61
4.1.8. Norma Peruana – E.030 (2006)	62
4.1.9. Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).....	63
4.1.10. Todas as Normas	64
5. RESULTADOS	67
5.1. Frequências Próprias e Modos de Vibração	67
5.2.1. Deslocamentos.....	69
5.2.2. Deslocamentos no Topo da Estrutura.....	69
Deslocamentos ao Longo da Estrutura	73
5.3. Força Total na Base	75
5.4. Análise dos Resultados.....	79
6. CONCLUSÕES	82
6.1. Sugestões	83
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85
8. SÍTIOS DA INTERNET	88

9. ANEXO A – TABELAS DOS RESULTADOS OBTIDOS	89
9.1. Deslocamentos no Topo da Estrutura.....	89
9.2. Força Total na Base.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”), NBR-15421 (2006).....	4
Figura 2-2 – Mapeamento da aceleração espectral para $T=0,2s$, em função da porcentagem da aceleração da gravidade, ASCE/SEI 7 (2010)	6
Figura 2-3 – Mapeamento da aceleração espectral para o período $T=1s$, em função da porcentagem da aceleração da gravidade, ASCE/SEI 7 (2010).	7
Figura 2-4 – Mapeamento da aceleração espectral para o período T_L em segundos,.....	8
Figura 2-5 – Mapeamento da aceleração sísmica da Europa, http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/europe/gshap.php	9
Figura 2-6 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica em rocha na Argentina, INPRES-CIRSOC 103 (2013).	10
Figura 2-7 – Mapeamento da zonificação sísmica do Chile das regiões VI a X,	11
Figura 2-8 – Mapeamento da zonificação sísmica NSR-10 (2010).....	12
Figura 2-9 – Mapeamento da zonificação sísmica NEC-11 (2011).	13
Figura 2-10 – Mapeamento da zonificação sísmica E.030 (2006).	14
Figura 2-11 – Mapeamento da zonificação sísmica COVENIN 1756 (2001).....	15
Figura 2-12 – Espectro de resposta elástica para sismo horizontal de acordo com o EUROCODE 8 (2004).....	16
Figura 2-13 – Espectro de resposta elástica de projeto da Norma Brasileira, (S_a/a_{gs0}) em função do período (T), NBR-15421 (2006).....	18
Figura 2-14 – Espectro de projeto da Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010).	20
Figura 2-15 – Forma do espectro de resposta elástica do EUROCODE 8 (2004).	22
Figura 2-16 – Espectro de resposta de projeto da Norma Argentina para zona sísmica 1 com amortecimento de 5%, INPRES-CIRSOC 103 (2013).	23
Figura 2-17 – Espectro de resposta de projeto da Norma Chilena NCH 433 (2009), decreto 61 de 2011.....	25
Figura 2-18 – Espectro de resposta elástica de acelerações de projeto, como fração de g , NSR-10 (2010).	27
Figura 2-19 – Espectro de resposta elástica de acelerações de projeto NEC-11 (2011). 28	
Figura 2-20 – Espectro elástico de acelerações de projeto segundo a Norma Peruana. . 29	
Figura 2-21 – Espectro de resposta elástica da Norma Venezuelana	31

Figura 2-22 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendado para solos dos tipos A a E com 5% de amortecimento, EUROCODE 8 (2004).....	33
Figura 2-23 – Variação do coeficiente de dissipação de energia R, NSR-10 (2010).....	36
Figura 3-1 – Perspectiva do modelo estrutural calculado com o uso do SAP2000.....	48
Figura 3-2 – Planta estrutural do pavimento tipo.	49
Figura 3-3 – Seção longitudinal do prédio analisado.	50
Figura 4-1 – Tela do Programa do USGS, http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/grdmotion.php	52
Figura 4-2 – Espectros de resposta elástica para rocha e solo rígido de acordo com a NBR-15421 (2006).....	54
Figura 4-3 – Espectros de resposta elástica para solo rígido e rocha de acordo com a Norma Americana, ASCE/SEI 7 (2010).	55
Figura 4-4 – Espectro de resposta elástica tipo 1 de acordo com o.....	56
Figura 4-5 – Espectro de resposta elástica tipo 2 de acordo com o.....	57
Figura 4-6 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Argentina,	58
Figura 4-7 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Chilena,.....	59
Figura 4-8 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Colombiana,.....	60
Figura 4-9 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Equatoriana,.....	62
Figura 4-10 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Peruana,	63
Figura 4-11 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Venezuelana, COVENIN 1756 (2001).	64
Figura 4-12 – Espectros de resposta elásticas de acordo com as várias normas em rocha.	65
Figura 4-13 – Espectros de resposta elásticas de acordo com as várias normas em solo rígido.....	66
Figura 5-1 – Primeiro modo de vibração obtido com o SAP2000.	67
Figura 5-2 – Segundo modo de vibração obtido com o SAP2000.	68
Figura 5-3 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção X.....	70
Figura 5-4 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção Y.....	70
Figura 5-5 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção X.	71
Figura 5-6 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção Y.	71
Figura 5-7 – Deslocamentos obtidos em rocha e solo rígido, Direção X.....	72
Figura 5-8 – Deslocamentos obtidos em rocha e solo rígido, Direção Y.....	72
Figura 5-9 – Deslocamentos obtidos, em rocha, Direção X.....	73

Figura 5-10 – Deslocamentos obtidos, em rocha, Direção Y.....	73
Figura 5-11 – Deslocamentos obtidos, em solo rígido, Direção X.	74
Figura 5-12 – Deslocamentos obtidos, em solo rígido, Direção Y.	74
Figura 5-13 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção X.	75
Figura 5-14 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção Y.	76
Figura 5-15 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção X.....	76
Figura 5-16 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção Y.....	77
Figura 5-17 – Forças totais obtidas nas bases em rocha e solo rígido, Direção X.	77
Figura 5-18 – Forças totais obtidas nas bases em rocha e solo rígido, Direção Y.	78
Figura 5-19 – Espectros de resposta elásticas em rocha, com indicação dos períodos de vibração da estrutura.....	79
Figura 5-20 – Espectros de resposta elásticas em solo rígido, com indicação dos períodos de vibração da estrutura.	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Zonas sísmicas, NBR-15421 (2006)	5
Tabela 2-2 – Zonas sísmicas, NCH 433 (2009).....	11
Tabela 2-3 – Zonas sísmicas, COVENIN 1756 (2001).....	15
Tabela 2-4 – Comparação dos períodos de recorrência.....	32
Tabela 2-5 – Comparação dos coeficientes de importância	35
Tabela 2-6 – Comparação dos coeficientes de modificação de resposta.....	37
Tabela 2-7 – Coeficientes C_T e α , NBR-15421 (2006).....	44
Tabela 2-8 – Limitação de distorções das Normas Brasileira, Argentina e Venezuelana	45
Tabela 2-9 – Limitação de distorções da Norma Americana	46
Tabela 2-10 – Limitação de distorções das Normas Colombiana e Equatoriana	46
Tabela 2-11 – Limitação de distorções da Norma Peruana	46
Tabela 2-12 – Limitação de distorções no EUROCODE 8 (2004)	47
Tabela 4-1 – Parâmetros para definição do espectro pela NBR-15421 (2006).....	53
Tabela 4-2 – Parâmetros para definição do espectro pela ASCE/SEI 7 (2010)	54
Tabela 4-3 – Parâmetros para definição do espectro tipo 1 pelo EUROCODE 8 (2004)	56
Tabela 4-4 – Parâmetros para definição do espectro tipo 2 pelo EUROCODE 8 (2004)	57
Tabela 4-5 – Parâmetros para definição do espectro pela INPRES-CIRSOC 103 (2013)	58
Tabela 4-6 – Parâmetros para definição do espectro pela NCH 433 (2009),	59
Tabela 4-7 – Parâmetros para definição do espectro pela NSR-10 (2010)	60
Tabela 4-8 – Parâmetros para definição do espectro pela NEC-11 (2011)	61
Tabela 4-9 – Parâmetros para definição do espectro pela E.030 (2006)	62
Tabela 4-10 – Parâmetros para definição do espectro pela COVENIN 1756 (2001).....	63
Tabela 5-1 – Períodos e fatores de participação modal (SAP2000).....	69
Tabela 9-1 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção X.	89
Tabela 9-2 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção Y.	89
Tabela 9-3 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção X.	90
Tabela 9-4 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção Y.	90
Tabela 9-5 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção X (kN).	91

Tabela 9-6 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção Y (kN).	91
Tabela 9-7 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção X (kN).	92
Tabela 9-8 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção Y (kN).	92

1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste trabalho é apresentar uma comparação das normas de resistência sísmica de diversos países sul-americanos, com a Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010), e com a norma da Comunidade Europeia, o EUROCODE 8 (2004) – Part 1. O estudo tem como foco os critérios para o projeto de edifícios convencionais (residenciais e comerciais).

A América do Sul apresenta regiões com diferentes graus de sismicidade. A borda oeste do continente é uma das regiões mais sismicamente ativas do mundo; do ponto de vista tectônico, corresponde à confluência das placas Sul Americana e de Nazca. Essa região corresponde aproximadamente à vizinhança da Cordilheira dos Andes, presente de Norte a Sul do continente. Essa sismicidade diminui em direção às áreas do leste da América do Sul, localizadas no interior de uma região intraplacas, que são mais estáveis.

Devido a isso, os países sul-americanos localizados na borda ocidental do continente têm normas para o projeto sísmico já há algumas décadas (como a Argentina, Chile, Colômbia, Equador, Peru e Venezuela). Já o Brasil teve sua primeira norma sísmica aprovada somente em 2006.

Um histórico completo de sismos importantes já ocorridos no Brasil, e também de nossas condições sismológicas podem ser encontradas em VELLOSO (2012).

Este estudo trata de alguns aspectos críticos das normas, entre os diversos que podem ser selecionados neste tipo de estudo comparativo:

- definição do período de recorrência para a definição do “input” sísmico;
- definição do zoneamento sísmico e dos respectivos valores de acelerações sísmicas de projeto;
- definição da forma dos espectros de projeto;
- consideração da amplificação sísmica no solo, da liquefação e da interação solo-estrutura;
- classificação das estruturas em diferentes níveis de importância;
- definição dos sistemas sismo-resistentes e dos correspondentes coeficientes de modificação de resposta;

- consideração das irregularidades estruturais;
- métodos para as análises sísmicas;
- limitação de deslocamentos.

Uma estrutura simples de edifício, que será denominada de “*Model Building*” é analisada, considerando-se as diversas normas. Esse edifício modelo foi escolhido por possuir estrutura simétrica e regular, e já ter sido analisado na literatura por GOSH e FANELLA (2004), os resultados obtidos com esse modelo são comparados. A análise é desenvolvida utilizando-se o programa computacional SAP2000 (CSI COMPUTERS & STRUCTURES, 2010).

Esta dissertação complementa e consolida estudos já apresentados pela autora, por seus orientadores e outros colaboradores neste assunto (SANTOS *et al.*, 2004, 2011, 2012a, 2012b e 2013). Outros interessantes trabalhos sobre estudos comparativos de normas sísmicas são apresentados, a nível sul-americano, por BRASIL e SILVA (2013) e, a nível mundial, pela FÉDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2013).

No Capítulo 2, foram descritos os critérios considerados em cada norma, tais como: definição do zoneamento sísmico e da aceleração característica de projeto, da forma dos espectros de projeto e dos períodos de recorrência; consideração da amplificação e liquefação do solo e da interação solo-estrutura; classificação das estruturas em diferentes níveis de importância; definição dos sistemas sismo-resistentes e coeficientes de modificação de resposta; consideração das irregularidades estruturais, definição dos métodos para as análises sísmicas e definição dos limites de deslocamentos.

No Capítulo 3, é apresentado um exemplo numérico para a análise comparativa, um edifício padrão. Já no capítulo 4, são definidos os dados sísmicos das normas para o estudo comparativo. No capítulo 5, são apresentados os resultados da análise comparativa, forças totais na base e deslocamentos.

1.1. Normas a serem analisadas

O estudo será desenvolvido comparando-se as normas para projeto de estruturas resistentes a sismos, que estão listadas a seguir:

- Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010).
- Norma Europeia – EUROCODE 8 (2004).
- Norma Brasileira – NBR-15421 (2006).
- Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013).
- Norma Chilena – NCH 433 (2009).
- Norma Colombiana – NSR-10 (2010).
- Norma Equatoriana – NEC-11 (2011).
- Norma Peruana – Reglamento Nacional de Edificaciones - E.030 (2006).
- Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001).

2. ANÁLISE COMPARATIVA

2.1. Definição do Zoneamento Sísmico e Aceleração Característica de Projeto

A maioria das normas em estudo tem um único parâmetro que define a sismicidade a ser considerada em cada local: o valor do ZPA (“zero period acceleration”), aceleração horizontal máxima de projeto em rocha (a_g). A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010) é a única neste estudo que não utiliza apenas um parâmetro de aceleração para a definição do espectro.

Nos subitens a seguir são apresentados os mapas sísmicos das normas estudadas.

Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)

2.1.1.

A NBR-15421 (2006) apresenta cinco diferentes zonas de aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe B (Rocha). Essa variação é de 0,025g a 0,15g, conforme mostram a Figura 2-1 e a Tabela 2-1.

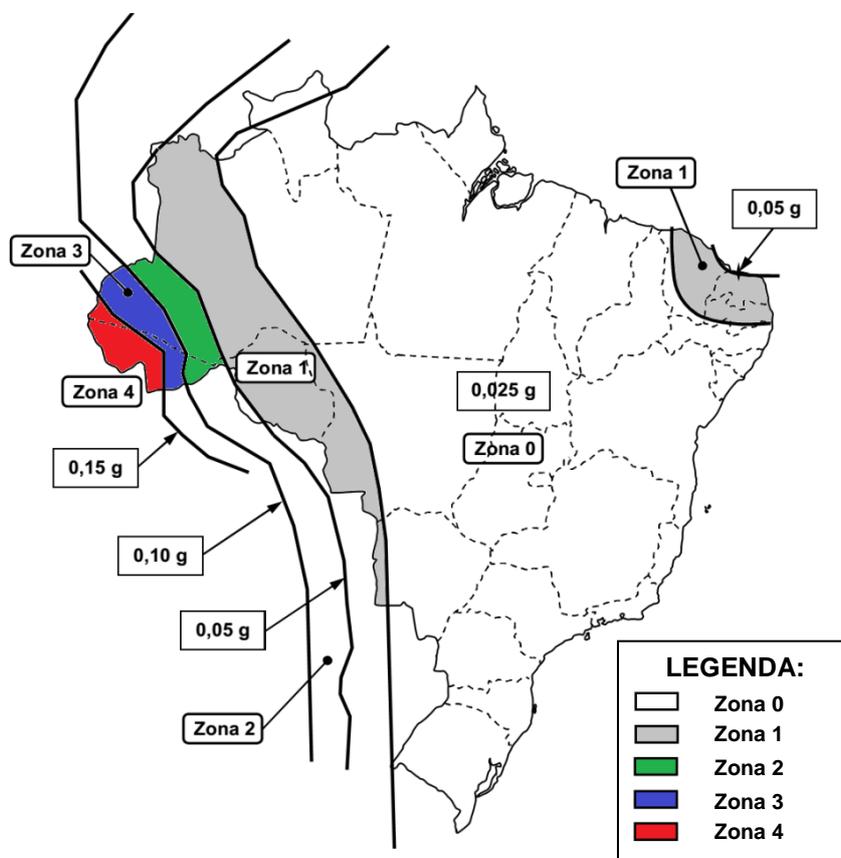


Figura 2-1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”), NBR-15421 (2006).

Tabela 2-1 – Zonas sísmicas, NBR-15421 (2006)

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

A sismicidade brasileira nas zonas 2, 3 e 4 da Amazônia ocidental foi definida a partir de estudos sismológicos feitos para aplicação na norma peruana, conforme o estudo de Monroy et al (2005).

Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010)

2.1.2.

A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010) foi escolhida entre as diversas americanas por ter sido considerada a mais representativa de todas.

Na ASCE/SEI 7 (2010) diferentemente das outras normas, o “input” sísmico é definido por meio de três parâmetros básicos: as acelerações espectrais (em percentagem de g) para os períodos de 0,2s e 1,0s e o período T_L que define a região do espectro governada pelo deslocamento máximo. Esses parâmetros são definidos na norma por meio de mapas sísmicos extremamente detalhados, conforme mostram as Figura 2-2, 2-3 e 2-4 (parcial, somente do leste americano, ilustrativo do conjunto de mapas).

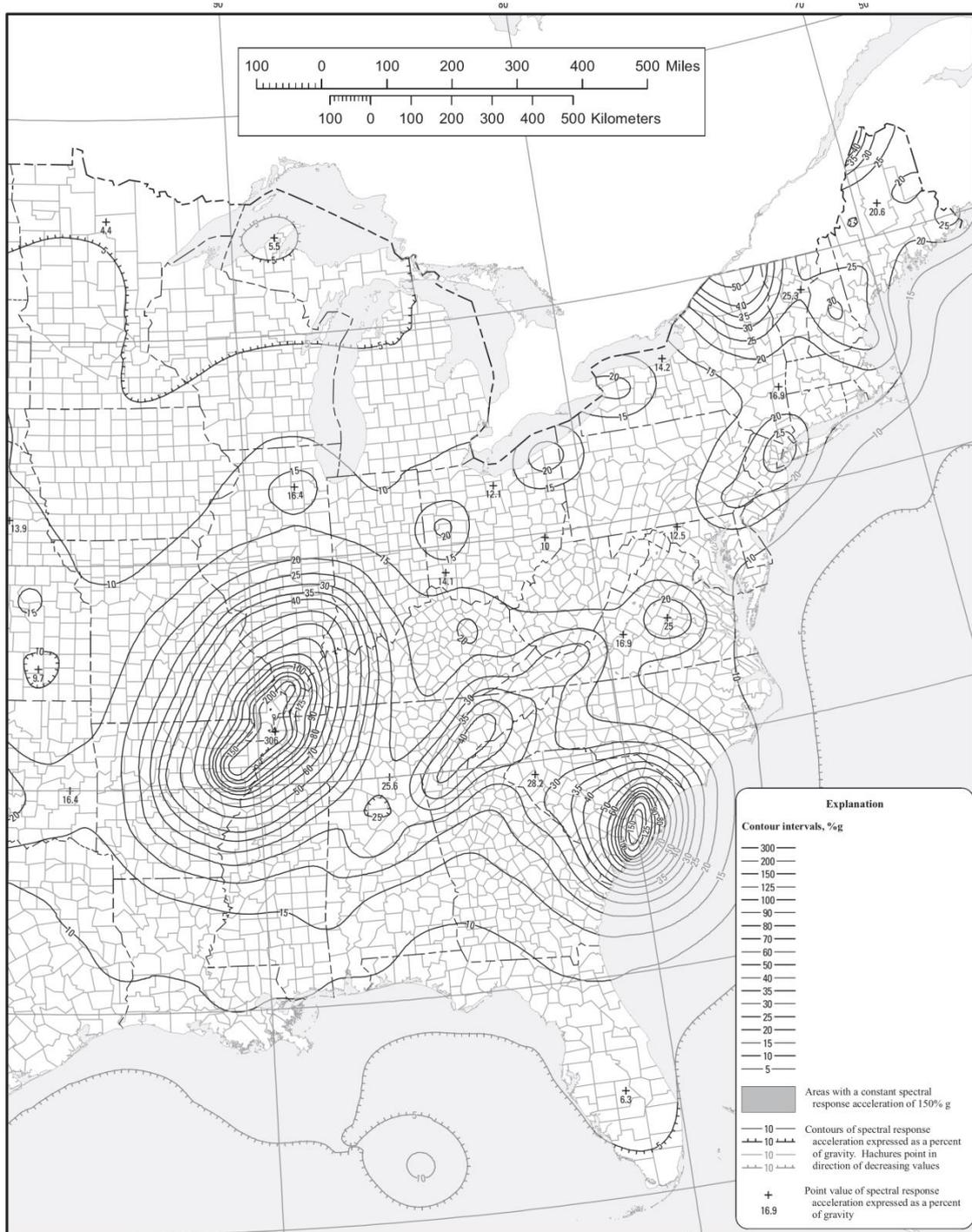


Figura 2-2 – Mapeamento da aceleração espectral para $T=0,2s$, em função da porcentagem da aceleração da gravidade, ASCE/SEI 7 (2010)

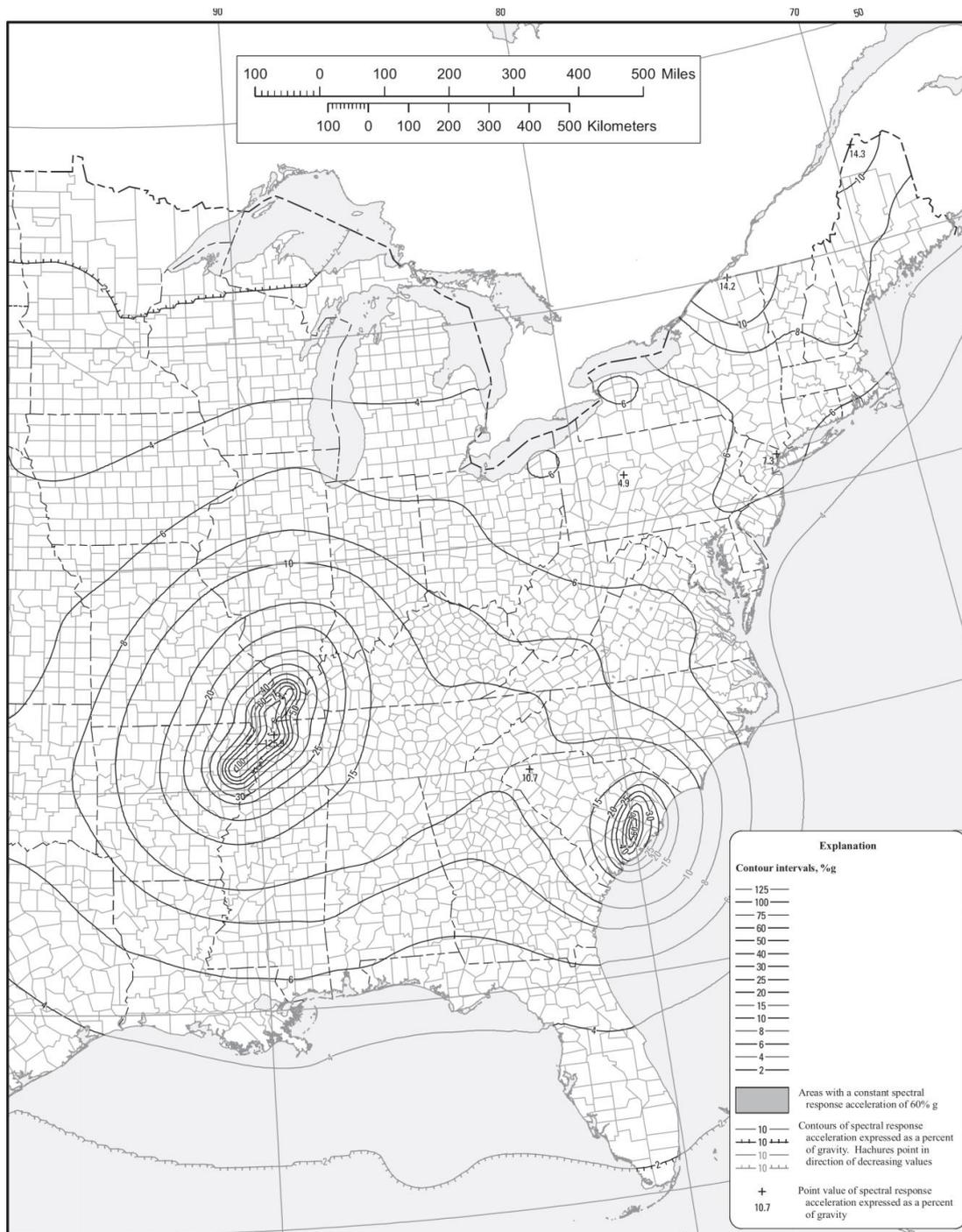


Figura 2-3 – Mapeamento da aceleração espectral para o período $T=1s$, em função da porcentagem da aceleração da gravidade, ASCE/SEI 7 (2010).



Figura 2-4 – Mapeamento da aceleração espectral para o período T_L em segundos, ASCE/SEI 7 (2010).

Eurocode – EUROCODE 8 (2004)

O EUROCODE 8 (2004) transfere a responsabilidade da definição da zonificação sísmica para cada uma das Autoridades Nacionais, órgãos normalizadores de cada país. Nessa norma um único parâmetro define a sismicidade a ser considerada em cada local, o valor do ZPA (“zero period acceleration”), aceleração horizontal máxima de projeto em rocha (a_g).

Como ilustração, a Figura 2-5 apresenta as acelerações sísmicas dos países europeus para o período de recorrência $T_R = 475$ anos.

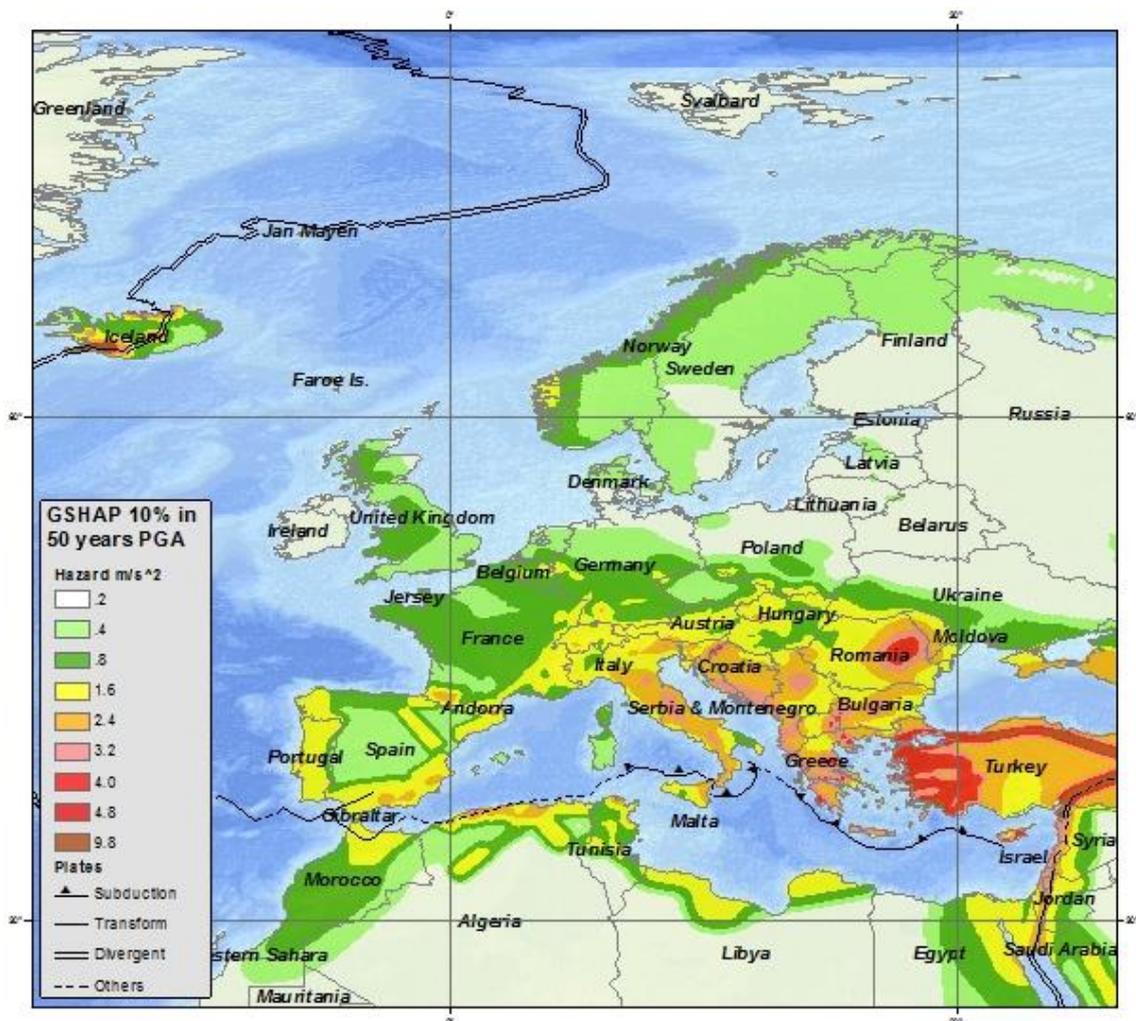


Figura 2-5 – Mapeamento da aceleração sísmica da Europa,
<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/europe/gshap.php>

A INPRES-CIRSOC 103 (2013) apresenta cinco diferentes zonas de aceleração sísmica na rocha, com variação de 0,04g a 0,35g, conforme mostra a Figura 2-6.

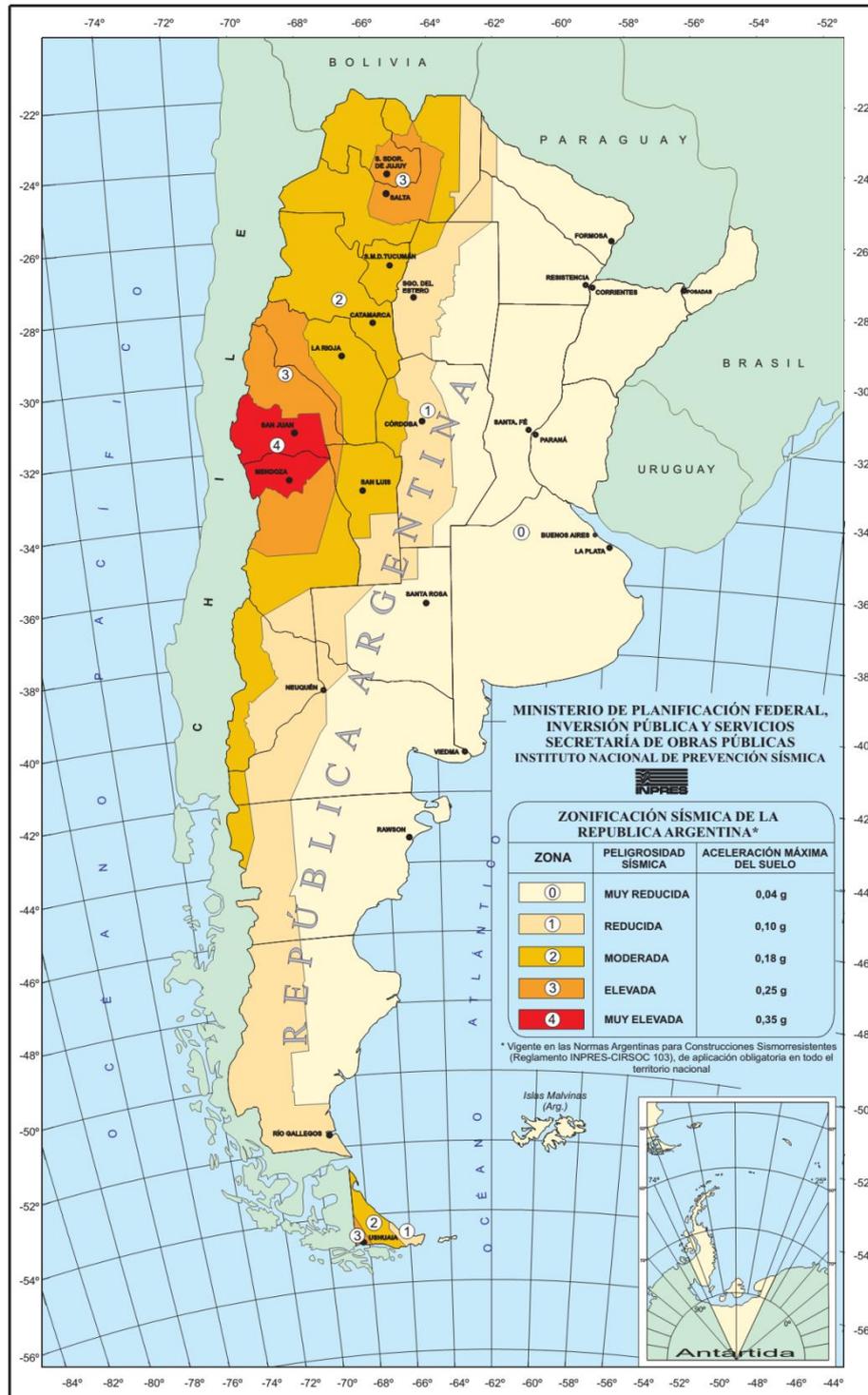


Figura 2-6 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica em rocha na Argentina, INPRES-CIRSOC 103 (2013).

Norma Chilena – NCH 433 (2009)

A Norma Chilena NCH 433 (2009) apresenta três diferentes zonas de aceleração sísmica, com variação de 0,20g a 0,40g, conforme mostra a Figura 2-7 (parcial, da região central chilena).

Tabela 2-2 – Zonas sísmicas, NCH 433 (2009)

Zona sísmica	A ₀
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

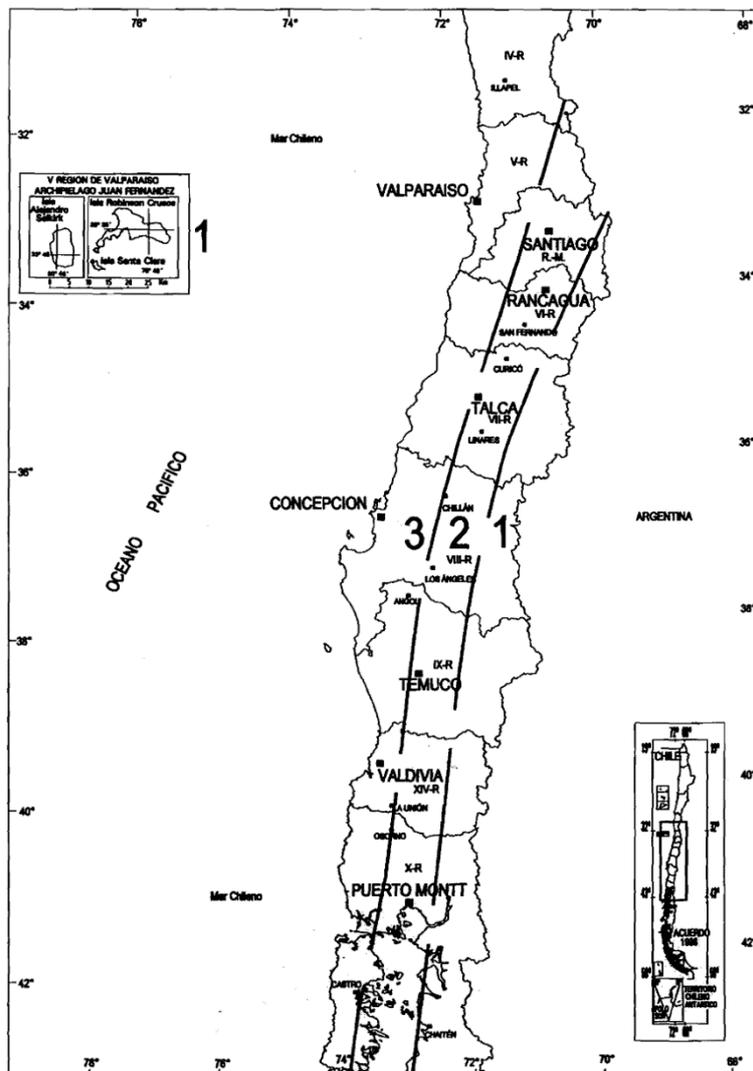


Figura 2-7 – Mapeamento da zonificação sísmica do Chile das regiões VI a X, NCH 433 (2009).

Norma Colombiana – NSR-10 (2010)

A Norma Colombiana NSR-10 (2010) apresenta dez diferentes zonas de 2.1.6. aceleração sísmica, com variação de 0,05g a 0,50g, conforme mostra a Figura 2-8.

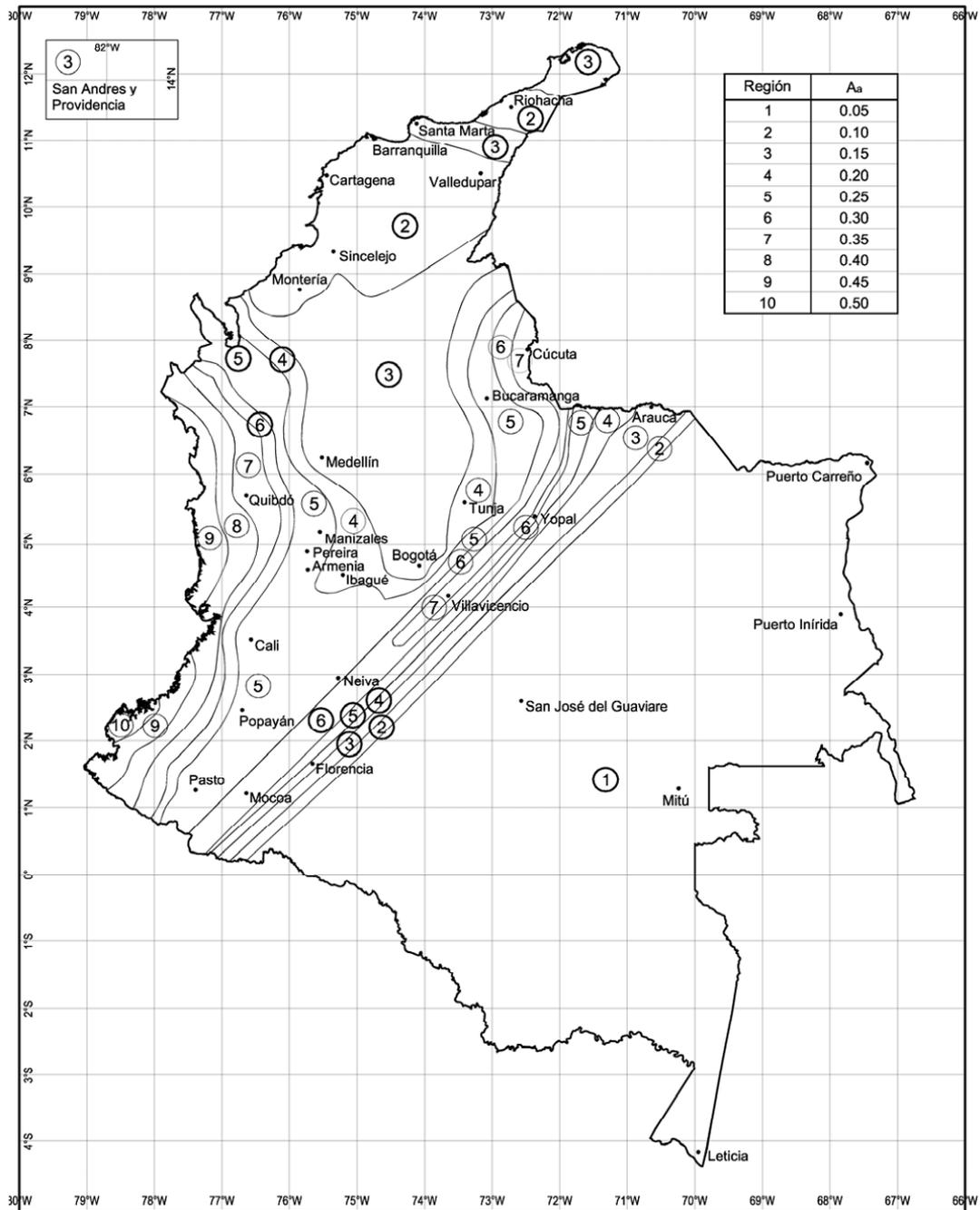


Figura 2-8 – Mapeamento da zonificação sísmica NSR-10 (2010).

Norma Ecuatoriana – NEC-11 (2011)

A Norma Ecuatoriana NEC-11 (2011) apresenta seis diferentes zonas de 2.1.7. aceleração sísmica, com variação de 0,15g a 0,50g, conforme mostra a Figura 2-9.

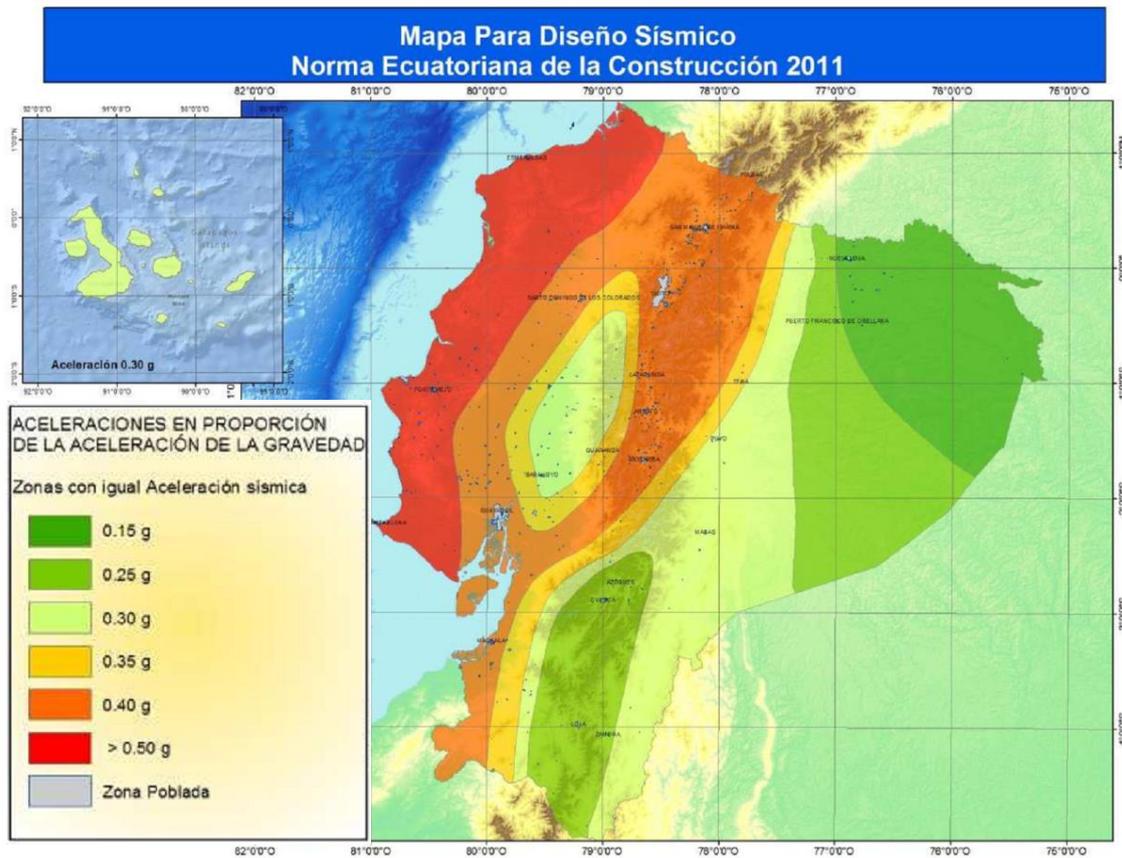


Figura 2-9 – Mapeamento da zonificação sísmica NEC-11 (2011).

Norma Peruana – E.030 (2006)

A Norma Peruana E.030 (2006) apresenta três diferentes zonas de aceleração sísmica, com variação de 0,15g a 0,40g, conforme mostra a Figura 2-10.

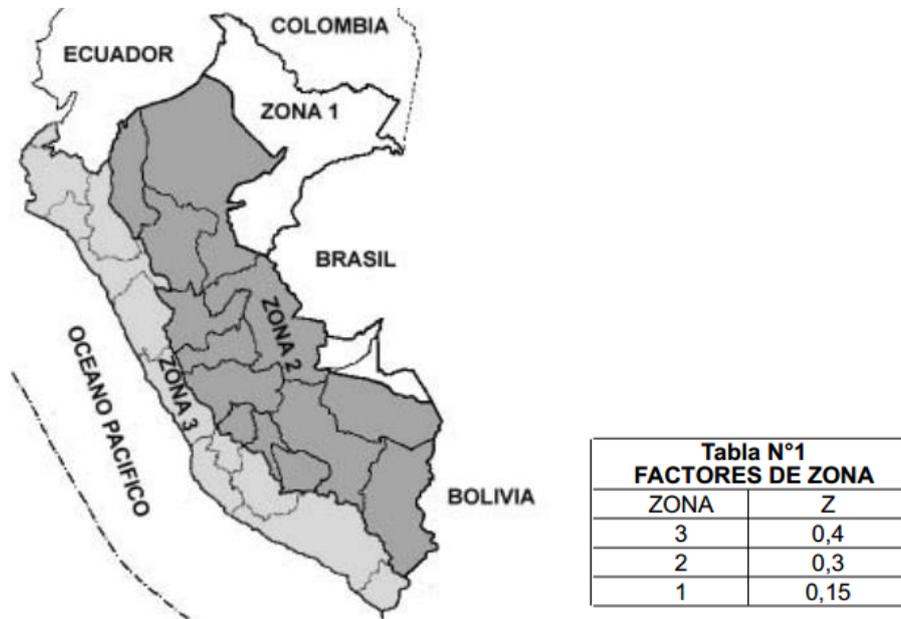


Figura 2-10 – Mapeamento da zonificação sísmica E.030 (2006).

Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001)

A Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001) apresenta sete diferentes zonas de ^{2.1.9.}aceleração sísmica, com variação de 0,10g a 0,40g, conforme mostra a Figura 2-11.

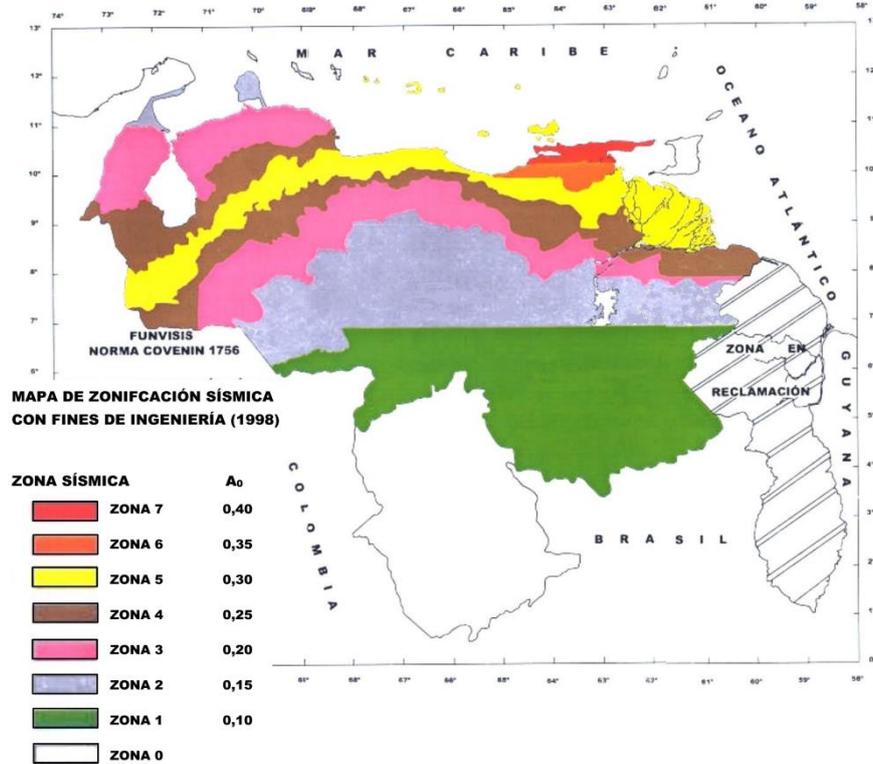


Figura 2-11 – Mapeamento da zonificação sísmica COVENIN 1756 (2001).

Tabela 2-3 – Zonas sísmicas, COVENIN 1756 (2001)

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A ₀
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		-

2.2. Definição da Forma dos Espectros Elásticos para Sismo Horizontal

De forma a tornar possível a comparação entre os espectros elásticos para sismo horizontal, definidos nas diferentes normas, é reproduzida na Figura 2-12, a Figura 3.1 do EUROCODE 8 (2004), que estabelece a forma do espectro de resposta elástica, incluindo os diversos parâmetros que o definem.

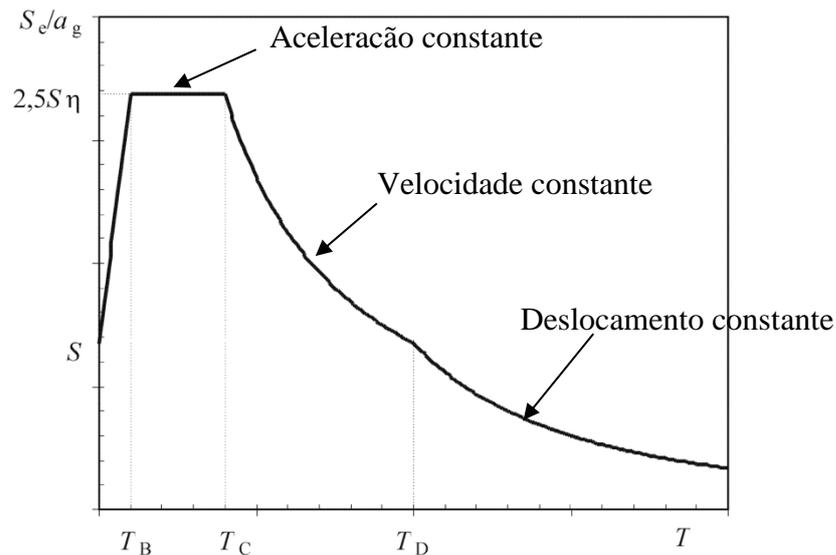


Figura 2-12 – Espectro de resposta elástica para sismo horizontal de acordo com o EUROCODE 8 (2004).

A região entre os períodos de referência T_B e T_C é a controlada pelas acelerações (aceleração constante); a região entre os períodos T_C e T_D é a controlada pela velocidade (acelerações variando com o inverso de T); a região com períodos acima de T_D é a controlada pelos deslocamentos (acelerações variando com o quadrado do inverso de T). A região entre períodos 0 e T_B é a região de transição com acelerações entre a aceleração máxima do solo (“peak ground acceleration”) e as acelerações espectrais máximas. Observe-se que a maioria das normas sul-americanas analisadas não fornece elementos para a definição do parâmetro T_D , exceto a Norma Colombiana NSR-10 (2010) e Norma Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013). A ASCE/SEI 7 (2010) define este parâmetro por meio de mapas detalhados.

Todas as normas consideram, para a definição dos espectros, o amortecimento estrutural nominal de 5%. O EUROCODE 8 (2004) e a Norma Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013) definem parâmetros para a correção do amortecimento η , para

amortecimentos diferentes de 5%, o que não é estabelecido nas outras normas analisadas.

A Norma Colombiana leva em consideração a velocidade horizontal máxima para a determinação do espectro de projeto de acelerações. Para a determinação dessa velocidade, a norma fornece mapas com esse parâmetro.

Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)

2.2.1. A Norma Brasileira NBR-15421 (2006), no seu item 6.3, define o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, conforme apresenta a Figura 2-13, dado pelas seguintes expressões:

- para $0 \leq T \leq \frac{C_a}{C_v} \cdot 0,08$

$$S_a(T) = a_{gs0} \cdot \left(18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad (2.1)$$

- para $\frac{C_v}{C_a} \cdot 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad (2.2)$$

- para $T \geq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4$

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (2.3)$$

onde

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (2.4)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (2.5)$$

Sendo a_{gs0} e a_{gs1} as acelerações espectrais, para os períodos de 0s e 1s, respectivamente, já considerando-se o efeito de amplificação sísmica no solo.

Os parâmetros C_a e C_v são os fatores de amplificação no solo, para os períodos de 0s e 1s, respectivamente, conforme a Tabela 3 da NBR-15421 (2006), definidos em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno.

O período natural (em segundos) T é associado a cada modo de vibração da estrutura.

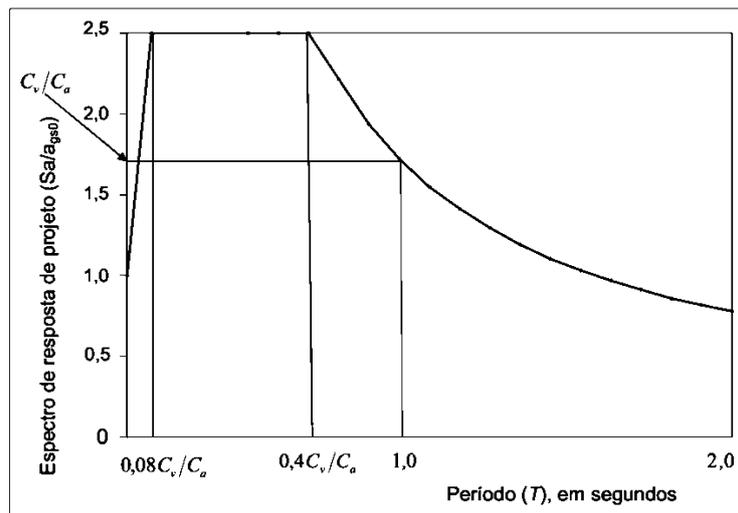


Figura 2-13 – Espectro de resposta elástica de projeto da Norma Brasileira, (S_a/a_{gs0}) em função do período (T) , NBR-15421 (2006).

2.2.2.

Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010)

A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010) define as acelerações de projeto, para períodos de 0,2s e 1s, por meio de mapas detalhados, conforme apresentado no item 2.1.2.

O espectro de projeto é definido pelas seguintes expressões:

- para $T \leq T_0$

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6)$$

- para $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} \quad (2.7)$$

- para $T_s \leq T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.8)$$

- para $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (2.9)$$

onde

S_a – espectro de resposta elástico;

S_{DS} – aceleração espectral de projeto para o período de 0,2s;

S_{D1} – aceleração espectral de projeto para o período de 1s;

T – período natural associado a cada modo de vibração da estrutura.

Sendo:

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$

onde

T_L – período “longo” obtido nos mapas da ASCE/SEI 7 (2010).

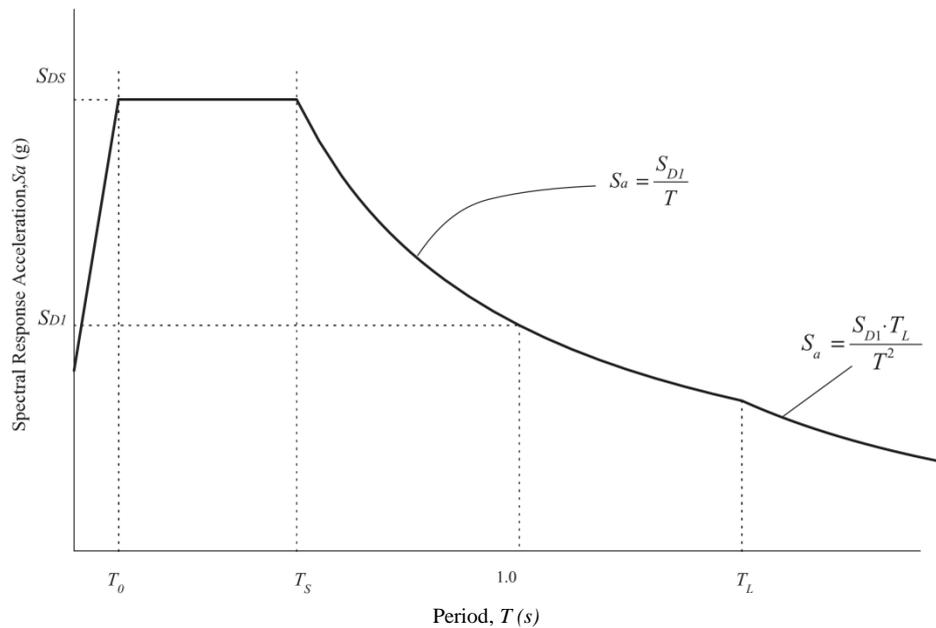


Figura 2-14 – Espectro de projeto da Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010).

2.2.3. Eurocode – EUROCODE 8 (2004)

O EUROCODE 8 (2004) define dois tipos de espectro.

- Tipo 1: regiões onde há preponderância sismos de magnitude elevada (superiores a 5,5).
- Tipo 2: regiões onde há preponderância sismos de magnitude moderada (inferiores a 5,5).

Segundo RÔLO (2009), a regiões interplacas estão associados sismos de magnitude elevada, de longa duração e com maior predominância de frequências baixas. Já a regiões intraplacas correspondem geralmente sismos de magnitude moderada, de duração inferior e com predominância de frequências mais elevadas.

O espectro de resposta elástico horizontal no EUROCODE 8 (2004) é definido pelas seguintes expressões:

- para $0 \leq T \leq T_B$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.12)$$

- para $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.13)$$

- para $T_C \leq T \leq T_D$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.14)$$

- para $T_D \leq T$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.15)$$

onde

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástica;

T – período natural associado a cada modo de vibração da estrutura;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A (rocha);

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – coeficiente do solo;

η – um coeficiente de correção do amortecimento.

A Figura 2-15 apresenta o espectro de resposta elástica do EUROCODE 8 (2004).

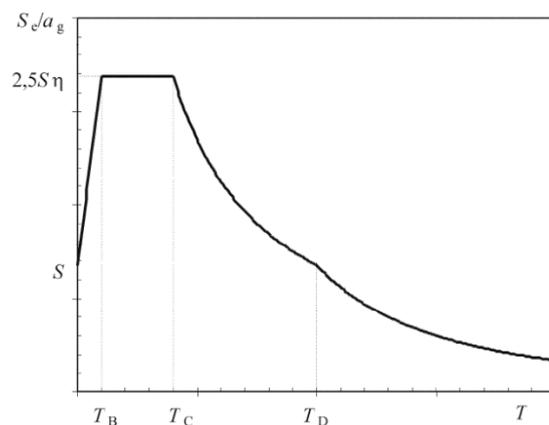


Figura 2-15 – Forma do espectro de resposta elástica do EUROCODE 8 (2004).

Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013)

2.2.4.

A Norma Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013) define o espectro de resposta elástico para as ações sísmicas horizontais, com fator de amortecimento de 5%, pelas seguintes expressões:

- para $T \leq T_1$

$$S_a = C_a + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{T}{T_1} \right) \quad (2.16)$$

- para $T_1 < T \leq T_2$

$$S_a = 2,5 \cdot C_a \quad (2.17)$$

- para $T_2 < T \leq T_3$

$$S_a = \frac{C_v}{T} \quad (2.18)$$

- para $T > T_3$

$$S_a = \frac{C_v \cdot T_3}{T^2} \quad (2.19)$$

onde

S_a – espectro de resposta elástica;

C_a, C_v – fatores de amplificação no solo;

T – período natural associado a cada modo de vibração da estrutura;

T_1 – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_2 – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_3 – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante.

A Figura 2-16 apresenta o espectro de resposta de projeto da norma argentina.

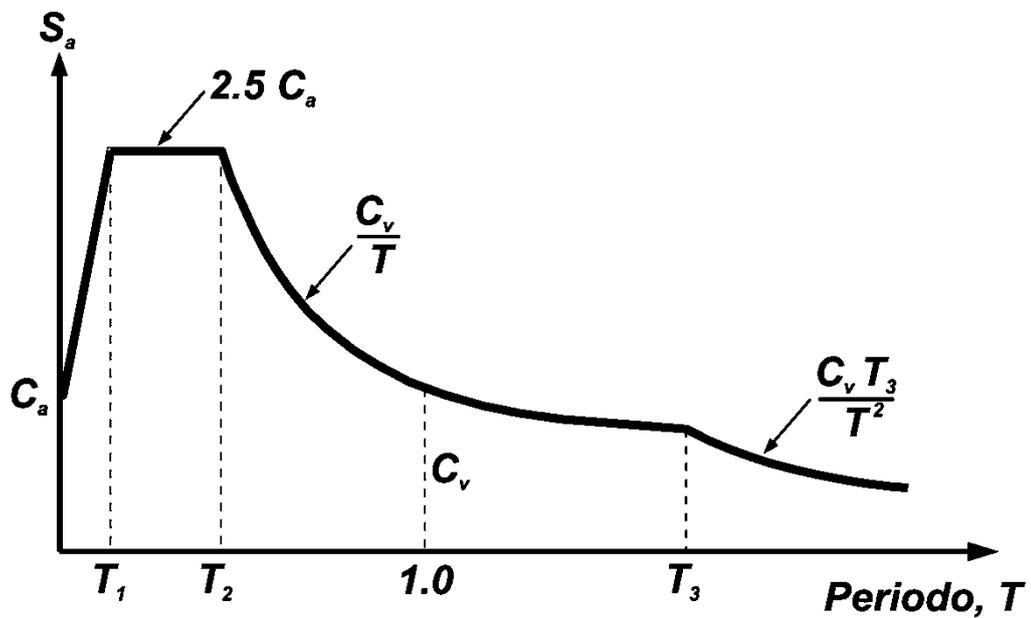


Figura 2-16 – Espectro de resposta de projeto da Norma Argentina para zona sísmica 1 com amortecimento de 5%, INPRES-CIRSOC 103 (2013).

Norma Chilena – NCH 433 (2009)

A NCH 433 (2009) em 2010, pelo decreto governamental 117, teve a definição de seu espectro totalmente alterada, para um espectro com o formato parecido com as demais normas. Porém em 2011 o decreto governamental 61, redefiniu o espectro com apenas uma equação, retornando ao formato definido na NCH 433 (2009). O espectro de projeto da Norma Chilena é definido por:

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{\frac{R^*}{I}} \quad (2.20)$$

$$\alpha = \frac{1, +4,5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^P}{1, + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.21)$$

onde

S_a – espectro de resposta elástica;

S – fator de amplificação no solo;

A_0 – aceleração efetiva máxima do solo;

R^* – fator de redução;

I – coeficiente de importância;

T_n – período de vibração do modo n ;

T_0 – parâmetro relativo ao tipo de solo.

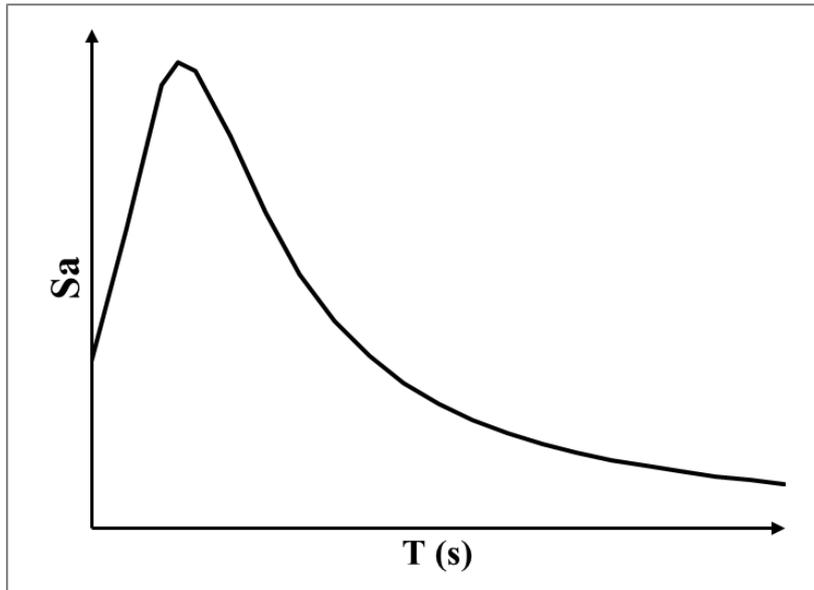


Figura 2-17 – Espectro de resposta de projeto da Norma Chilena NCH 433 (2009), decreto 61 de 2011.

2.2.6. *Norma Colombiana – NSR-10 (2010)*

A Norma Colombiana NSR-10 (2010) define o espectro de projeto de acelerações pelas seguintes equações:

- para $T \leq T_C$

$$S_a = 2,5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \quad (2.22)$$

- para $T_C \leq T \leq T_L$

$$S_a = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \quad (2.23)$$

- para $T \geq T_L$

$$S_a = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \quad (2.24)$$

onde

S_a – espectro de resposta elástica;

A_a – coeficiente que representa a aceleração horizontal máxima efetiva, obtida a partir dos mapas da seção A.2.2 da NSR-10 (2010);

A_v – coeficiente que representa a velocidade horizontal máxima efetiva, obtida a partir dos mapas da seção A.2.2 da NSR-10 (2010);

F_a – fator de amplificação do solo para o período T_0 ;

F_v – fator de amplificação do solo para período de 1s;

T_C – período de vibração correspondente à transição entre a zona de aceleração constante e a parte descendente do espectro.

Sendo:

$$T_C = 0,48 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} \quad (2.25)$$

e T_L é o período de vibração correspondente ao início da zona de deslocamento aproximadamente constante, para períodos altos, dado por:

$$T_L = 2,4 \cdot F_v \quad (2.26)$$

A NSR-10 (2010) permite que quando se utilize uma análise dinâmica, para períodos de vibração diferentes do fundamental e menores que T_0 , o espectro de resposta pode ser obtido por:

$$S_a = 2,5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.27)$$

onde T_0 é o período de vibração onde se iniciam as acelerações constantes do espectro, dado pela seguinte expressão.

$$T_0 = 0,1 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} \quad (2.28)$$

A Figura 2-18 apresenta o espectro elástico de acelerações da NSR-10 (2010).

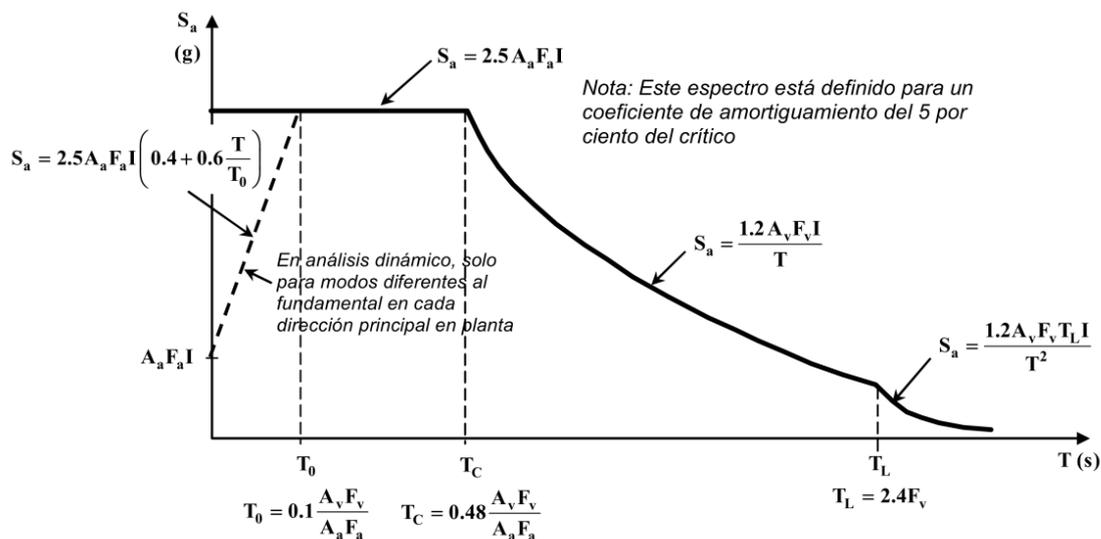


Figura 2-18 – Espectro de resposta elástica de acelerações de projeto, como fração de g , NSR-10 (2010).

2.2.7. Norma Equatoriana – NEC-11 (2011)

A Norma Equatoriana NEC-11 (2011) define o espectro de projeto de acelerações pelas seguintes expressões:

- para $0 \leq T \leq T_C$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad (2.29)$$

- para $T > T_C$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \quad (2.30)$$

onde

S_a – espectro de resposta elástico;

η – coeficiente que relaciona a amplificação espectral, S_a/Z em rocha, que varia dependendo da região do Equador;

Z – fator de zona sísmica, que representa a aceleração máxima em rocha para o sismo de projeto, expressa como uma fração da aceleração da gravidade;

F_a – coeficiente que amplifica as ordenadas do espectro de resposta elástico de acelerações em rocha, levando em conta o tipo de solo;

T_c – período de vibração correspondente à transição entre a zona de aceleração constante e a parte descendente do espectro.

Sendo:

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (2.31)$$

A NEC-11 (2011) permite que quando se utilize uma análise dinâmica para períodos de vibração diferentes do fundamental menores que T_0 , o espectro de resposta possa ser obtido pela seguinte expressão:

$$S_a = Z \cdot F_a \cdot \left(1 + (\eta - 1) \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.32)$$

onde T_0 é o período de vibração onde se iniciam as acelerações constantes do espectro, dado pela seguinte por

$$T_0 = 0,1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (2.33)$$

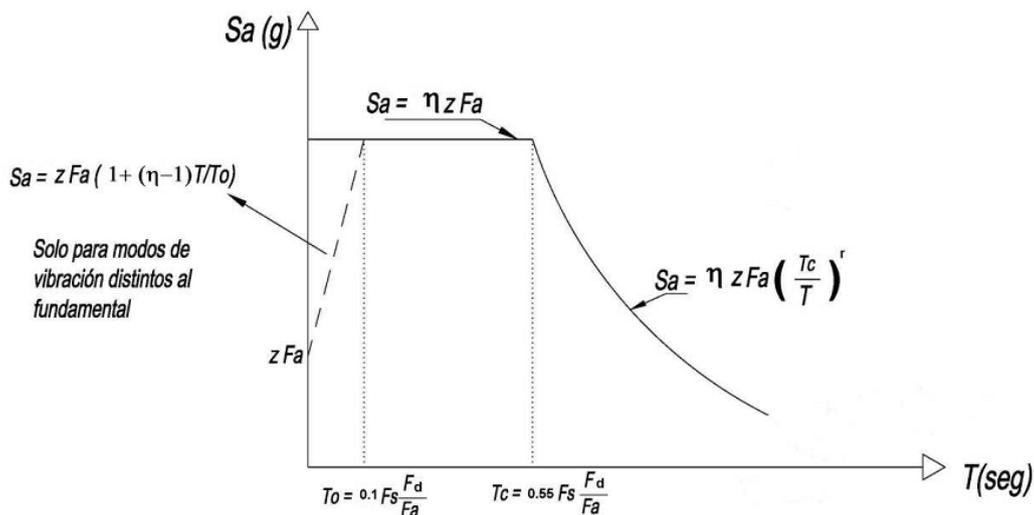


Figura 2-19 – Espectro de resposta elástica de acelerações de projeto NEC-11 (2011).

Das normas comparadas neste trabalho, a Peruana E.030 (2006) apresentou-se ^{2.2.8.} como a mais simples na determinação do espectro de projeto de acelerações, sendo necessária somente a expressão apresentada a seguir.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (2.34)$$

onde:

S_a – espectro de resposta elástica;

Z – fator zona sísmica;

U – coeficiente de uso e importância que depende do tipo de edificação;

C – coeficiente de amplificação sísmica que depende dos parâmetros do solo, e é determinado por

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \cdot C \leq 2,5 \quad (2.35)$$

sendo S é o fator do solo e R o coeficiente de modificação de resposta.

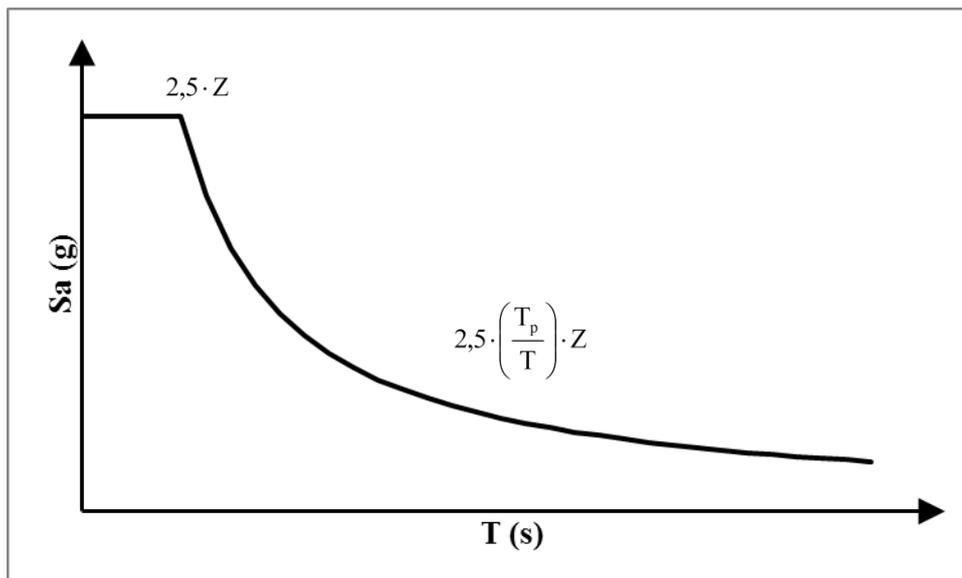


Figura 2-20 – Espectro elástico de acelerações de projeto segundo a Norma Peruana.

A Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001) apresenta quatro tipos de formas espectrais (S1 a S4) que dependem das características do solo.

O espectro de projeto de acelerações é dado pelas seguintes expressões da COVENIN 1756 (2001):

- para $T \leq T^+$

$$A_D = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_0 \cdot \left[1 + \frac{T}{T^+} \cdot (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c \cdot (R - 1)} \quad (2.36)$$

- para $T^+ \leq T \leq T^*$

$$A_D = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \quad (2.37)$$

- para $T > T^*$

$$A_D = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \cdot \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (2.38)$$

onde

A_d – ordenada do espectro de projeto;

α – fator de importância;

φ – fator de correção do coeficiente de aceleração horizontal

A_0 – coeficiente de aceleração horizontal;

β – fator de amplificação;

$T_0 = 0,25 \cdot T^*$ – período a partir do qual os espectros tem um valor constante;

T^* – período onde termina o patamar do espectro;

$T^+ \geq T_0$ – período característico de “variação de resposta dúctil”;

$$c = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}};$$

R – coeficiente de modificação de resposta;

p – expoente que define o trecho descendente do espectro.

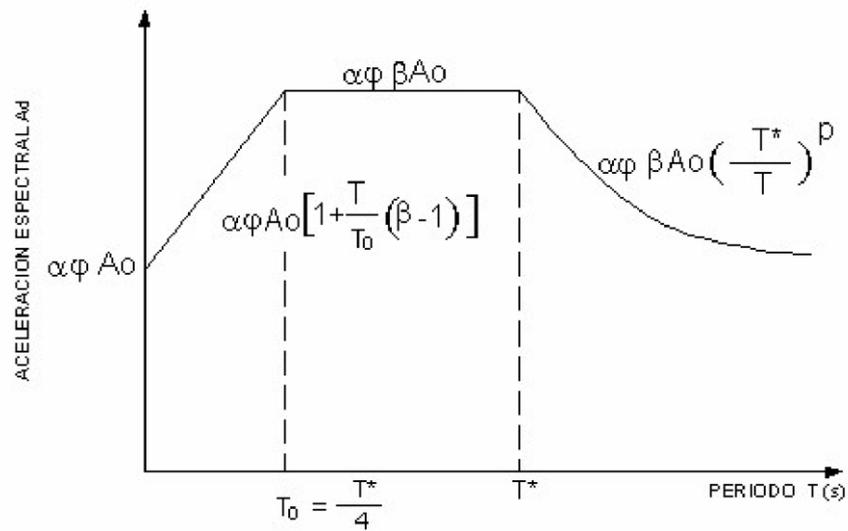


Figura 2-21 – Espectro de resposta elástica da Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001).

2.3. Períodos de Recorrência

O período de recorrência sísmica para a maioria das normas estudadas é de 475 anos. Isto corresponde a uma probabilidade de 10% do sismo de projeto ser excedido em 50 anos.

A maioria das normas sul-americanas, como a Colombiana NSR-10 (2010), a Equatoriana NEC-11 (2011), a Peruana E.030 (2006) e a Brasileira NBR-15421 (2006) seguem esse critério. Além dessas normas, o EUROCODE 8 (2004) também considera o período de recorrência de 475 anos, período a ser confirmado em cada norma nacional.

Já a Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010) define um período de recorrência de 2475 anos, o que corresponde a uma probabilidade de 2% do “input” sísmico ser excedido em 50 anos. Porém, por razões de viabilidade econômica das construções, essa norma define um fator de redução de 2/3 a ser aplicado nas forças sísmicas resultantes da aplicação dos espectros obtidos dessa forma.

As demais normas estudadas não explicitam o período de recorrência.

A Tabela 2-4 apresenta um comparativo do período de recorrência das normas em estudo.

Tabela 2-4 – Comparação dos períodos de recorrência

	Brasileira NBR-15421 (2006)	Americana ASCE/SEI 7 (2010)	Europeia EUROCODE 8 (2004)	Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013)	Chilena NCH 433 (2009)	Colombiana NSR-10 (2010)	Equatoriana NEC-11 (2011)	Peruana E.030 (2006)	Venezuelana COVENIN 1756 (2001)
Período de Recorrência (anos)	475	2475	475	–	–	475	475	475	–

2.4. Consideração da Amplificação e Liquefação do Solo e Interação Solo-Estrutura

Todas as normas analisadas classificam as condições de subsolo em função das velocidades de propagação de ondas secundárias (v_s), e/ou do número de golpes (N_{SPT}) registrado no ensaio de penetração SPT (“Standard Penetration Test”).

Para áreas em que o subsolo é não-homogêneo, todas as normas estabelecem critérios para a definição de parâmetros médios até uma certa profundidade (tipicamente os 30m mais superficiais), para a classificação do subsolo. É definido certo número de Classe de Subsolo (entre três e cinco; por exemplo, no EUROCODE 8 (2004), Classes A a D), de solos muito rígidos até os mais deformáveis.

Como o fenômeno da amplificação no solo se apresenta de forma diferenciada em solos mais ou menos rígidos, a Classe de Subsolo irá condicionar a forma dos espectros de projeto. Em solos menos rígidos a amplificação no solo é maior, levando a maiores valores do coeficiente de amplificação (fator S no EUROCODE 8 (2004)). Além disso, a faixa de maiores acelerações dos espectros se desloca no sentido dos maiores períodos estruturais T.

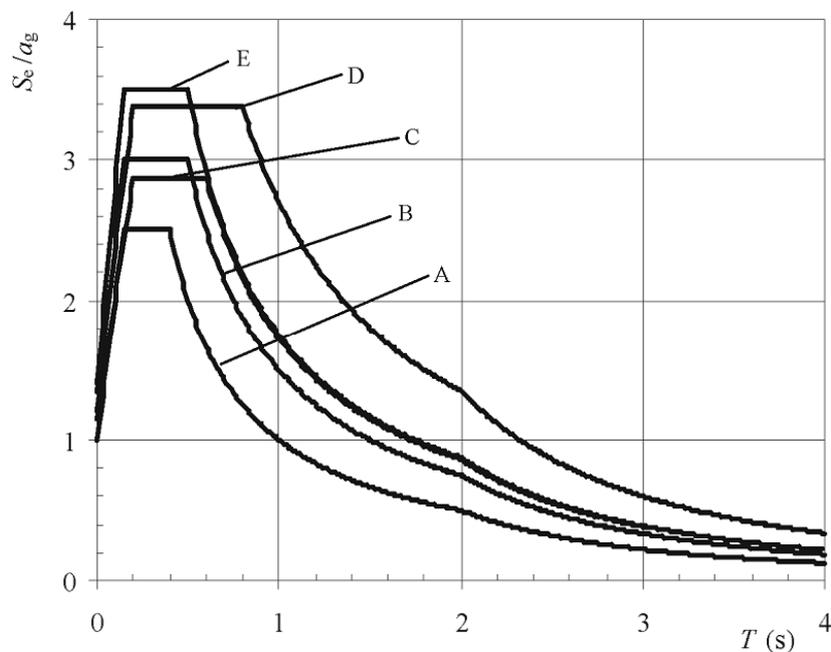


Figura 2-22 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendado para solos dos tipos A a E com 5% de amortecimento, EUROCODE 8 (2004).

Em todas as normas analisadas é definida uma Classe de Subsolo separada para os solos liquefazíveis. Por exemplo, no EUROCODE 8 (2004), é definida a Classe S. No EUROCODE 8 (2004) parte 5 – seção 4 e na Norma Argentina são definidos critérios quantitativos para a consideração da liquefação. Na maioria das demais normas esses critérios não estão explicitados. Uma definição qualitativa dos solos com potencial de liquefação pode ser encontrada, por exemplo, na Norma Chilena.

Crerios específicos para a consideração de efeitos de interação solo-estrutura podem ser encontrados no Capítulo 19 da ASCE/SEI 7 (2010), no Capítulo 6 da EUROCODE 8 (2004)– Parte 5, e na Norma Colombiana NSR-10 (2010) no seu apêndice A-2. Esses critérios não se encontram explicitados na maior parte das demais normas.

2.5. Classificação da Estrutura em Diferentes Níveis de Importância

Todas as normas analisadas reconhecem a necessidade de classificar as estruturas em Classes de Importância. Essa classificação implica em uma diferenciação em termos de confiabilidade, de acordo com o risco estimado e/ou das consequências de uma falha. Essa diferenciação de confiabilidade se traduz nas normas pela aplicação de um coeficiente de multiplicação a ser aplicado nas forças sísmicas avaliadas. As normas definem entre três e quatro Classes de Importância. Em todas o fator de importância de referência $I = 1,0$ é associado a estruturas usuais, tais como edificações residenciais e comerciais.

Algumas normas têm uma categoria para estruturas de menor importância para a segurança pública, como a Americana ASCE/SEI 7 (2010), o EUROCODE 8 (2004), a Chilena NCH 433 (2009), a Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013), a Peruana E.030 (2006) e a Venezuelana COVENIN 1756 (2001). As três últimas normas apenas as classificam e não definem um coeficiente de importância, por não exigirem uma análise para ações sísmicas para essa categoria de menor importância.

Na Norma Colombiana NSR-10 (2010) as estruturas definidas como essenciais para a proteção civil estão divididas em dois grupos, edificações de atenção à comunidade (III) e edificações indispensáveis (IV), com coeficientes de importância iguais a 1,25 e 1,50, respectivamente.

A Norma Equatoriana NEC-11 (2011), em seu item 2.9.2.4, define que para estruturas de ocupação especial e essencial deve-se verificar um adequado comportamento sísmico na fase inelástica, que impeça o colapso da estrutura para um período de retorno de 2500 anos.

A Tabela 2-5 apresenta um estudo comparativo dos coeficientes de importância por categoria de estrutura das normas em estudo.

Tabela 2-5 – Comparação dos coeficientes de importância

NORMAS	Estruturas de menor importância para a segurança pública		Estruturas de ocupação normal		Estruturas de importância substancial		Estruturas definidas como essenciais	
	Categoria	Índice	Categoria	Índice	Categoria	Índice	Categoria	Índice
Brasileira NBR-15421 (2006)	–		I	1,00	II	1,25	III	1,50
Americana ASCE/SEI 7 (2010)	I	1,00	II	1,00	III	1,25	IV	1,50
Europeia EUROCODE 8 (2004)	I	0,80	II	1,00	III	1,20	IV	1,40
Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013)	C	0,80	B	1,00	A	1,30	A ₀	1,50
Chilena NCH 433 (2009)	I	0,60	II	1,00	III	1,20	IV	1,20
Colombiana NSR-10 (2010)	–		I	1,00	II	1,10	III e IV	1,25 e 1,50
Equatoriana NEC-11 (2011)	–		Outras Estruturas	1,00	Ocupação Especial	1,30	Essenciais e/ou perigosas	1,50
Peruana E.030 (2006)	D	–	C	1,00	B	1,30	A	1,50
Venezuelana COVENIN 1756 (2001)	C	–	B2	1,00	B1	1,15	A	1,3

2.6. Sistemas Sismo-Resistentes e Coeficientes de Modificação de Resposta

Todas as normas analisadas reconhecem a impossibilidade de requerer que as estruturas se comportem no regime elástico-linear, quando sujeitas a solicitações sísmicas extremas. Quando submetidas a essas solicitações, espera-se que as estruturas possam se comportar adequadamente no domínio não linear, desenvolvendo grandes deformações e dissipando uma larga quantidade de energia. Para isso, as estruturas devem ser projetadas e detalhadas de forma a assegurar essa capacidade de dissipação de energia. Desde que um adequado grau de ductilidade seja assegurado à estrutura, é possível se transformar os espectros de resposta elásticos em espectros de resposta de projeto, aplicando-se coeficientes de modificação de resposta (coeficientes de redução R ou q), funções do material e do tipo da estrutura, em que a ductilidade considerada está implícita.

O EUROCODE 8 (2004) além de levar em conta o tipo de estrutura, considera para determinação do fator q , coeficiente de comportamento para as ações sísmicas, a quantidade de tramos, no caso de pórticos e sistemas mistos, e no caso de sistemas de paredes, o número de paredes acopladas. Na Tabela 2-6 é considerado que o pórtico e o sistema misto têm vários tramos.

A Norma Colombiana NSR-10 (2010) apresenta uma variação no valor de R para períodos pequenos nos projetos com microzonificação sísmica, adotando uma variação de 1 a R para períodos de vibração de 0 a T_0 . Essa variação é apresenta na Figura 2-23.

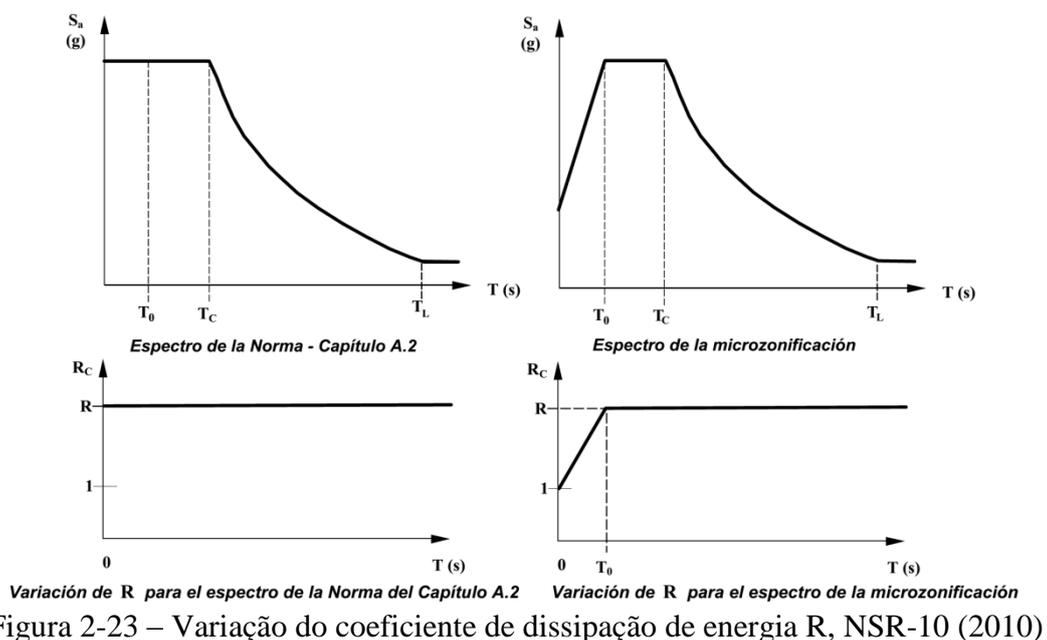


Figura 2-23 – Variação do coeficiente de dissipação de energia R , NSR-10 (2010)

Tabela 2-6 – Comparação dos coeficientes de modificação de resposta.

TIPO DE ESTRUTURA		Pórticos de concreto			Pórticos de aço			Sistema dual, composto de pórticos e pilares-parede de concreto			Sistema dual, composto de pórticos de aço e treliças de contraventamento			Estruturas do tipo pêndulo invertido			
		Especial	Intermediário	Usual	Especial	Intermediário	Usual	Especial	Intermediário	Usual	Especial	Intermediário	Usual	Especial	Intermediário	Usual	
NORMAS	Brasileira NBR-15421 (2006) (R)	8	5	3	8	4,5	3,5	7	5,5	4,5	7	–	–			2,5	
	Americana ASCE/SEI 7 (2010) (R)	8	5	3	8	4,5	3,5	7	5,5	4,5	7	–	–			2,0	
	Europeia EUROCODE 8 (2004) (q)	5,9	3,9	–	5,9	3,9	–	5,4	3,6	–	5,4	3,6	–	2	1,5	–	
	Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013) (R)	7	–	3,5	7	4,5	3	6	–	3,5	5	–	3	2,5			
	Chilena NCH 433 (2009)	R	7			7	5	4	7			5,5	–	3	2		
		R ₀	11			11	6	5	11			8	–	5	–		
	Colombiana NSR-10 (2010)	7	5	2,5	7	5	3	8	6	–	8	6	–	2,5	1,5	–	
	Equatoriana NEC-11 (2011)	6			6			7			7			–			
	Peruana E.030 (2006)	8			9,5			7			6			–			
Venezuelana COVENIN 1756 (2001)	6	4	2	6	4,5	2,5	5	3,5	1,75	5	4	2,25	2	1,5	1,25		

A Norma Chilena NCH 433 (2009) apresenta dois fatores de modificação de resposta, um para a análise estática equivalente (R) e outro para a análise espectral (R_0). Ambos são apresentados na Tabela 2-6.

As normas definem os coeficientes de modificação em função dos sistemas estruturais e dos materiais utilizados. Os valores numéricos desses coeficientes são frequentemente definidos empiricamente nas normas, com base na experiência anterior.

Na Tabela 2-6 é apresentado um comparativo dos coeficientes de modificação de resposta das normas estudadas em função do tipo de estrutura, material e nível de detalhamento (usual, intermediário e especial).

2.7. Irregularidades Estruturais

Todas as normas analisadas recomendam estritamente (ver, por exemplo, o item 4.2.1 do EUROCODE 8 (2004)), os seguintes princípios básicos no projeto sísmico de uma construção: simplicidade e uniformidade estrutural, regularidade em planta e em elevação, resistência e rigidez bidirecional e à torção, comportamento de diafragma nos diversos pisos e fundação adequada.

A irregularidade em planta e em elevação é punida pelas normas, que nesses casos requerem métodos de análise mais elaborados e/ou requisitos mais rígidos para a consideração das forças sísmicas. Algumas normas, tais como a chilena e peruana, não apresentam nenhuma definição específica para a consideração dessas irregularidades.

Nos subitens a seguir será descrito como algumas das normas estudadas consideram a irregularidade estrutural.

Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)

2.7.1. A NBR-15421 (2006), nos seus itens 8.3.2 e 8.3.3, cita cinco tipos de irregularidades: à torção, descontinuidade na trajetória de resistência sísmica no plano, elementos verticais do sistema sismo-resistente não paralelos ou simétricos com relação aos eixos ortogonais principais desse sistema, descontinuidade na trajetória de resistência sísmica na vertical e caracterização de um “pavimento fraco” (“*weak first story*”).

Nos casos de descontinuidades na trajetória de resistência, os efeitos do sismo horizontal devem ser amplificados pelo coeficiente de sobrerresistência (Ω_0), indicado na Tabela 6 da NBR-15421 (2006).

As estruturas com irregularidade do tipo “pavimento fraco” não podem ter mais de dois pavimentos, e nem mais de 9 m de altura. Porém, essa limitação pode ser desconsiderada, caso as forças sísmicas sejam amplificadas pelo coeficiente de sobrerresistência (Ω_0).

2.7.2. *Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010)*

A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010), no seu item 12.3.2, cita os seguintes tipos de irregularidades em planta: à torção, recuos excessivos nas quinas, descontinuidade de diafragma e sistemas não paralelos. Como irregularidades na altura têm-se: piso flexível, irregularidades em distribuição de massas, geométrica e descontinuidade nos planos resistentes a cargas laterais.

Nos casos de caracterização de um “pavimento fraco” as estruturas devem ser limitadas a 9 m de altura, ou os efeitos do sismo horizontal devem ser amplificados pelo coeficiente de sobrerresistência (Ω_0). Nas ligações de diafragmas com elementos verticais as forças sísmicas devem ser majoradas em 25% para estruturas de categorias sísmicas de D a F.

Eurocode – EUROCODE 8 (2004)

O EUROCODE 8 (2004), no item 4.2.3, considera a irregularidade estrutural reduzindo o coeficiente de comportamento q .

Os critérios aí definidos para a concepção de uma estrutura regular são: simplicidade e uniformidade estrutural, regularidade em planta e em elevação, resistência e rigidez bidirecional e à torção, comportamento de diafragma nos diversos pisos e fundação adequada.

Norma Argentina – INPRES-CIRSOC 103 (2013)

2.7.4.

A Norma Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013), no seu item 8.3.1, considera os tipos de irregularidades em planta citados como torsional, recuos excessivos na quinas, descontinuidade na trajetória de resistência sísmica e sistemas não paralelos. Como irregularidades na altura têm-se: piso flexível, distribuição de massas, geométrica e descontinuidade na trajetória de resistência sísmica na vertical.

Nesta norma, as irregularidades em planta e altura devem ser minimizadas dependendo da zona sísmica e da classificação de importância da estrutura. Os elementos estruturais que suportam outros elementos descontínuos deverão ser projetados para as solicitações que resultem do colapso dos elementos interrompidos. Caso necessário utiliza-se o fator de sobrerresistência (Ω_0).

No caso de “pavimento fraco” os elementos que produzem a descontinuidade ou asseguram resistência devem ser projetados em condição elástica.

Norma Colombiana – NSR-10 (2010)

A Norma Colombiana NSR-10 (2010), no seu item A.3.3, considera a irregularidade estrutural utilizando-se de coeficientes a serem multiplicados ao fator R_0 (coeficiente de modificação de resposta básico) para a obtenção de um fator R minorado. Esses coeficientes consideram as irregularidades em planta, na altura e redundância no sistema estrutural.

Os tipos de irregularidades em planta citados nesta norma são à torção, recuos excessivos na quinas, descontinuidade de diafragma, descontinuidade na trajetória de resistência sísmica no plano e sistemas não paralelos. Como irregularidades na altura

têm-se: piso flexível, na distribuição de massas, geométrica e descontinuidade na trajetória de resistência sísmica na vertical.

Norma Equatoriana – NEC-11 (2011)

2.7.6. A Norma Equatoriana NEC-11 (2011), nos seus itens 2.6.5 a 2.6.7, considera a irregularidade estrutural utilizando-se de coeficientes que majoram as forças sísmicas dependendo da configuração estrutural em planta e em elevação.

Os tipos de irregularidades em planta citados nesta norma são à torção, recuos excessivos nas quinas, descontinuidade nos pisos e eixos estruturais não paralelos. Como irregularidades na altura têm-se: piso flexível, na distribuição de massas e irregularidade geométrica.

Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001)

2.7.7.

A Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001), nos seus itens 6.4.1 e 6.5.2, considera a irregularidade estrutural minorando o R pelo fator de 0,75 para algumas irregularidades, e para outras, majorando as solicitações sísmicas pelo fator 1,3.

Os tipos de irregularidades verticais citados nesta norma são entrepisso fraco, distribuição irregular de massas no piso, aumento das massas com a elevação, variação da geometria, esbeltez excessiva, descontinuidade no plano resistente a cargas laterais, falta de conexões entre os elementos verticais e efeito de coluna curta. Como irregularidades em planta têm-se: grande excentricidade, risco torsional elevado, sistema não ortogonal e diafragma flexível.

2.8. Métodos de análise sísmica

Para estruturas simples e regulares, todas as normas analisadas permitem a aplicação de um método de forças horizontais estáticas equivalentes, nos casos em que a contribuição do modo fundamental de vibração é preponderante nas respostas dinâmicas, em cada direção. As normas também definem fórmulas aproximadas para a avaliação dos períodos fundamentais das estruturas. Como exemplo, no item 2.8.1 é apresentado o método das forças estáticas equivalentes para a Norma Brasileira. O uso de dois modelos planos em cada uma das duas direções horizontais é tipicamente admitido somente em estruturas regulares e simétricas.

Todas as normas também permitem o uso do método espectral, por superposição modal das respostas. Nas normas analisadas, é exigido que, com o número de modos considerado, seja capturada pelo menos 90% da massa total da estrutura em cada direção ortogonal. A Norma Venezuelana apresenta também uma fórmula que define explicitamente o número de modos requerido.

Para a combinação das componentes modais, a regra do CQC (Combinação Quadrática Completa) é considerada como a preferencial pela quase totalidade das normas, exceto pela Norma Peruana, que define outra regra de combinação modal. A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010) e a colombiana NSR-10 (2010) definem uma limitação numérica para o valor dos períodos fundamentais obtidos por meio de um modelo matemático, comparando-os com períodos obtidos com fórmulas empíricas. As normas analisadas requerem que a aplicação dos resultados obtidos pela análise espectral esteja condicionada a serem iguais ou superiores a uma certa fração dos resultados obtidos com uma análise com forças estáticas equivalentes.

Todas as normas, com exceção da Chilena NCH 433 (2009), admitem uma análise linear com históricos no tempo (“time-history analysis”), usando um número de históricos, registrados ou artificiais: cinco pela Norma Peruana E.030 (2006), quatro pela Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001) e três nas demais normas. Os históricos devem reproduzir os espectros de resposta de projeto e devem ser aplicados simultaneamente ao menos nas duas direções horizontais. A Norma Americana ASCE/SEI 7 (2010), a Brasileira NBR-15421 (2006), a Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013), a Colombiana NSR-10 (2010) e a Equatoriana NEC-11 (2011) requerem que a aplicação dos resultados obtidos com os históricos do tempo esteja condicionada a

serem iguais ou superiores a uma certa fração dos resultados obtidos com uma análise com forças estáticas equivalentes. Na Norma Peruana E.030 (2006), para o projeto de edificações especialmente importantes, para a análise com históricos no tempo é necessário considerar o comportamento não linear dos elementos da estrutura.

Algumas normas, como o EUROCODE 8 (2004) e a Venezuelana COVENIN 1756 (2001), admitem uma análise não linear no domínio do tempo, mas desde que essas análises sejam verificadas por comparação com análises realizadas com métodos mais convencionais, ou mesmo após sua revisão por um grupo de especialistas independentes, segundo a Norma Colombiana NSR-10 (2010) e a Equatoriana NEC-11 (2011).

Algumas normas como o EUROCODE 8 (2004), a Colombiana NSR-10 (2010) e a Venezuelana COVENIN 1756 (2001) admitem também uma análise pseudoestática (“*pushover analysis*”), que consiste em um análise não linear por incremento progressivo das forças sísmicas.

2.8.1. *Método das forças horizontais estáticas equivalentes pela NBR-15421 (2006)*

Neste item é apresentado o método das forças equivalentes da Norma Brasileira NBR-15421 (2006), como exemplificação da aplicação deste método.

A força horizontal na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a expressão:

$$H = C_s \cdot W \quad (2.39)$$

onde

C_s – coeficiente de resposta sísmica;

W – peso total da estrutura.

O coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{2,5 \cdot \left(\frac{a_{gs0}}{g} \right)}{\frac{R}{I}} \quad (2.40)$$

com as limitações

$$0,01 \leq C_s \leq \frac{2,5 \cdot \left(\frac{a_{gs1}}{g} \right)}{T \cdot \left(\frac{R}{I} \right)}$$

As variáveis descritas acima são as definidas no item 2.2.1.

O período natural aproximado da estrutura T_a é obtido através da expressão abaixo:

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \quad (2.41)$$

onde h_n é a altura, em metros, da estrutura acima da base. E os coeficientes C_T e x são definidos na Tabela 2-7.

Tabela 2-7 – Coeficientes C_T e x , NBR-15421 (2006)

Tipo de estrutura	C_T	x
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes	0,0724	0,8
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto	0,0466	0,9
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados por treliças	0,0731	0,75
Todas as outras estruturas	0,0488	0,75

2.9. Limitação das distorções

Todas as normas analisadas estabelecem uma limitação das distorções entre pisos, com o intuito principalmente de evitar danos a elementos não estruturais. Considera-se que esses danos são função da distorção em um piso, parâmetro adimensional numericamente igual ao deslocamento relativo entre os dois níveis acima e abaixo do piso considerado, dividido pela altura do piso.

Essas limitações são definidas de acordo com a categoria de utilização da estrutura e pela presença de elementos não estruturais que possam ter danos ou não com as deformações da estrutura, nas Normas Brasileira NBR-15421 (2006), Argentina INPRES-CIRSOC 103 (2013) e Venezuelana COVENIN 1756 (2001). A Tabela 2-8 apresenta os valores limites das distorções para as três normas em função da altura entre pisos. A Norma Americana, além de estabelecer o limite das distorções de acordo com a categoria de utilização, também considera a presença de paredes ou muros na estrutura, como apresenta a Tabela 2-8.

Tabela 2-8 – Limitação de distorções das Normas Brasileira, Argentina e Venezuelana

NORMA		CATEGORIA		
		Essencial	Substancial	Normal
Brasileira NBR-15421 (2006)		0,010	0,015	0,020
Argentina INPRES- CIRSOC 103 (2013)	Há elementos não estruturais que podem sofrer danos com a deformação da estrutura	0,010	0,010	0,015
	Há elementos não estruturais que não sofrem danos com a deformação da estrutura	0,015	0,015	0,025
Venezuelana COVENIN 1756 (2001)	Há elementos não estruturais que podem sofrer danos com a deformação da estrutura	0,012	0,015	0,018
	Há elementos não estruturais que não sofrem danos com a deformação da estrutura	0,016	0,020	0,024

Tabela 2-9 – Limitação de distorções da Norma Americana

ASCE/SEI 7 (2010)			
TIPO DE ESTRUTURA	CATEGORIA		
	Essencial	Substancial	Normal
Estruturas com paredes	0,025	0,020	0,015
Muros de contenção	0,010	0,010	0,010
Outros muros	0,007	0,007	0,007
Todas as outras estruturas	0,020	0,015	0,010

A Norma Colombiana NSR-10 (2010), a Equatoriana NEC-11 (2011) e a Peruana E.030 (2006) limitam as distorções de acordo com o tipo de material da estrutura, como mostram as Tabela 2-10 e Tabela 2-11.

Tabela 2-10 – Limitação de distorções das Normas Colombiana e Equatoriana

NORMA	TIPO DE MATERIAL DA ESTRUTURA	
	Concreto armado, aço e madeira	Muro de alvenaria
Colombiana NSR-10 (2010)	0,010	0,005
Equatoriana NEC-11 (2011)	0,020	0,010

Tabela 2-11 – Limitação de distorções da Norma Peruana

NORMA	TIPO DE MATERIAL DA ESTRUTURA			
	Concreto Armado	Aço	Alvenaria	Madeira
Peruana E.030 (2006)	0,007	0,010	0,005	0,010

No EUROCODE 8 (2004) a distorção é limitada de acordo com as características dos elementos não estruturais, como mostra a Tabela 2-12.

Tabela 2-12 – Limitação de distorções no EUROCODE 8 (2004)

NORMA	TIPO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS		
	Com elementos não estruturais frágeis fixos à estrutura	Com elementos não estruturais dúcteis	Com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais
Europeia EUROCODE 8 (2004)	0,0050	0,0075	0,0100

3. EXEMPLO NUMÉRICO

Neste capítulo são descritos a geometria da estrutura e os carregamentos utilizados na análise do exemplo numérico apresentado idealizado utilizando-se o programa SAP2000.

A estrutura modelada no programa SAP2000 tem como objetivo realizar a comparação de resultados obtidos com a consideração das normas citadas no item 2.

3.1. Características gerais

A Figura 3-2 e Figura 3-3 apresentam a planta do pavimento tipo e uma seção longitudinal da edificação analisada (*“Model Building”*). Esse modelo se baseia no originalmente estudado por GOSH e FANELLA (2004).

Na Figura 3-1 é apresentado o modelo estrutural elaborado no programa SAP2000.

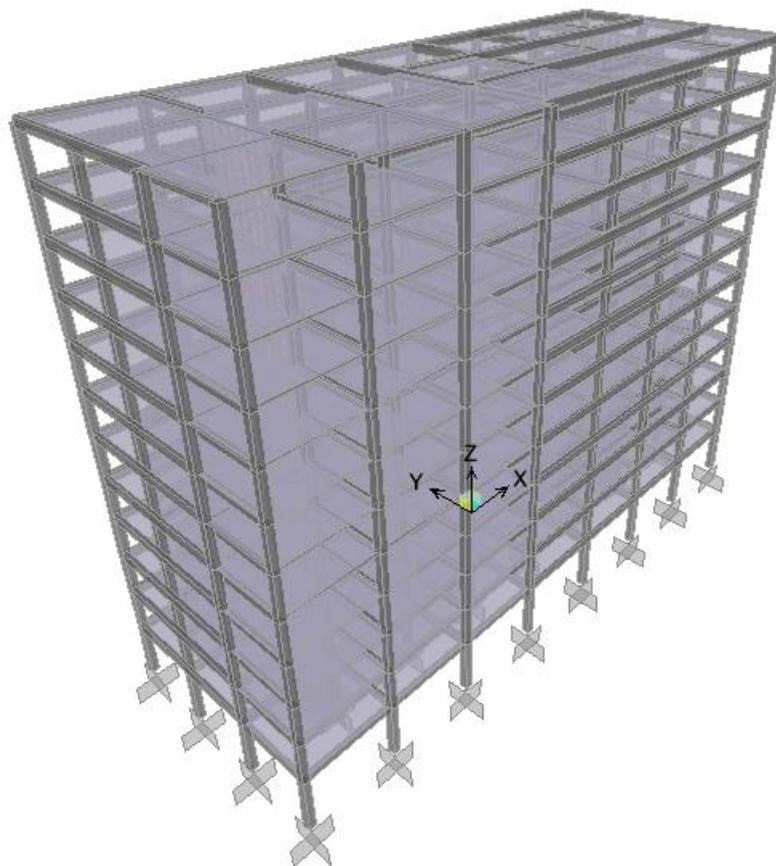
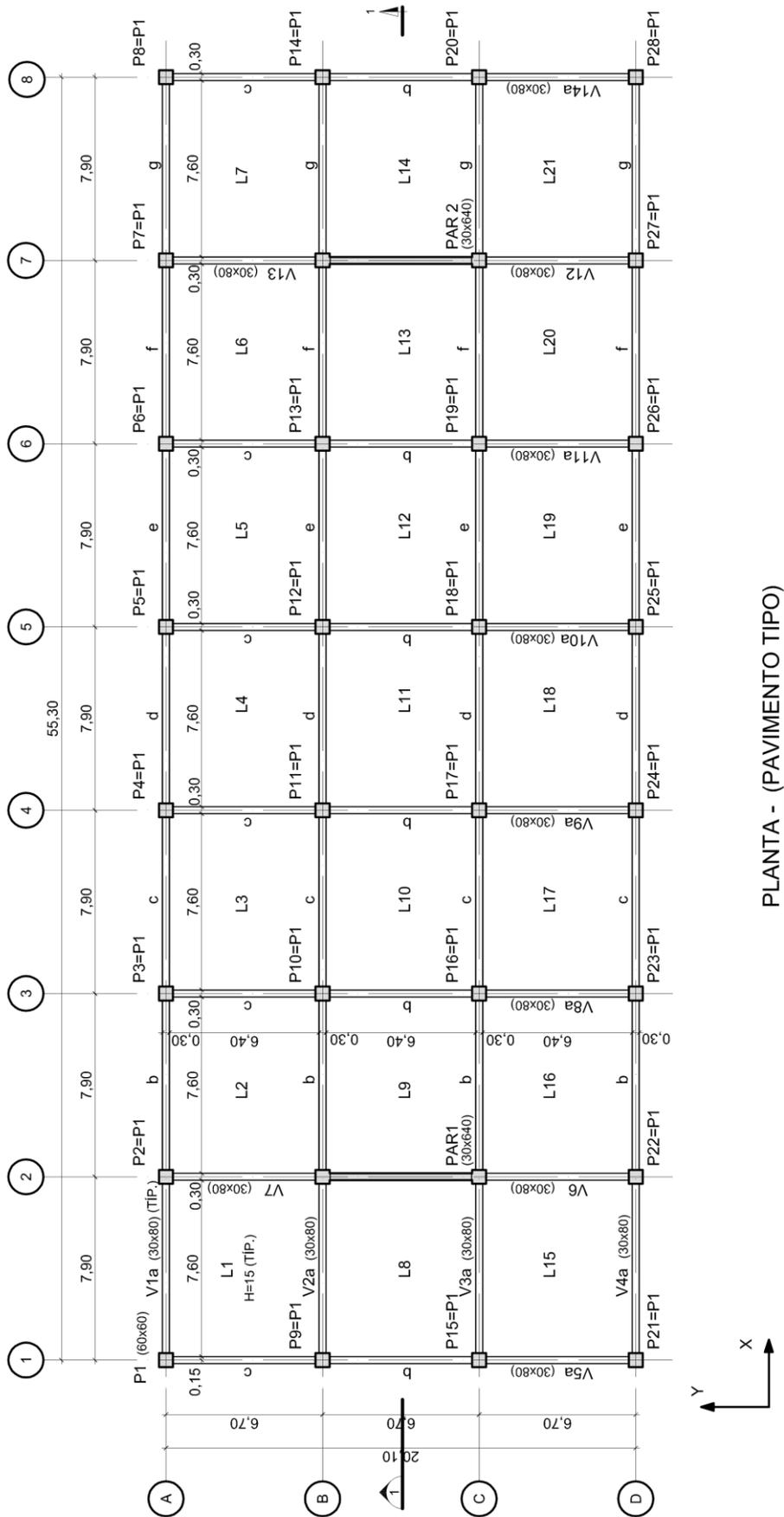


Figura 3-1 – Perspectiva do modelo estrutural calculado com o uso do SAP2000.

Observe-se que por simplicidade as lajes estão centradas com os eixos das vigas.



PLANTA - (PAVIMENTO TIPO)

Figura 3-2 – Planta estrutural do pavimento tipo.

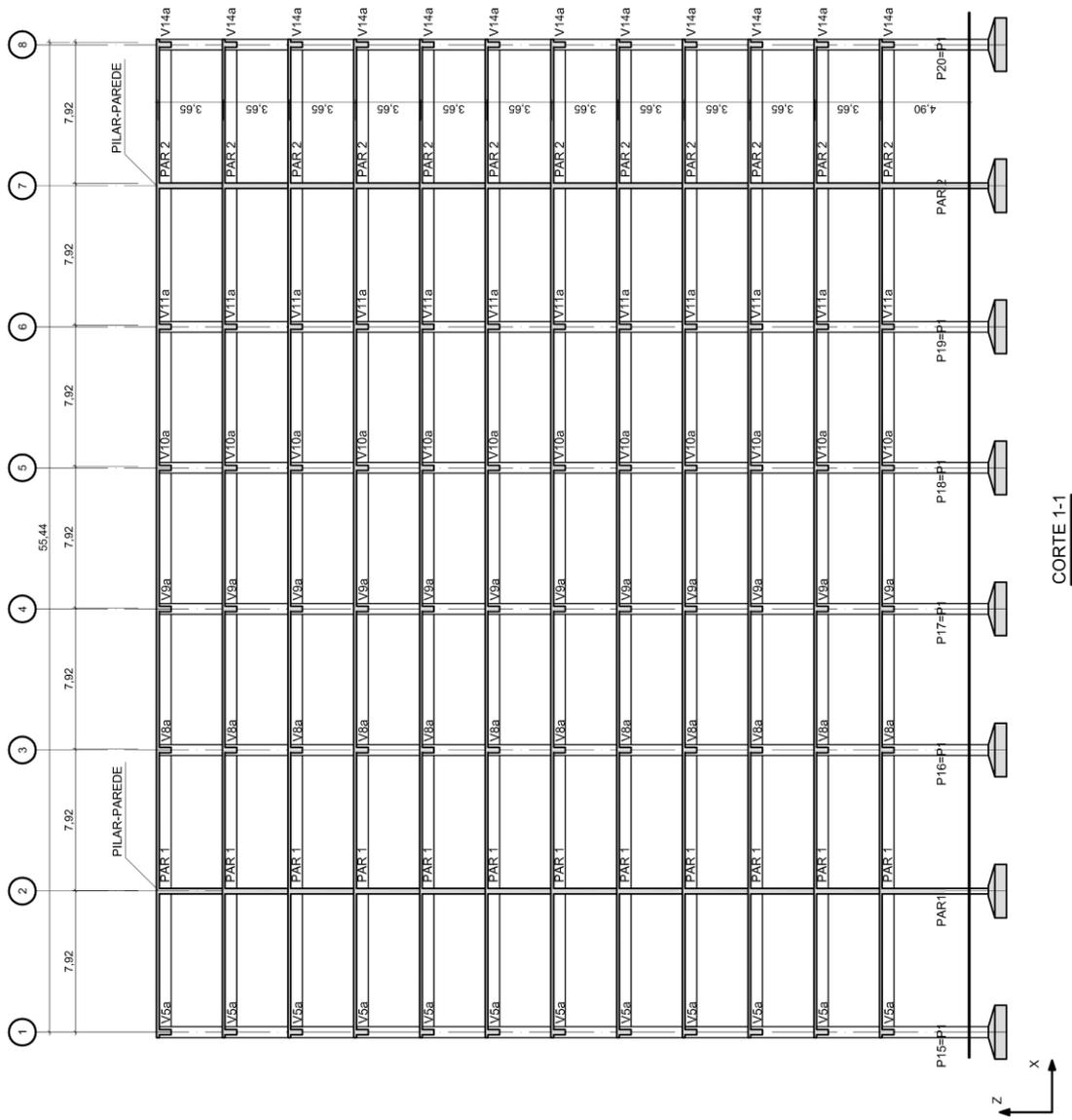


Figura 3-3 – Seção longitudinal do prédio analisado.

3.2. Dados Geométricos e de Massa da Estrutura Analisada

O modelo idealizado para este estudo tem planta retangular e duplo eixo de simetria. A edificação tem pé direito de 3,65m, dimensões em planta de 20,1m x 55,3m e altura total do prédio igual a 45,15m.

As dimensões das vigas são 30cm x 80cm, e os pilares têm uma seção de 60cm x 60cm. As lajes têm espessura de 15cm e os pilares-paredes de 30cm x 640 cm.

O concreto da edificação tem resistência característica $f_{ck} = 28\text{MPa}$, módulo de elasticidade igual a 32GPa e peso específico de 25kN/m³.

A massa dos elementos estruturais de concreto são consideradas automaticamente pelo programa SAP2000. Porém como as interseções dos elementos não são descontados pelo programa estrutural, foram reduzidas em 18,8% a massa das vigas internas e em 9,4% a massa das vigas de borda. Além dessa massa, também foram consideradas as massas de revestimento no pavimento tipo e cobertura, como de 0,15t/m² e 0,05t/m², respectivamente, distribuídas uniformemente sobre as lajes. Também foram consideradas quatro cargas concentradas de 900kN no topo da estrutura devido ao carregamento da caixa d'água, assim totalizando uma massa de 11.478 toneladas.

Na definição das propriedades geométricas dos elementos não foi considerada a redução de rigidez devido à fissuração, o que é conservador na determinação dos esforços.

Neste estudo foi considerada apenas a massa das cargas permanentes, conforme descrito nas normas brasileira NBR-15421 (2006) e americana ASCE/SEI 7 (2010).

O edifício foi modelado de acordo com a teoria dos elementos finitos, por meio do programa de análise estrutural SAP2000. Foram utilizados elementos de barra que simulam pilares e vigas e elementos tipo “shell” que simulam as lajes e os pilares parede.

4. DADOS SÍSMICOS CONSIDERADOS

Com o objetivo de facilitar a comparação entre as várias normas, a escolha do local a ser estudado foi feita cuidadosamente, com o programa disponível no “site” da USGS (*United States Geological Survey*), vide Figura 4-1, compatível com as informações dos mapas da ASCE/SEI 7 (2010). A localização escolhida foi a cidade norte-americana de Reevesville, Carolina do Sul (código postal, “zip code”: 29471).

Nessa cidade, considerando-se o período de retorno de 475 anos, as acelerações de projeto na rocha podem ser consideradas como iguais a $a_g = 0,15g$. O nível de sismicidade analisado é baixo, para que possibilite a comparação das normas selecionadas para essa análise, já que esse é o maior nível de sismicidade considerado pela Norma Brasileira. A Figura 4-1 apresenta a tela do programa da USGS.

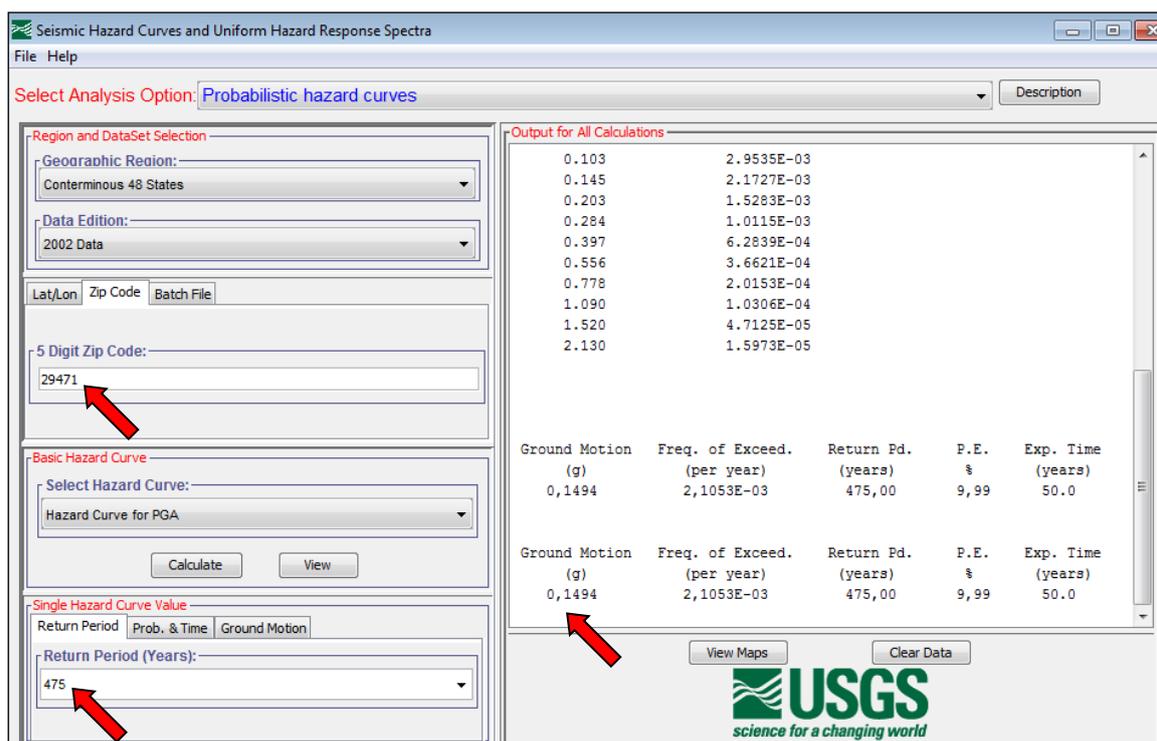


Figura 4-1 – Tela do Programa do USGS,

<http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/grdmotion.php>

Neste trabalho serão realizadas duas análises, a primeira considerando-se a classe do terreno como rocha e a segunda como solo do tipo rígido. Os fatores de amplificação sísmica no solo para fundação em rocha são iguais a um para todas as normas analisadas neste estudo. Já no caso de fundação em solo rígido, tipo D na NBR-15421 (2006),

esses fatores variam de acordo em cada norma, no modelo o solo é considerado como apoio rígido, conforme permitido pelas normas.

Todos os espectros consideram a mesma sismicidade básica $a_g = 0,15g$. Observar-se que, como somente a norma ASCE/SEI 7 (2010) considera o período de recorrência de 2475 anos, seu espectro de projeto apresenta valores numéricos bastante superiores aos das demais normas.

Para a análise comparativa os espectros definidos para cada norma são os elásticos, isto significa que o coeficiente de modificação de resposta (R) é considerado igual a um. O coeficiente de importância da estrutura também é considerado igual a um.

Neste estudo são consideradas somente as acelerações horizontais, conforme descrito na norma brasileira NBR-15421 (2006) e americana ASCE/SEI 7 (2010) para as edificações convencionais.

Para a análise de todas as normas o CQC (Combinação Quadrática Completa) foi utilizado para a combinação das contribuições modais.

4.1. Definição dos Espectros Elásticos para Sismo Horizontal

4.1.1. Norma Brasileira – NBR-15421 (2006)

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 6.3 da NBR-15421 (2006), conforme descrito no item 2.2.1 deste trabalho.

Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 – Parâmetros para definição do espectro pela NBR-15421 (2006)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Fator de amplificação do solo para período de 0 s	C_a	1,0	1,5
Fator de amplificação do solo para período de 1s	C_v	1,0	2,2
Aceleração espectral para o período de 0s	a_{gs0}	0,15g	

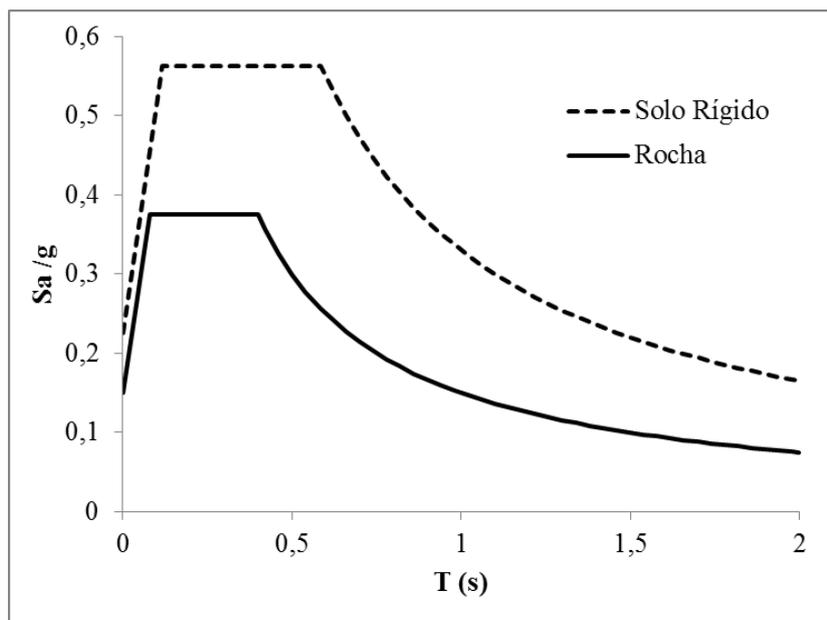


Figura 4-2 – Espectros de resposta elástica para rocha e solo rígido de acordo com a NBR-15421 (2006).

4.1.2. *Norma Americana – ASCE/SEI 7 (2010)*

Os espectros de resposta elásticos foram definidos de acordo com o item 11.4 da Norma Americana, ASCE/SEI 7 (2010), conforme descrito no item 2.2.2 deste trabalho.

Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-2. Observar que para a construção dos espectros será aplicado o fator 2/3 prescrito pela norma.

Tabela 4-2 – Parâmetros para definição do espectro pela ASCE/SEI 7 (2010)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Fator de amplificação do solo para período de 0,2s	F_a	1,0	1,12
Fator de amplificação do solo para período de 1s	F_v	1,0	1,93
Aceleração espectral para o período de 0,2s	S_s	0,944g	
Aceleração espectral para o período de 1s	S_1	0,234g	

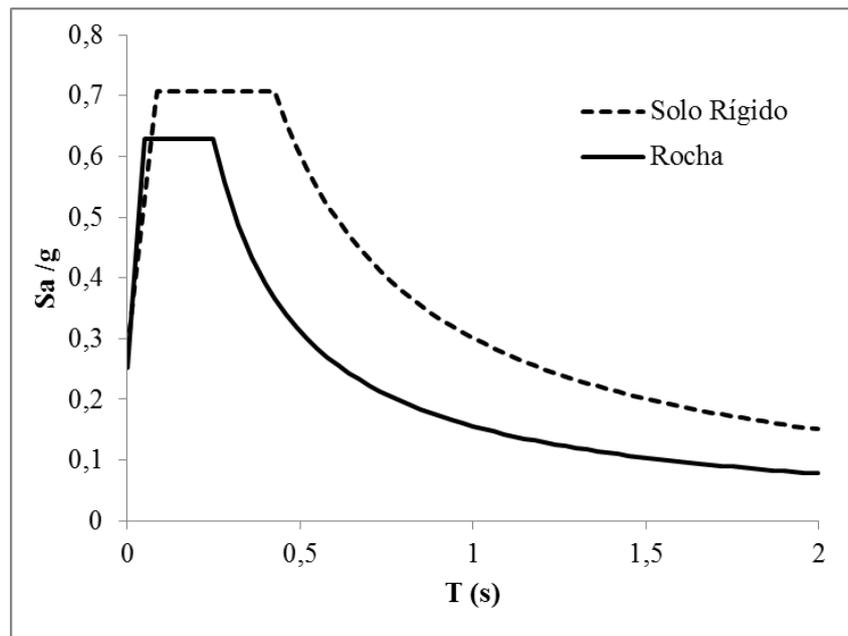


Figura 4-3 – Espectros de resposta elástica para solo rívido e rocha de acordo com a Norma Americana, ASCE/SEI 7 (2010).

4.1.3. Eurocode – EUROCODE 8 (2004)

Para a análise segundo o EUROCODE 8 (2004) serão apresentados os dois tipos de espectro, o Tipo 1, válido para regiões de maior sismicidade e o Tipo 2, válido para regiões de menor sismicidade. Neste trabalho serão avaliados os dois tipos de espectro para rocha e para solo rívido.

Os espectros de resposta elástica são definidos no item 3.2.2.2 do EUROCODE 8 (2004), descrito no item 2.2.3 deste trabalho.

4.1.3.1. Tipo 1

Os parâmetros para a definição do espectro do tipo 1 são definidos na Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Parâmetros para definição do espectro tipo 1 pelo EUROCODE 8 (2004)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo A)	Solo Rígido (Tipo C)
Coefficiente do solo	S	1,0	1,15
Coefficiente de correção do amortecimento	η	1,0	
Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_B	0,15	0,2
Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_C	0,4	0,6
Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante	T_D	2,0	2,0
Aceleração na superfície na rocha	a_g	0,15g	

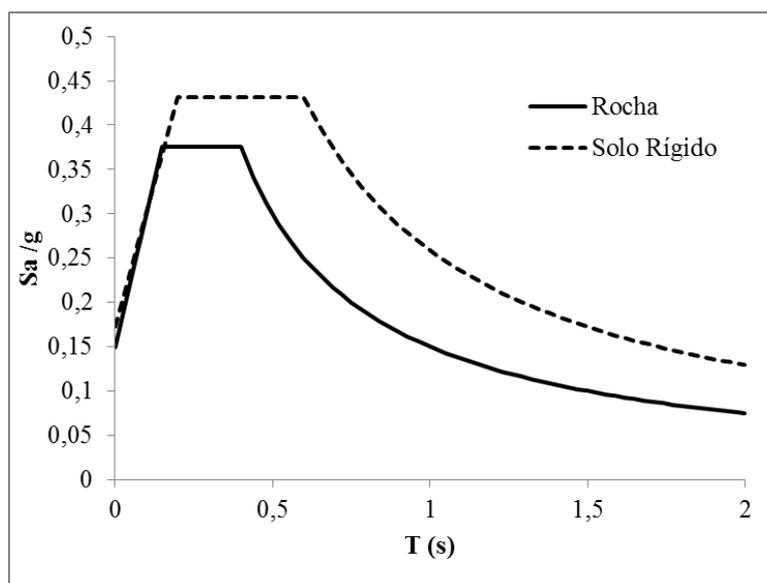


Figura 4-4 – Espectro de resposta elástica tipo 1 de acordo com o EUROCODE 8 (2004).

4.1.3.2. Tipo 2

Os parâmetros para a definição do espectro do tipo 2 são definidos na Tabela 4-4.

Tabela 4-4 – Parâmetros para definição do espectro tipo 2 pelo EUROCODE 8 (2004)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo A)	Solo Rígido (Tipo C)
Coefficiente do solo	S	1,0	1,5
Coefficiente de correção do amortecimento	η	1,0	
Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_B	0,05	0,1
Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_C	0,25	0,25
Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante	T_D	1,2	1,2
Aceleração na superfície na rocha	a_g	0,15g	

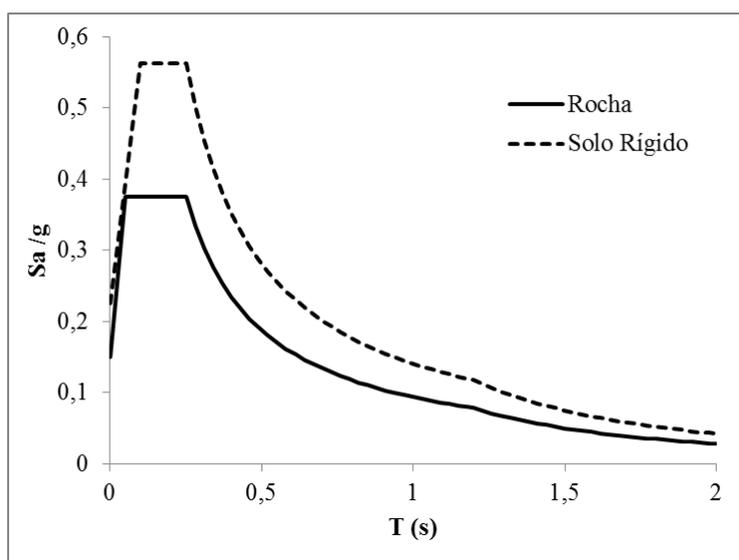


Figura 4-5 – Espectro de resposta elástica tipo 2 de acordo com o EUROCODE 8 (2004).

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o item 3.5 da Norma Argentina, INPRES-CIRSOC 103 (2013), conforme descrito no item 2.2.4 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-5.

Tabela 4-5 – Parâmetros para definição do espectro pela INPRES-CIRSOC 103 (2013)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo 1)	Solo Rígido (Tipo 2)
Fator de amplificação do solo para período de 0s	C_a	0,18	0,22
Fator de amplificação do solo para período de 1s	C_v	0,22	0,32
Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_1	0,098	0,116
Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante	T_2	0,489	0,582
Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante	T_3	5	5

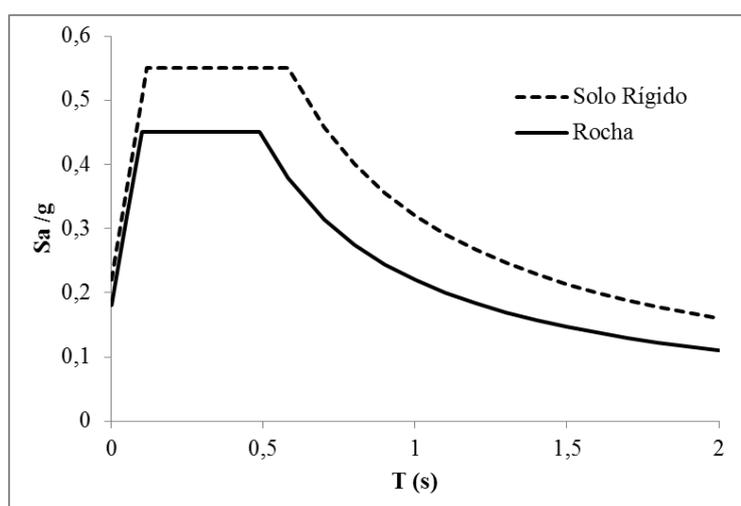


Figura 4-6 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Argentina, INPRES-CIRSOC 103 (2013)

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o decreto 4.1.5. governamental 61 de 2011 que altera o espectro definido na norma NCH 433 (2009), e descrito no item 2.2.5 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são mostrados na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 – Parâmetros para definição do espectro pela NCH 433 (2009), Decreto 61 de 2011

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Aceleração efetiva máxima do solo	A_0	0,15	0,15
Parâmetros que dependem do tipo de solo	T_0	0,3	0,75
	S	1	1,2
	p	1,5	1
	T'	0,35	0,85
Índice associado ao modo de vibração	n	1,33	1,8

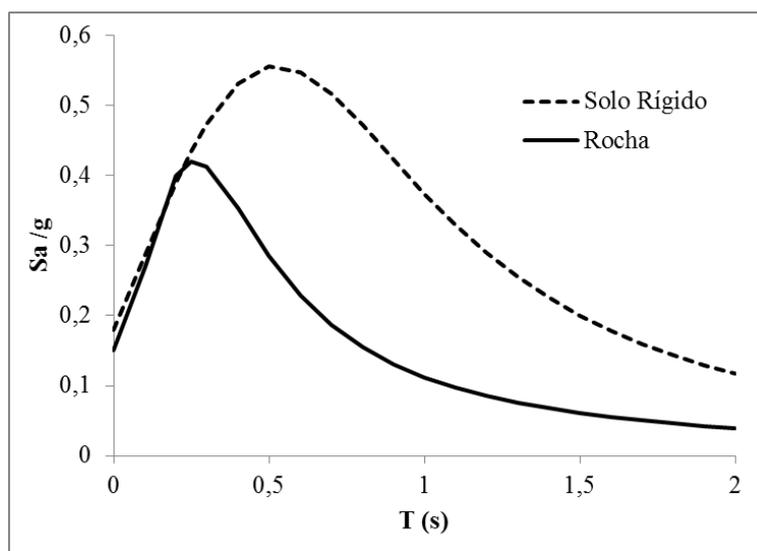


Figura 4-7 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Chilena, NCH 433 (2009).

Norma Colombiana – NSR-10 (2010)

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o item A.2.6 da Norma 4.1.6 Colombiana, NSR-10 (2010), como citado no item 2.2.6 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-7.

Tabela 4-7 – Parâmetros para definição do espectro pela NSR-10 (2010)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Aceleração horizontal máxima efetiva	A_a	0,15	0,15
Velocidade horizontal máxima efetiva	A_v	0,15	0,15
Fator de amplificação do solo para período da ordem de T_0	F_a	1,0	1,5
Fator de amplificação do solo para período de 1s	F_v	1,0	2,2
Período correspondente ao fim da zona de aceleração constante	T_C	0,48	0,70
Período correspondente ao início da zona de deslocamento constante	T_L	2,4	5,28
Período onde se inicia a aceleração constante	T_0	0,1	0,15

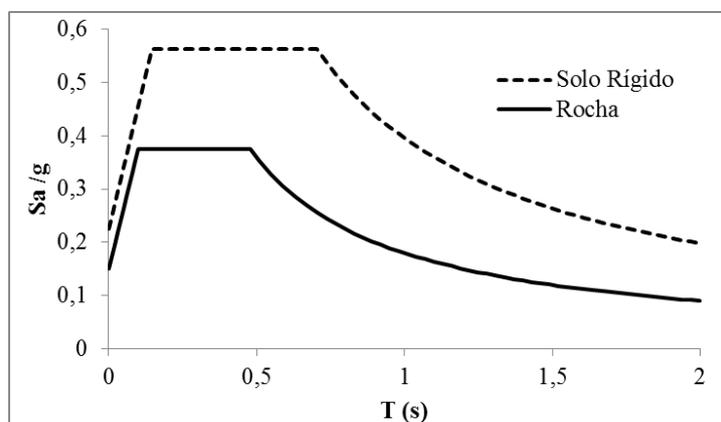


Figura 4-8 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Colombiana, NSR-10 (2010).

Norma Equatoriana – NEC-11 (2011)

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o item 2.5.5 da norma 4.1.7. equatoriana NEC-11 (2011), como citados no item 2.2.7 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-8.

Tabela 4-8 – Parâmetros para definição do espectro pela NEC-11 (2011)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Aceleração máxima do solo	z	0,15	0,15
Coefficiente de amplificação espectral	η	2,6	2,6
Expoente que define o trecho descendente do espectro	r	1	1,5
Fator de amplificação das acelerações	F_a	1	1,6
Fator de amplificação dos deslocamentos	F_d	1	1,9
Fator que considera o comportamento inelástico do solo	F_s	0,75	1,2
Período onde se inicia a aceleração constante	T_0	0,075	0,143
Período correspondente ao fim da zona de aceleração constante	T_C	0,413	0,784
Período correspondente ao início da zona de deslocamento constante	T_L	2,4	4,56

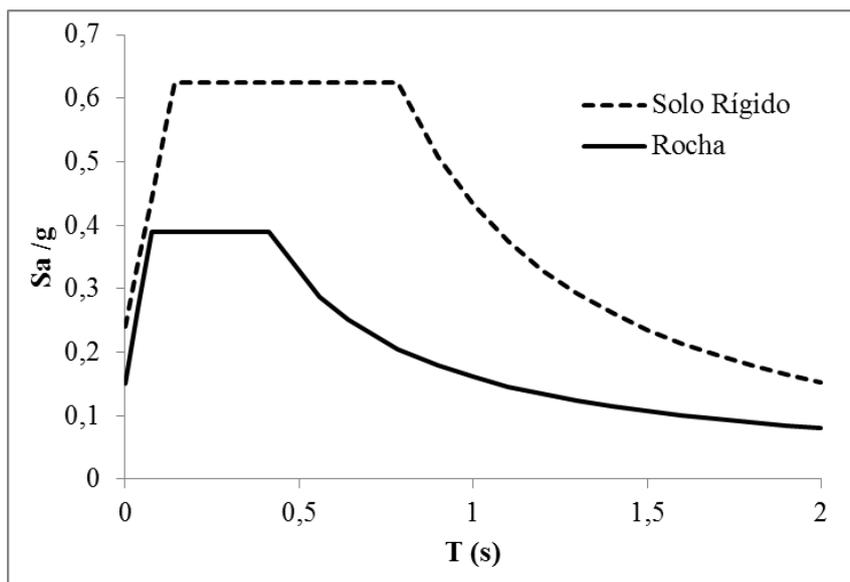


Figura 4-9 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Equatoriana, NEC-11 (2011).

4.1.8. *Norma Peruana – E.030 (2006)*

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o item 18.2 da Norma Peruana E.030 (2006), como citado no item 2.2.8 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-9.

Tabela 4-9 – Parâmetros para definição do espectro pela E.030 (2006)

Parâmetro	Simbologia	Rocha (Tipo B)	Solo Rígido (Tipo D)
Aceleração máxima do solo	Z	0,15	0,15
Período correspondente ao fim da zona de aceleração constante	T_P	0,4	0,6
Coefficiente de uso e importância	U	1	1
Fator de amplificação do solo	S	1	1,2

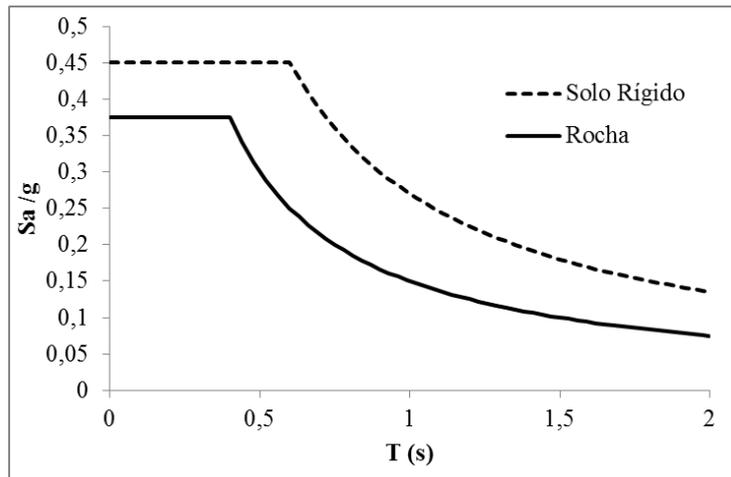


Figura 4-10 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Peruana, E.030 (2006).

Norma Venezuelana – COVENIN 1756 (2001)

4.1.9.

O espectro de resposta elástico foi definido de acordo com o item 7.2 da Norma Venezuelana COVENIN 1756 (2001), como citado no item 0 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 4-10.

Tabela 4-10 – Parâmetros para definição do espectro pela COVENIN 1756 (2001)

Parâmetro	Simbologia	Rocha	Solo Rígido
Coefficiente de aceleração horizontal	A_0	0,15	0,15
Forma espectral	–	S1	S3
Fator de correção do coeficiente de aceleração horizontal	ϕ	0,85	0,7
Período do fim do patamar do espectro	T^*	0,4	1
Fator de amplificação	β	2,4	2,8
Expoente que define o trecho descendente do espectro	p	1	1
Período do início do patamar do espectro	T_0	0,1	0,25
Período característico de “variação de resposta dúctil”	T_+	0,1	0,1

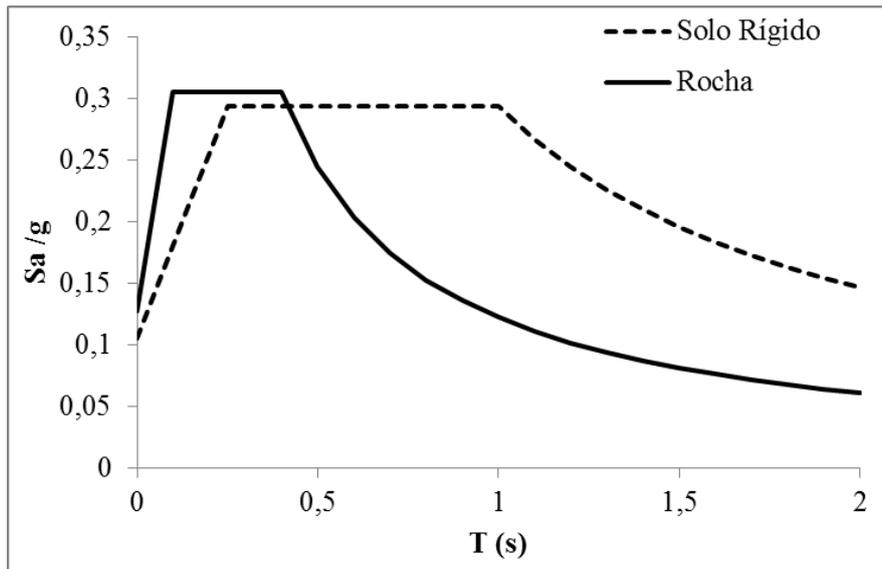


Figura 4-11 – Espectro de resposta elástica de acordo com a Norma Venezuelana, COVENIN 1756 (2001).

Todas as Normas

4.1.10.

As Figura 4-12 e 4-13 apresentam os espectros de resposta elástica definidos nos subitens anteriores, para subsolo do tipo rocha e solo rígido, respectivamente.

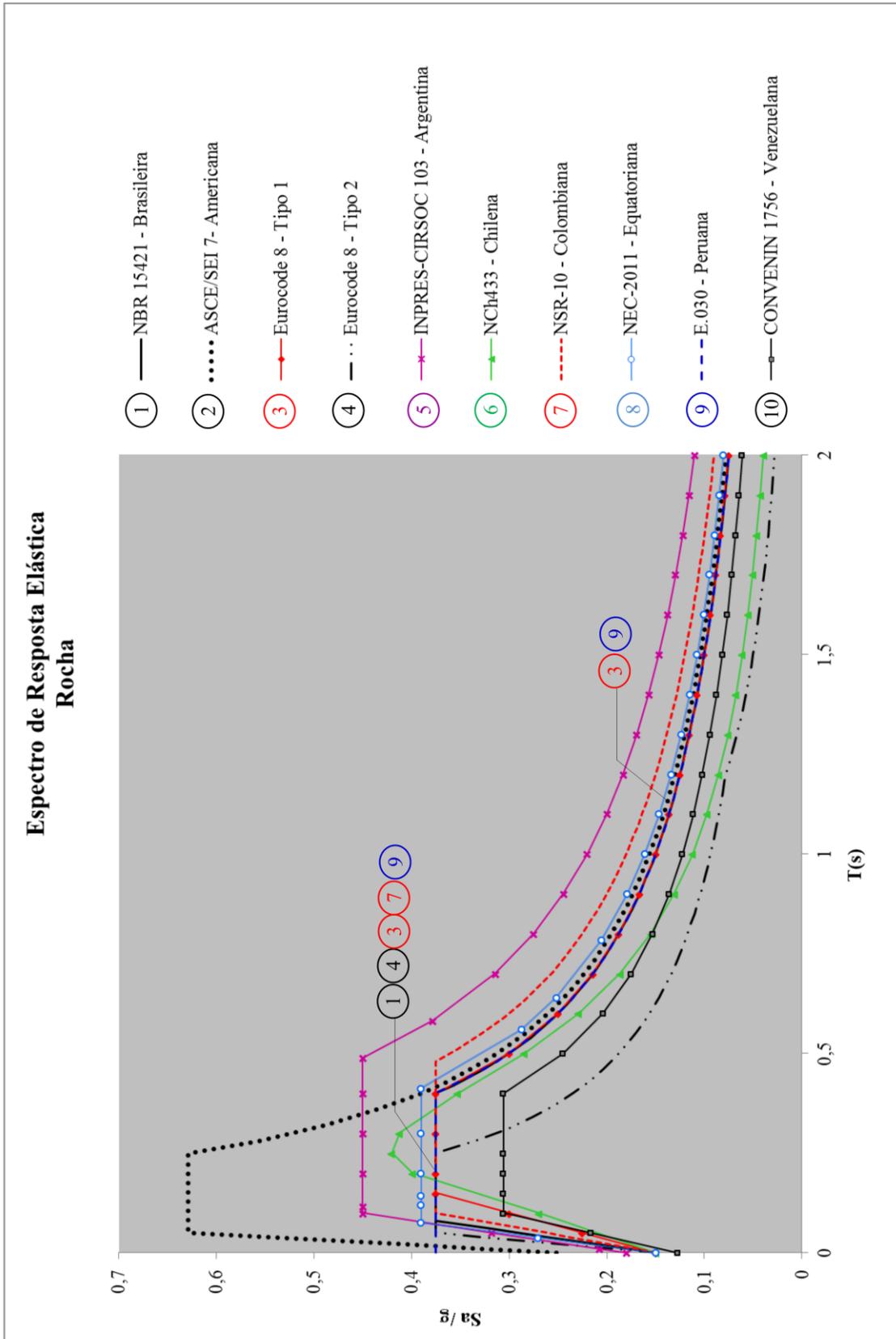


Figura 4-12 – Espectros de resposta elásticas de acordo com as várias normas em rocha.

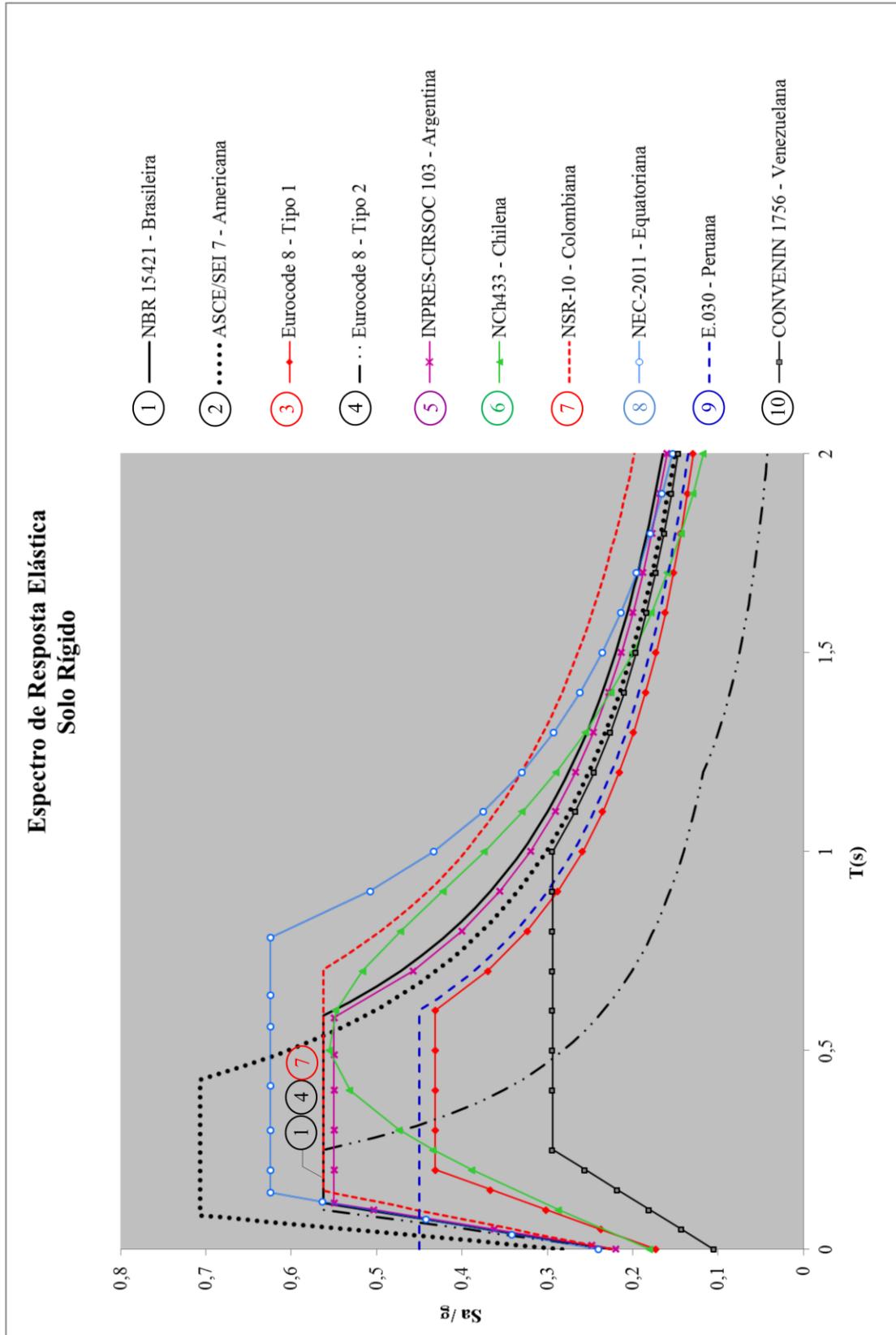


Figura 4-13 – Espectros de resposta elásticas de acordo com as várias normas em solo rígido.

5. RESULTADOS

De forma a possibilitar uma comparação direta entre as normas as análises foram efetuadas usando os espectros elásticos, sem a consideração dos coeficientes de modificação de resposta definidos pelas normas (fatores de redução devidos ao comportamento não linear).

5.1. Frequências Próprias e Modos de Vibração

As análises espectrais foram realizadas com o programa SAP2000, para os dez espectros definidos para cada tipo de classe de solo.

As Figura 5-1 e Figura 5-2 mostram a representação gráfica do primeiro e do segundo modos de vibração, extraídos com o programa SAP2000.

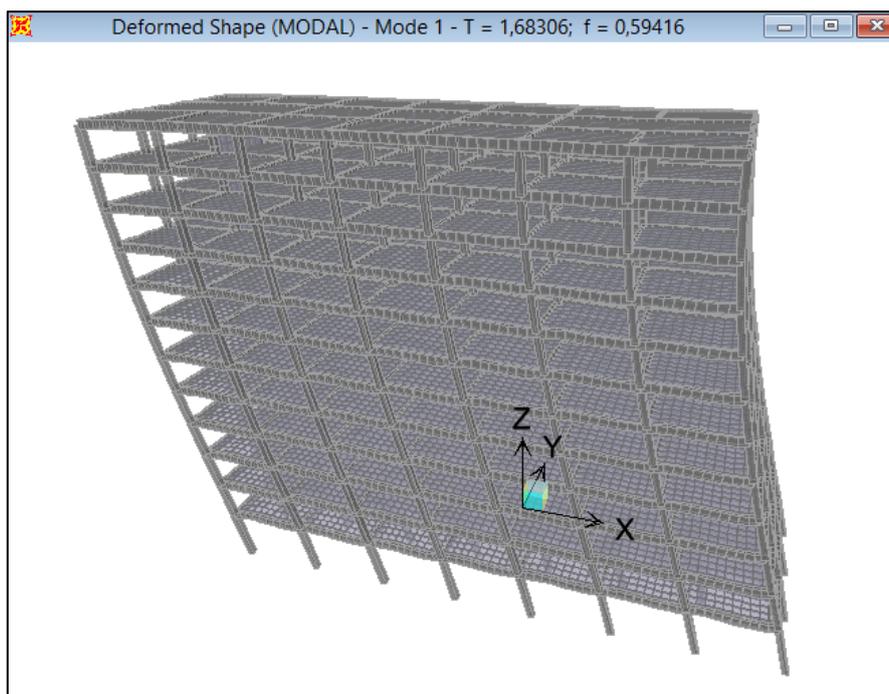


Figura 5-1 – Primeiro modo de vibração obtido com o SAP2000.

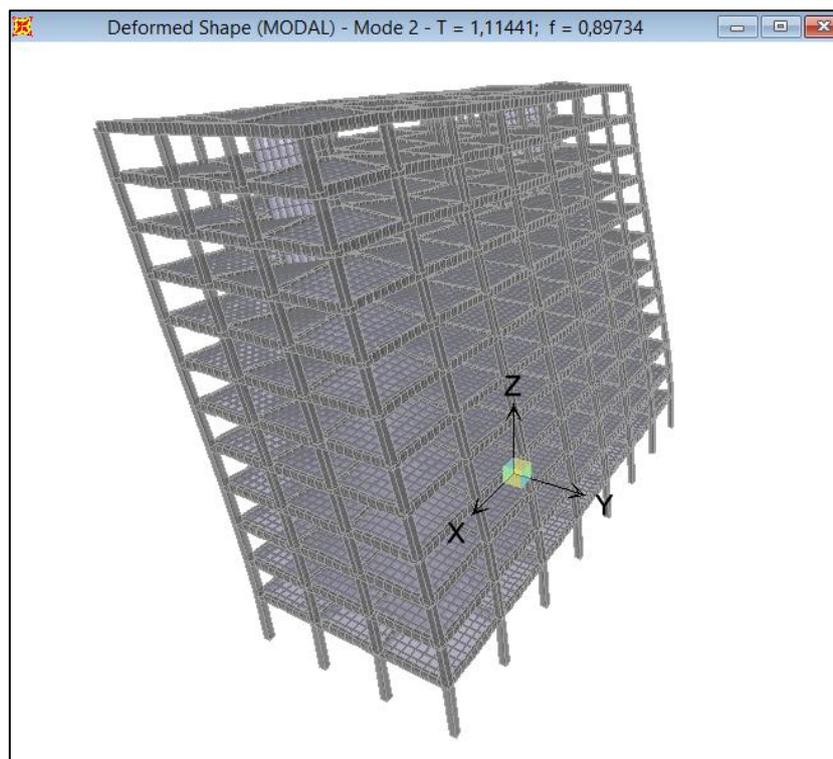


Figura 5-2 – Segundo modo de vibração obtido com o SAP2000.

A Tabela 5-1 apresenta os valores dos períodos dos modos de vibração e os fatores de participação modal até o 15º modo de vibração.

O primeiro modo apresenta-se na direção X, o segundo na direção Y e o terceiro modo é de torção. Somente no 9º modo caracteriza-se um modo de vibração na direção vertical.

Até o 15º modo são capturados mais de 90% da massa total do prédio nas duas direções horizontais.

Tabela 5-1 – Períodos e fatores de participação modal (SAP2000)

Mode Unitless	Period (s)	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
1	1,683	0,848	0,000	0,000	0,848	0,000	0,000
2	1,114	0,000	0,725	0,000	0,848	0,725	0,000
3	0,956	0,000	0,000	0,000	0,848	0,725	0,000
4	0,550	0,093	0,000	0,000	0,941	0,725	0,000
5	0,317	0,030	0,000	0,000	0,971	0,725	0,000
6	0,289	0,000	0,165	0,000	0,971	0,890	0,000
7	0,253	0,000	0,000	0,000	0,971	0,890	0,000
8	0,218	0,013	0,000	0,000	0,984	0,890	0,000
9	0,189	0,000	0,000	0,399	0,984	0,890	0,399
10	0,164	0,000	0,000	0,000	0,984	0,890	0,399
11	0,163	0,006	0,000	0,000	0,990	0,890	0,399
12	0,154	0,000	0,000	0,000	0,990	0,891	0,399
13	0,141	0,000	0,000	0,285	0,990	0,891	0,684
14	0,140	0,000	0,057	0,000	0,990	0,948	0,684
15	0,139	0,000	0,000	0,000	0,990	0,948	0,684

5.2. Deslocamentos

Os deslocamentos são obtidos em análise espectrais em que é aplicada a regra do CQC para a combinação das componentes modais, e sem considerar a perda de rigidez devida à fissuração.

5.2.1.

Deslocamentos no Topo da Estrutura

Os deslocamentos obtidos no topo do prédio são apresentados nas Figura 5-7 a 5-12, em rocha e solo rígido, para as direções X e Y. Esses valores são apresentados em tabelas no Anexo A.

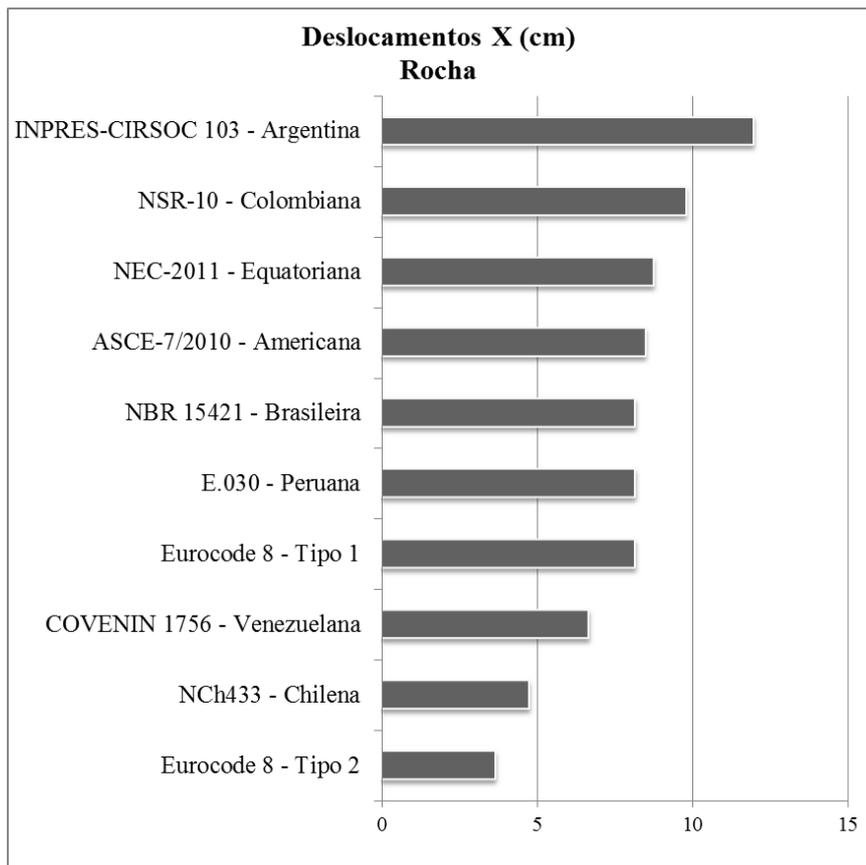


Figura 5-3 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção X.

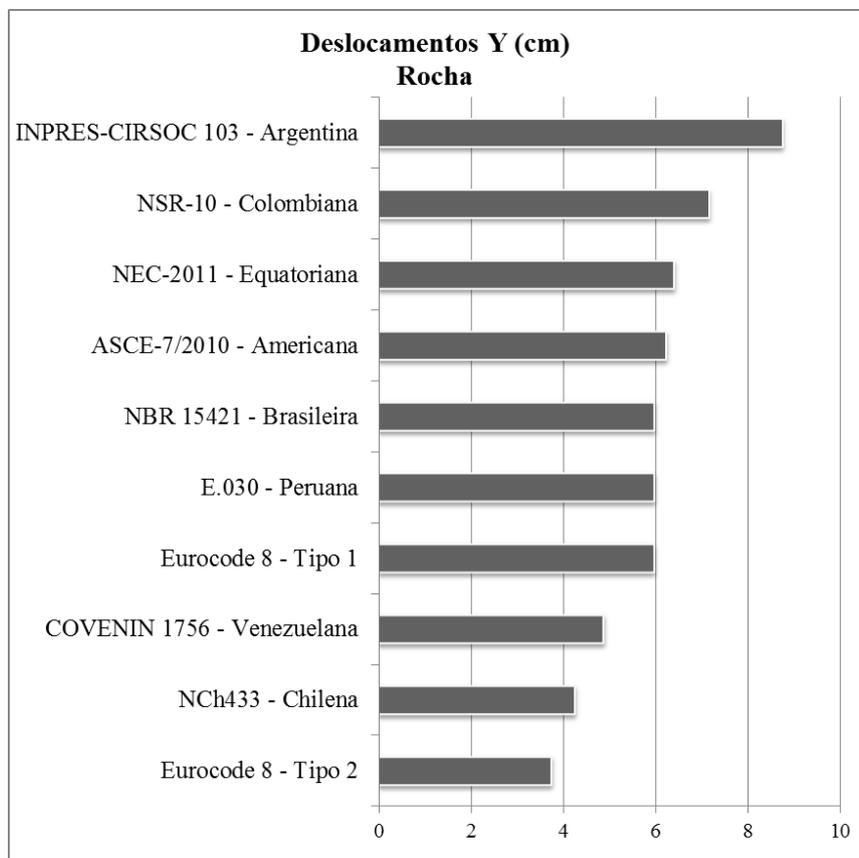


Figura 5-4 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção Y.

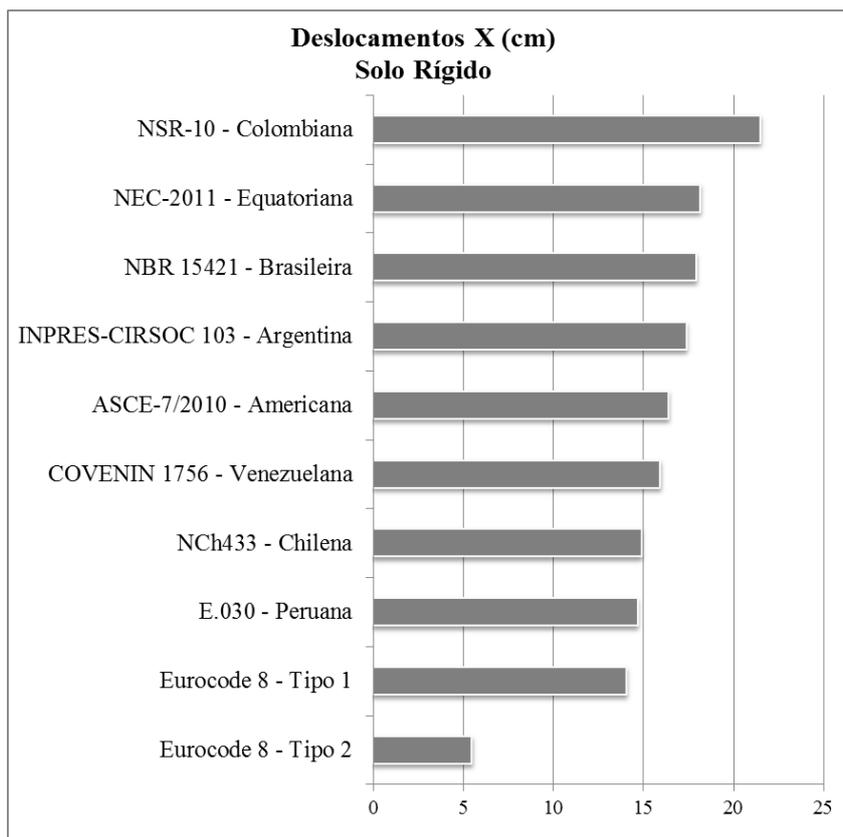


Figura 5-5 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção X.

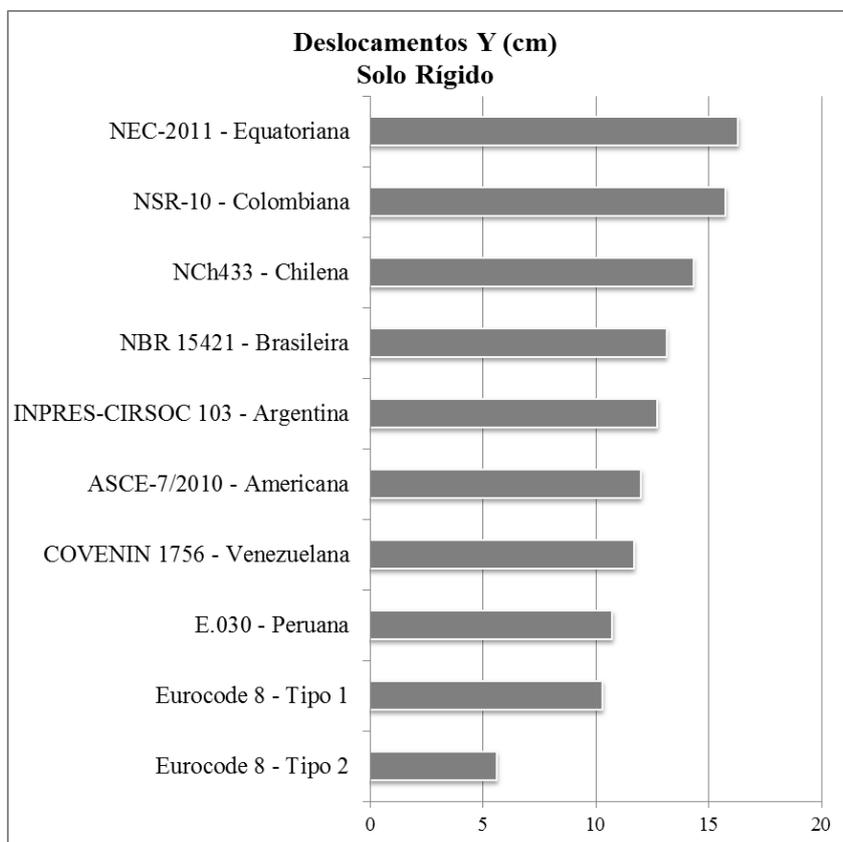


Figura 5-6 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção Y.

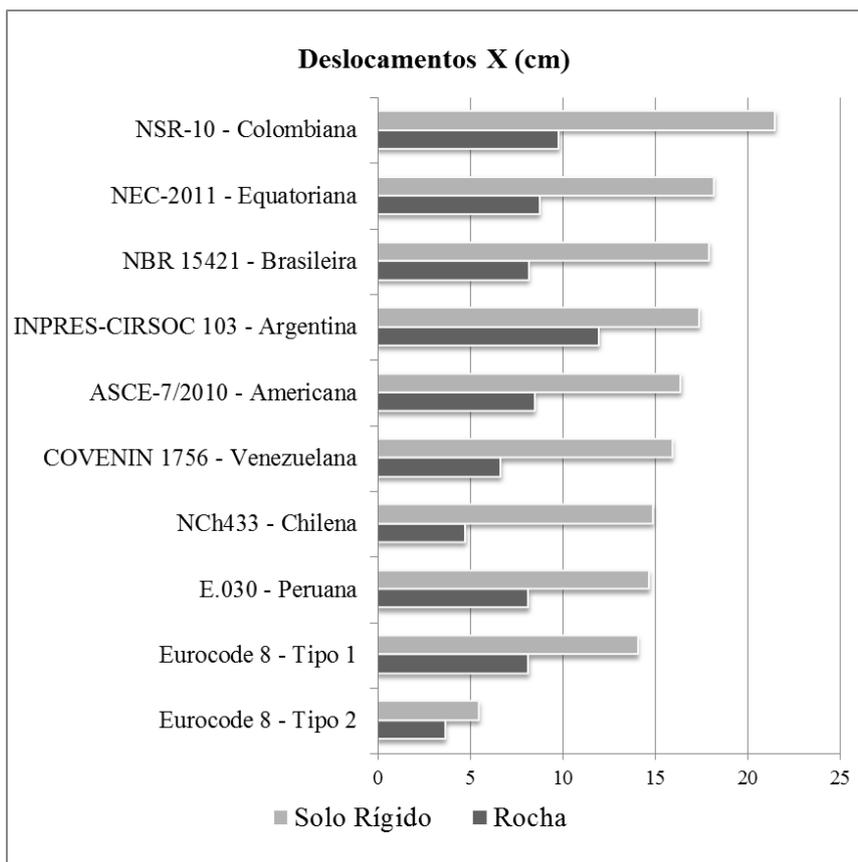


Figura 5-7 – Deslocamentos obtidos em rocha e solo rígido, Direção X.

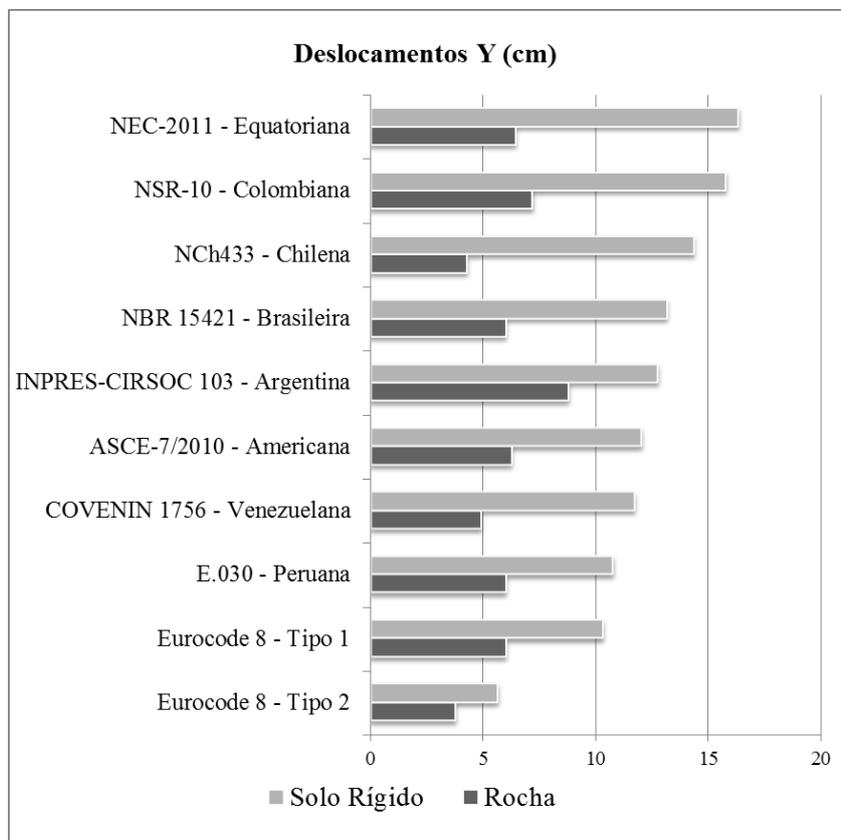


Figura 5-8 – Deslocamentos obtidos em rocha e solo rígido, Direção Y.

Deslocamentos ao Longo da Estrutura

Os deslocamentos obtidos ao longo de toda a altura da estrutura são apresentados nas Figura 5-10, para fundação em rocha, respectivamente, nas direções X e Y. E nas Figura 5-11 e Figura 5-12, para fundação em solo rígido, respectivamente, nas direções X e Y.

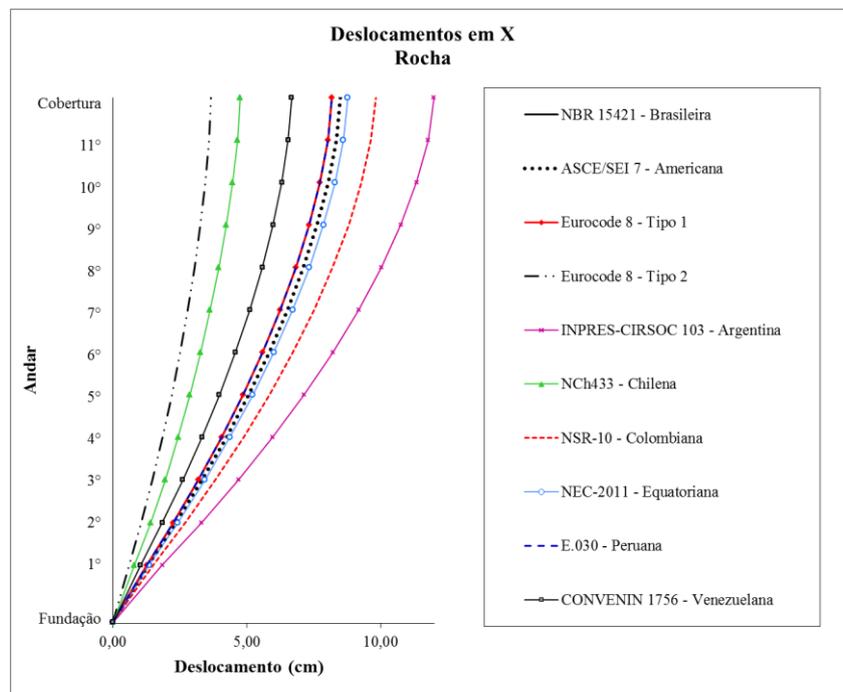


Figura 5-9 – Deslocamentos obtidos, em rocha, Direção X.

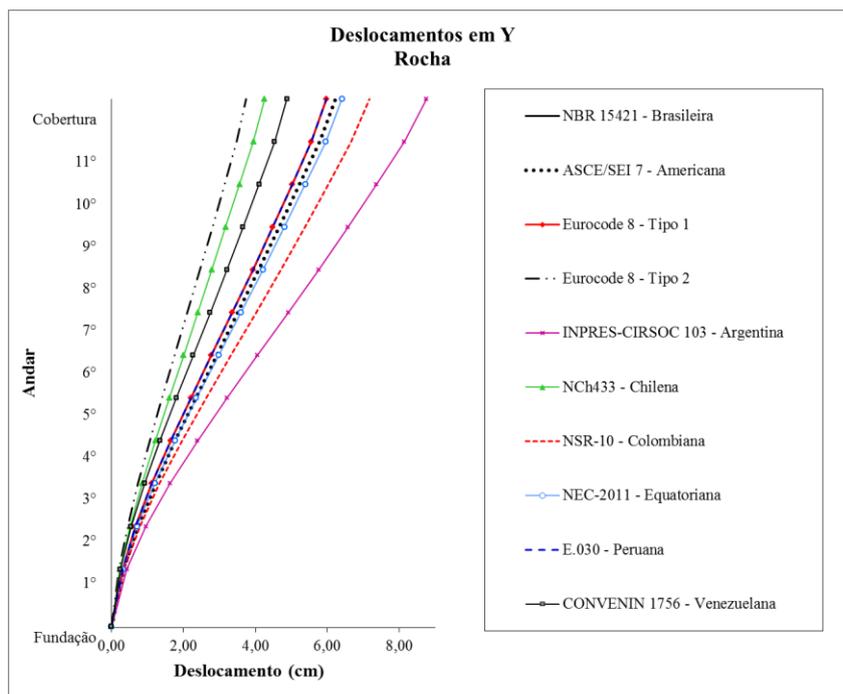


Figura 5-10 – Deslocamentos obtidos, em rocha, Direção Y.

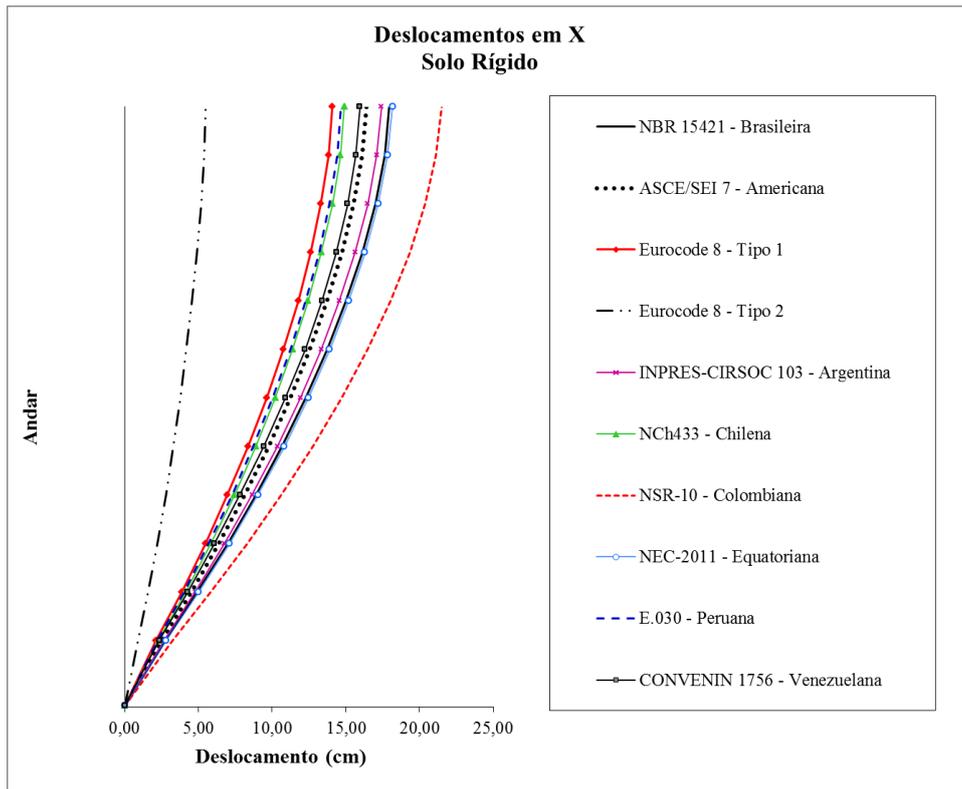


Figura 5-11 – Deslocamentos obtidos, em solo rígido, Direção X.

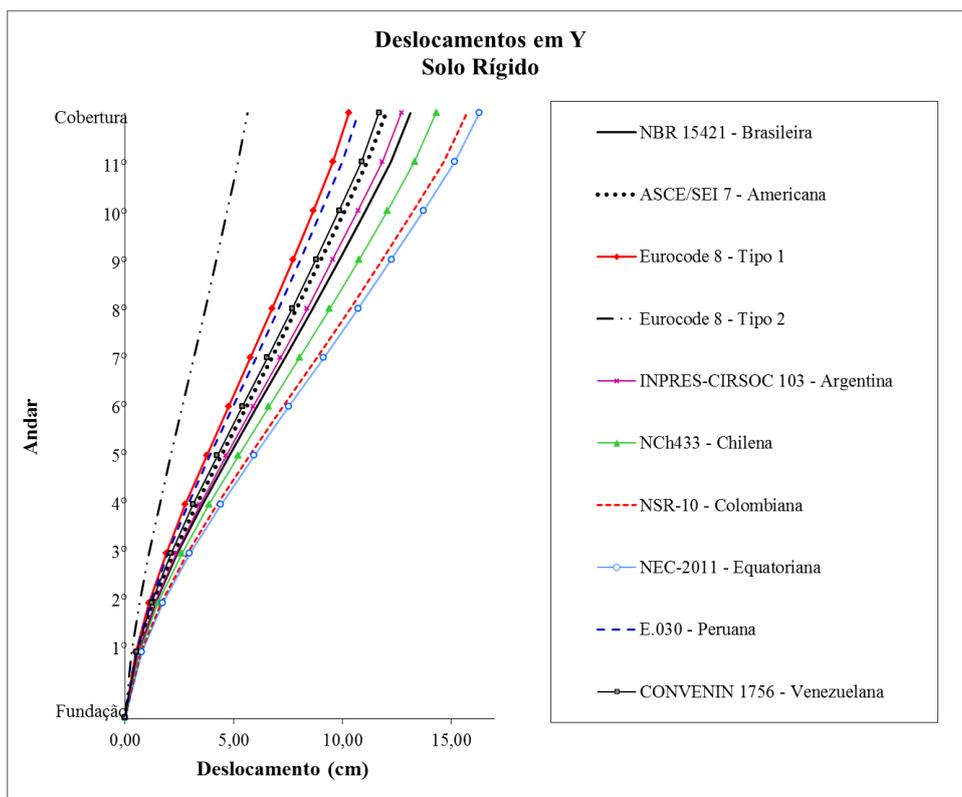


Figura 5-12 – Deslocamentos obtidos, em solo rígido, Direção Y.

5.3. Força Total na Base

As forças totais na base do “Model Building” obtidas através de análises espectrais são mostradas nas Figura 5-13 a 5-18. Essas figuras mostram também as forças totais obtidas com a aplicação das forças estáticas equivalentes. Nessa análise os períodos de vibração considerados são os dos dois primeiros modos, obtidos do modelo do SAP 2000, 1,683s e 1,114s, nas direções X e Y, respectivamente. Os valores das forças totais na bases são apresentados em tabelas no Anexo A.

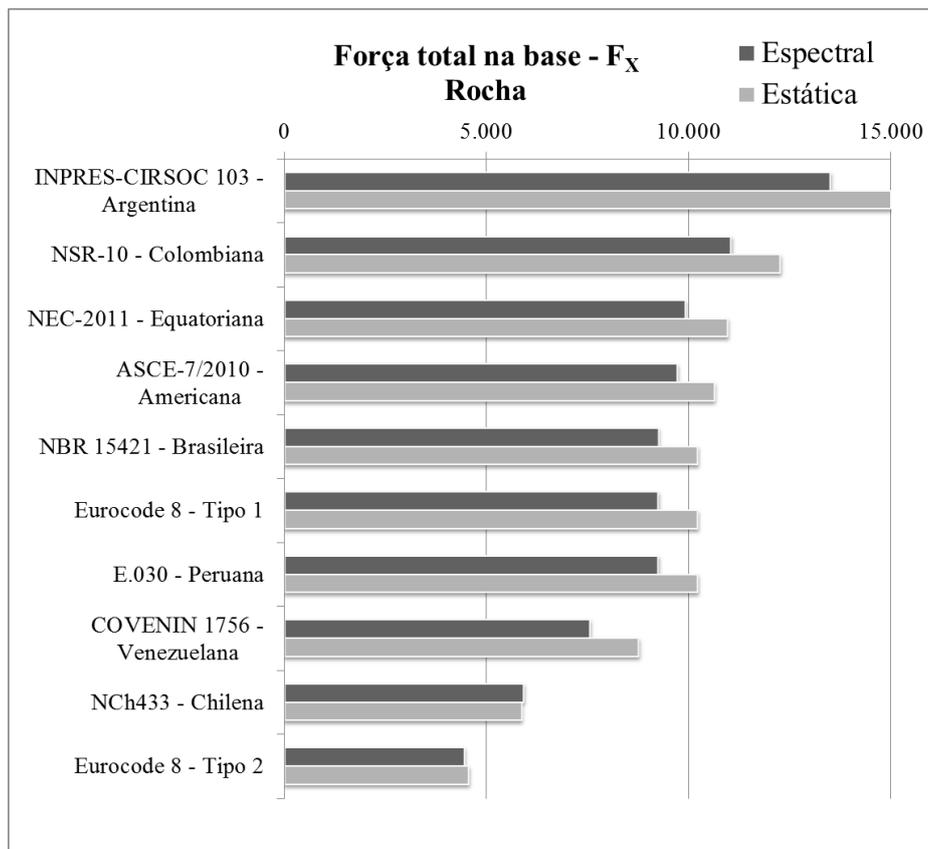


Figura 5-13 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção X.

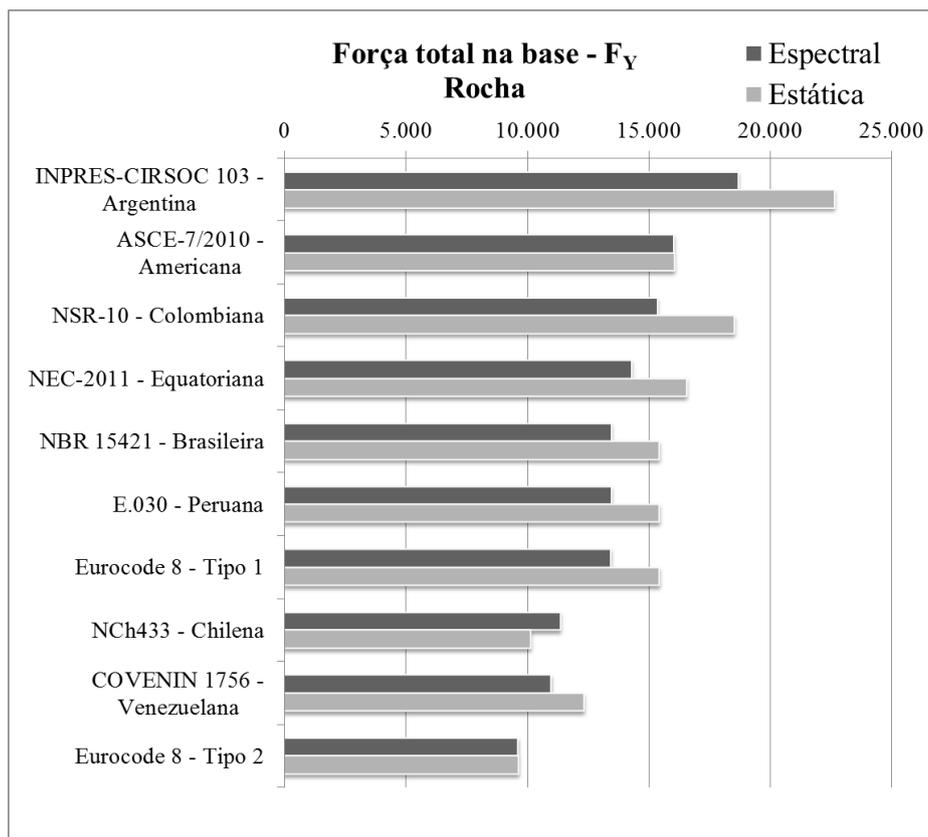


Figura 5-14 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção Y.

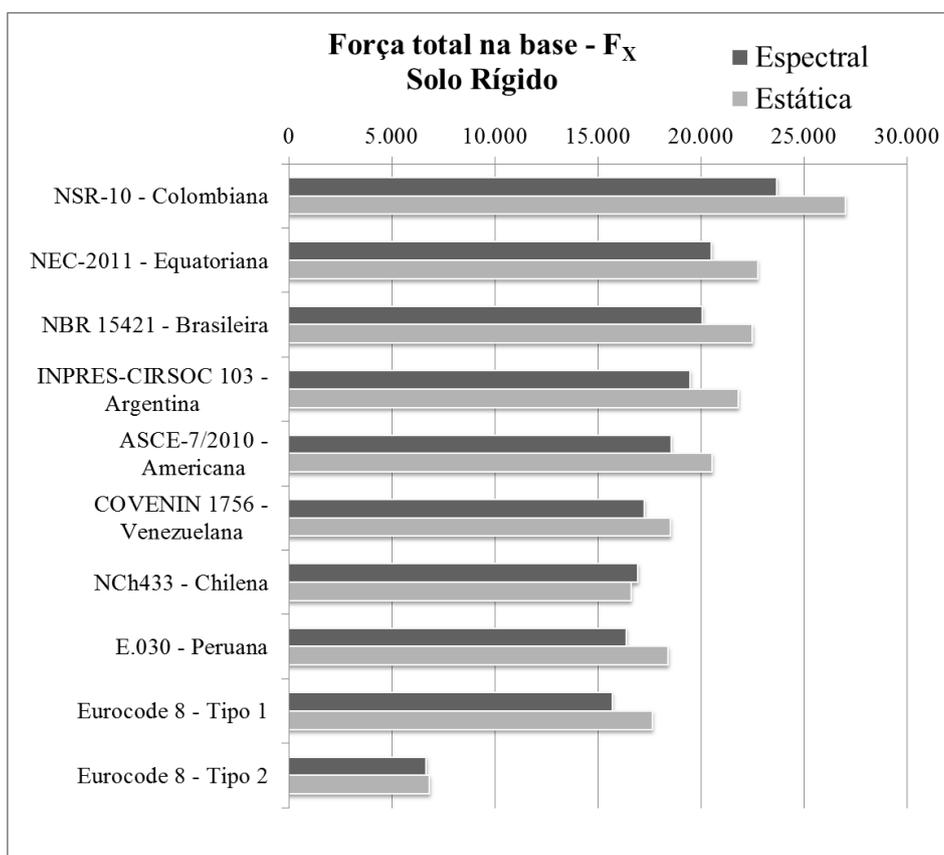


Figura 5-15 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção X.

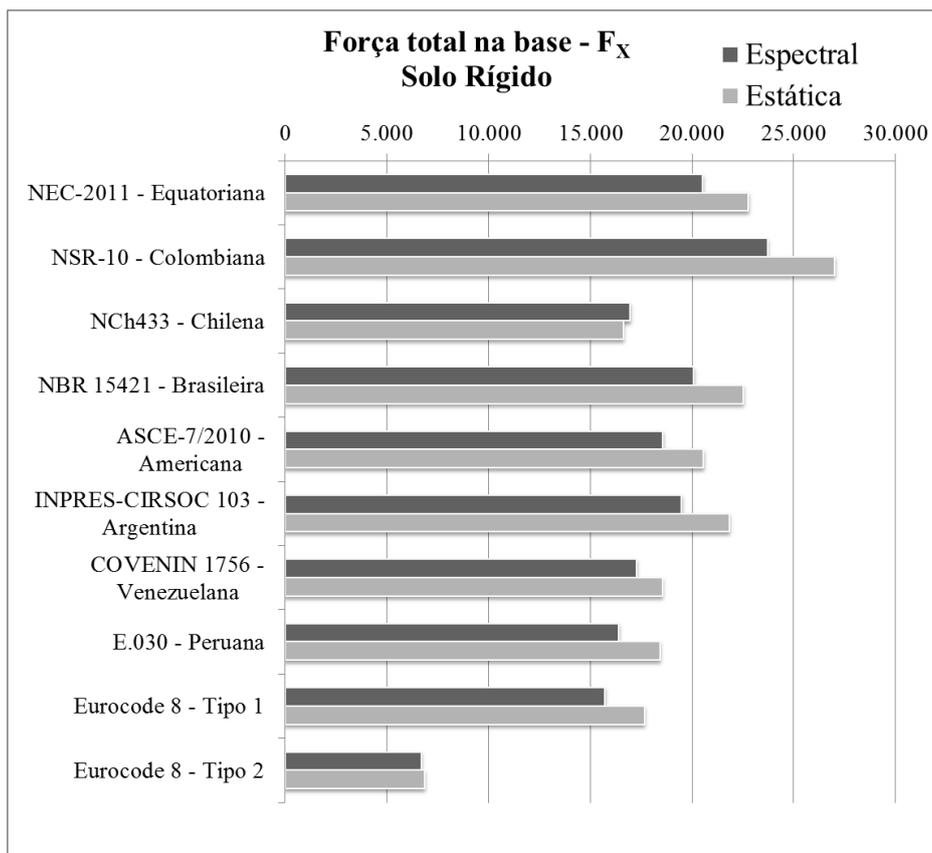


Figura 5-16 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção Y.

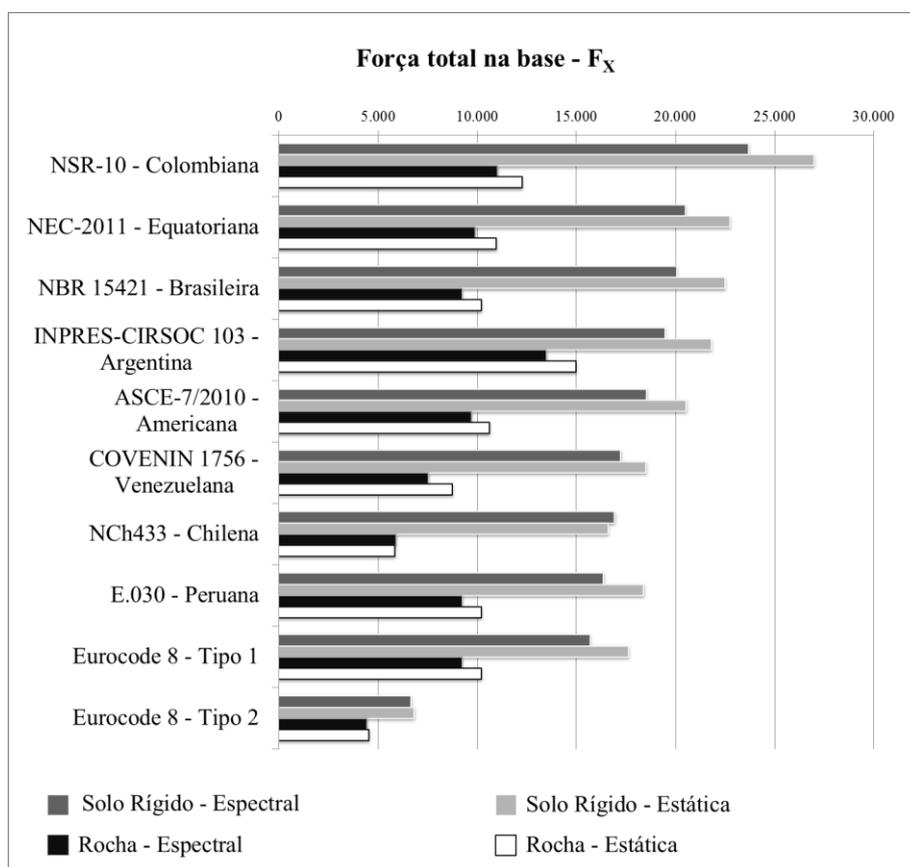


Figura 5-17 – Forças totais obtidas nas bases em rocha e solo rígido, Direção X.

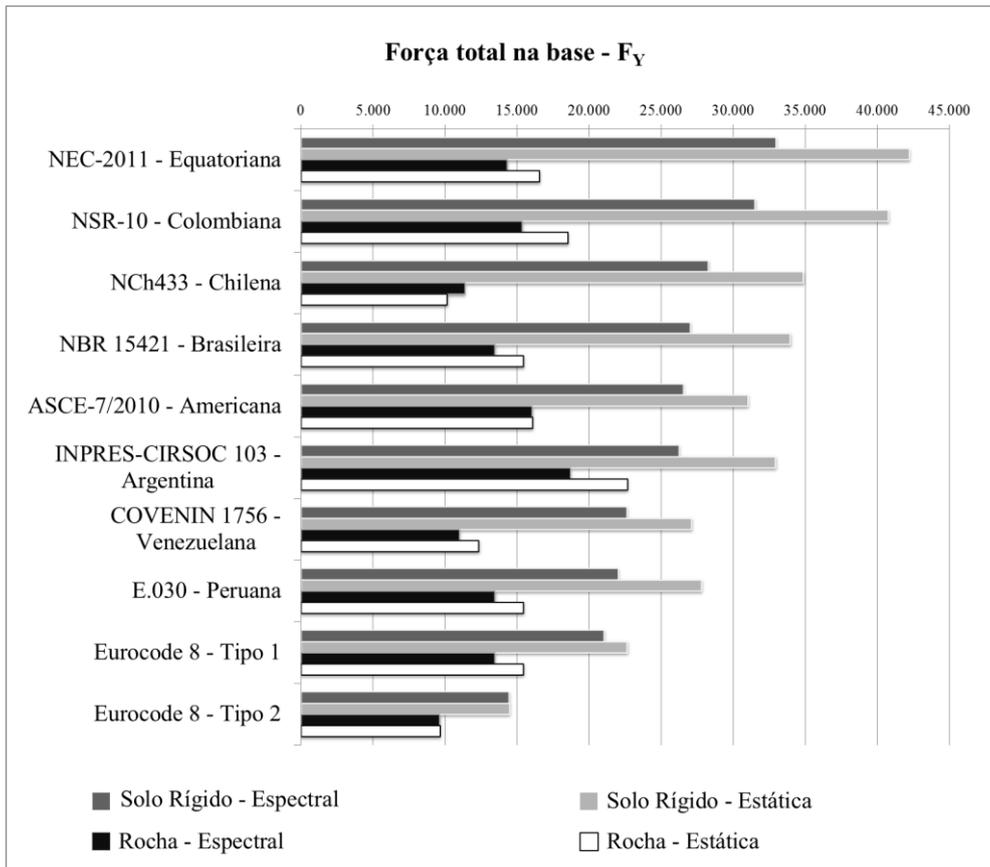


Figura 5-18 – Forças totais obtidas nas bases em rocha e solo rígido, Direção Y.

5.4. Análise dos Resultados

As Figura 5-19 e 5-20 apresentam os espectros de resposta elástica para as normas analisadas com a indicação dos períodos de maior participação modal, nas direções X e Y.

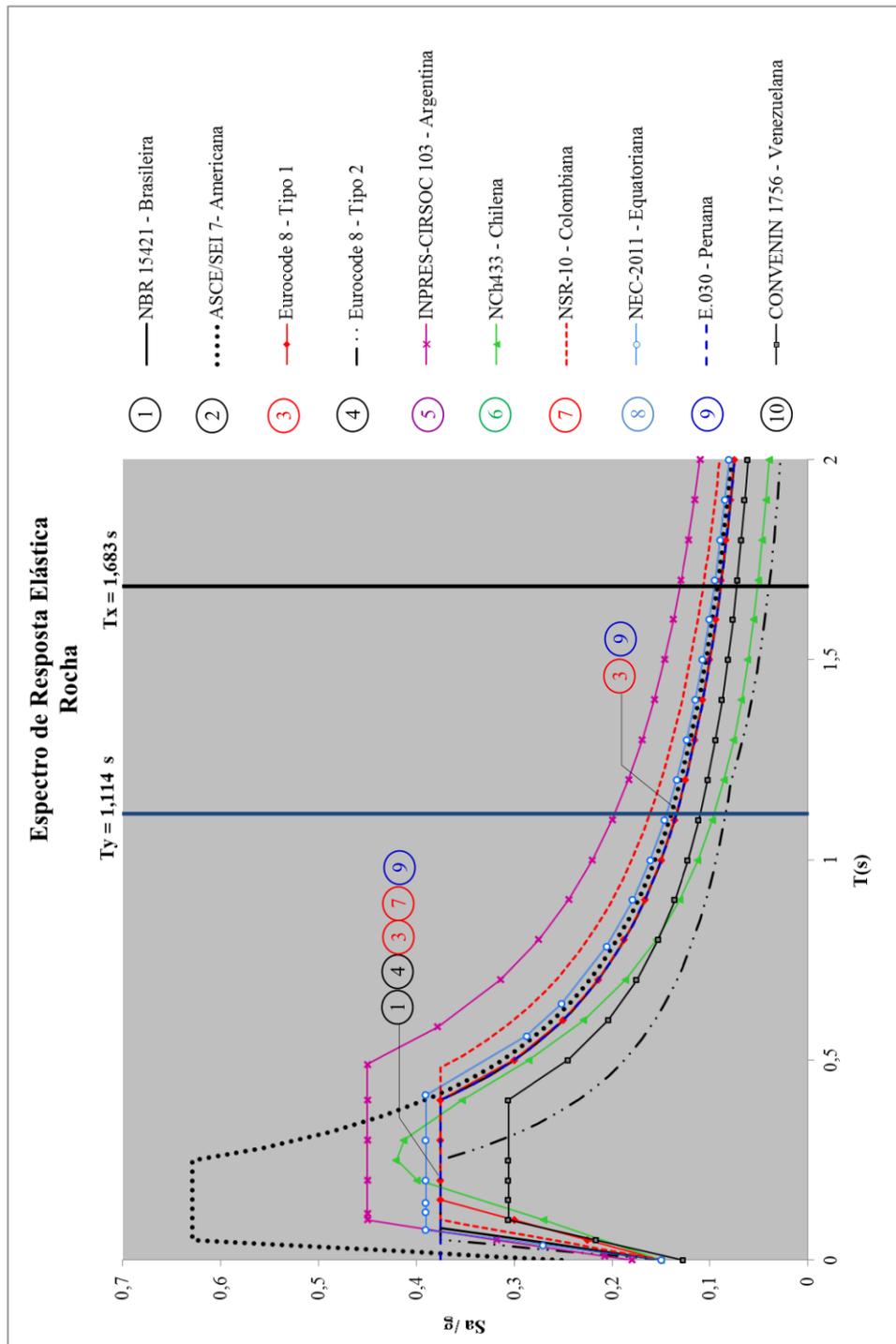


Figura 5-19 – Espectros de resposta elástica em rocha, com indicação dos períodos de vibração da estrutura.

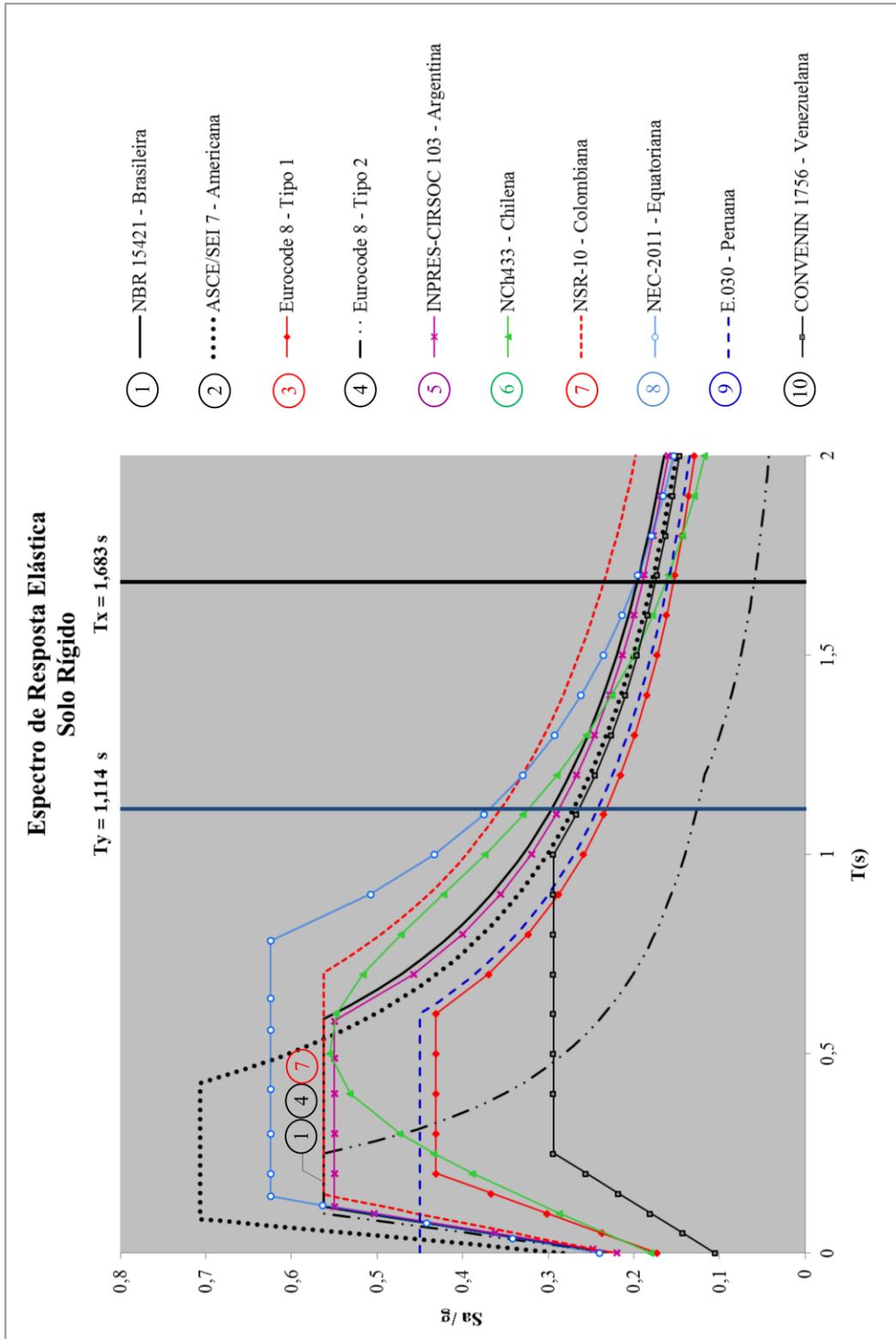


Figura 5-20 – Espectros de resposta elástica em solo rígido, com indicação dos períodos de vibração da estrutura.

Na Figura 5-19, espectros de resposta elástica em rocha, os valores de acelerações espectrais para os períodos de vibração da estrutura, nas direções X e Y, apresentam-se na seguinte ordem decrescente: Argentina, Colombiana, Equatoriana, Americana, Brasileira, Eurocode – Tipo 1, Peruana, Venezuelana, Chilena e Eurocode – Tipo 2. Observa-se que os valores de acelerações espectrais para os períodos de vibração da estrutura, em ambas as direções, são os mesmos para os espectros das normas Brasileira, Eurocode – Tipo 1 e Peruana.

Na Figura 5-20, espectros de resposta elástica em solo rígido, os valores de acelerações espectrais para o período de vibração da estrutura, na direção X, apresentam-se na seguinte ordem decrescente: Colombiana, Equatoriana, Brasileira, Argentina, Americana, Venezuelana, Chilena, Peruana, Eurocode – Tipo 1 e Eurocode – Tipo 2. Já para o período de vibração da estrutura, na direção Y, apresentam-se na seguinte ordem decrescente: Equatoriana, Colombiana, Chilena, Brasileira, Argentina, Americana, Venezuelana, Peruana, Eurocode – Tipo 1 e Eurocode – Tipo 2.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se um estudo comparativo de alguns pontos de normas de estruturas resistentes a sismos, a saber: Norma Americana, Eurocode 8, Brasileira, Argentina, Chilena, Colombiana, Equatoriana, Peruana e Venezuelana.

A análise do texto das diversas normas de projeto sísmico indica um acordo geral com relação às principais características desejáveis em uma estrutura sismo-resistente: simplicidade, simetria, uniformidade, redundâncias, etc. Um ponto essencial também ressaltado pelas normas é a necessidade de que o projeto e o detalhamento assegurem às estruturas suficiente ductilidade para a dissipação de energia no domínio não-linear.

Finalizando, as importantes diferenças em critérios de projeto atualmente presentes nas normas sul-americanas colocam um importante problema do ponto de vista da prática da Engenharia, considerando inclusive a crescente integração econômica do continente. Devido a razões históricas e políticas, não é esperada para um futuro próximo uma integração entre as normas de projeto do continente, conforme já ocorreu, por exemplo, na Comunidade Europeia.

Apesar disso, como mostrado neste trabalho, há importantes aspectos que podem e devem ser discutidos na comunidade sul-americana de Engenharia, visando futuras revisões em nossas normas de projeto sísmico.

Devido à forma espectral definida no EUROCODE 8 para o Tipo 2 de espectro, os deslocamentos e forças totais na base obtidos de acordo com essa norma são substancialmente menores do que os obtidos com os outros espectros. Os valores de aceleração dos espectros analisados são bem menores para o espectro do tipo 2 do EUROCODE 8, quando comparados com os das demais normas analisadas.

Quanto à comparação entre solo rígido e rocha, constata-se uma alteração nos espectros bastante diferenciada entre as normas. Isso aponta para a necessidade de um estudo específico de amplificação sísmica no solo em diferentes situações geotécnicas.

Observe-se que, conforme esperado, as forças horizontais totais obtidas com as forças estáticas equivalentes quase sempre fornecem resultados praticamente iguais com relação aos obtidos nas análises espectrais.

Na análise em rocha, os espectros da EUROCODE 8 para o Tipo 1, da Norma Brasileira e Peruana apresentam-se com formatos iguais, a partir do período T_B do EC8. Como os períodos de vibração da estrutura são maiores que T_B , os valores de forças totais na base e deslocamentos são praticamente iguais para a análise em rocha. Já na análise em solo rígido, os espectros destas normas possuem formatos e apresentam resultados diferentes.

6.1. Sugestões

Em algumas das normas, como a Colombiana, os requisitos normativos são muito bem detalhados no seu texto. Em outras, como a Brasileira, a Chilena e a Peruana, é observada a falta de definição em alguns pontos relevantes. Recomenda-se que esses requisitos omitidos sejam mais bem explicitados em futuras revisões dessas normas.

Outro ponto, já ressaltado, diz respeito à definição da forma espectral. As diferenças nas formas dos espectros de projeto podem levar a discrepâncias nos resultados superiores a 100%. Existem diferenças importantes decorrentes da variedade dos parâmetros que consideram a influência das características do subsolo. Além disso, em todas as normas sul-americanas, a forma dos espectros é definida apenas por um parâmetro, a aceleração máxima no solo. O EUROCODE 8 (2004) define dois tipos de espectro, associados à magnitude que prepondera na análise do risco sísmico da região. Já na ASCE/SEI 7 (2010), a forma do espectro é definida de forma mais completa, por três parâmetros, que são as acelerações espectrais para os períodos de 0,2s e 1,0s e o período T_D , a partir do qual o espectro é governado pelo deslocamento máximo. Esse é um ponto essencial, a ser investigado com maior profundidade em estudos futuros.

Outro ponto crucial a ser mais bem estudado em próximos trabalhos diz respeito à definição dos períodos de recorrência. As normas americanas, como a ASCE/SEI 7 (2010), já redefiniram esse parâmetro, do tradicional período de recorrência de 475 anos para 2475 anos (que corresponde a 2% de probabilidade do “input” sísmico ser excedido em 50 anos). Essa redefinição implica em um importante acréscimo nas forças sísmicas, relativamente às que estão atualmente definidas nas normas de projeto.

Essa discussão é crucial e urgente, já que estará sendo definido o nível de confiabilidade que nossas construções apresentarão de hoje para o futuro. Conforme já apontado por SANTOS (2009), com os fatores de segurança presentemente definidos,

por exemplo, no EUROCODE 8, os coeficientes de confiabilidade estrutural em condições sísmicas são drasticamente inferiores àqueles avaliados em condições normais de utilização.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia, United States, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 15421, Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.

BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A., *Introdução à Dinâmica das Estruturas*. Ed. Edgard Blucher, Brasil, 2013.

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES, *Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – Parte 1 – Construcciones en General*. Buenos Aires, 2013.

CHOPRA, A. K., *Structural Dynamics, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Chapman & Hall, Fourth edition, 2011.

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES, *NSR-10: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, 2010.

COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, *NEC-11: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente*. Quito, 2011.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *SAP2000*, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 14. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2010.

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 1998-5:2004 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects*. ECS, Brussels, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (*fib*), *Bulletin 69 - Critical comparison of major seismic codes for buildings*, Lausanne, 2013

FUNDACIÓN VENEZOLANA DE INVESTIGACIONES SISMOLÓGICAS (FUNVISIS), *Norma Venezolana COVENIN 1756:2001-1, Edificaciones Sismorresistentes, Parte 1: Articulado*. Caracas, 2001.

GHOSH, S. K.; FANELLA, D. A., *Seismic and Wind Design of Concrete Buildings*, International Code Council Inc., First edition, 2004.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN), *NCh 433.Of1996 – Modificada en 2009: Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, 2009.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO, *Norma E.030: Reglamento Nacional de Edificaciones – Diseño Sismorresistente*. Disponible em: <www.urbanistasperu.org>. Lima, 2006.

MONROY; M., BOLAÑOS, A.; MUÑOZ, A.; BLONDET, M., *Espectros de Peligro Uniforme en El Perú*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Concepción, Chile, 2005.

RÔLO, R. A. G. *Geração de pares de sismos compatíveis com um espectro de resposta*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S., *Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano*. XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 2004.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. and ARAI, A., *Comparative Study of Seismic Standards in South American Countries*. 35th International Symposium on Bridge and Structural Engineering, London, 2011.

SANTOS, S.H.C.; LIMA, S.S.; ARAI, A., *Estudo Comparativo de Normas de Projeto Sísmico de Países Sulamericanos*. XXII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires, 2012.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S.; ARAI, A., *Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais [online]. vol.5, n.6, pp. 812-819, 2012.

SANTOS, S. H. C.; ZANAICA, L.; BUCUR, C.; SOUZA, L. S.; ARAI A., *Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures*. Mathematical Modelling in Civil Engineering. Volume 9, Issue 1, Pages 1–12, April 2013.

SOUZA LIMA, S. ; SANTOS, S. H. C., *Análise Dinâmica das Estruturas*. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

VELOSO, J. A. V., *O terremoto que mexeu com o Brasil*. Ed. Thesaurus, Brasília, Brasil, 2012.

8. SÍTIOS DA INTERNET

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS), *Seismic Hazard Curves, Response Parameters and Design Parameters*, Disponível em <http://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/grdmotion.php>. United States, 2011.

9. ANEXO A – TABELAS DOS RESULTADOS OBTIDOS

9.1. Deslocamentos no Topo da Estrutura

Nas Tabela 9-1 a Tabela 9-4 são apresentados os valores de deslocamentos obtidos no topo do prédio, e que são apresentados nas Figura 5-3 a Figura 5-6.

Tabela 9-1 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção X.

NORMAS	u_x (cm)
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	12,0
NSR-10 – Colombiana	9,8
NEC-2011 – Equatoriana	8,8
ASCE-7/2010 – Americana	8,5
NBR 15421 – Brasileira	8,2
Eurocode 8 – Tipo 1	8,2
E.030 – Peruana	8,2
COVENIN 1756 – Venezuelana	6,7
NCh433 – Chilena	4,7
Eurocode 8 – Tipo 2	3,7

Tabela 9-2 – Deslocamentos obtidos em rocha, Direção Y.

NORMAS	u_y (cm)
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	8,8
NSR-10 – Colombiana	7,2
NEC-2011 – Equatoriana	6,4
ASCE-7/2010 – Americana	6,2
NBR 15421 – Brasileira	6,0
Eurocode 8 – Tipo 1	6,0
E.030 – Peruana	6,0
COVENIN 1756 – Venezuelana	4,9
NCh433 – Chilena	4,3
Eurocode 8 – Tipo 2	3,7

Tabela 9-3 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção X.

NORMAS	u_x (cm)
NSR-10 – Colombiana	21,5
NEC-2011 – Equatoriana	18,2
NBR 15421 – Brasileira	17,9
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	17,4
ASCE-7/2010 – Americana	16,4
COVENIN 1756 – Venezuelana	15,9
NCh433 – Chilena	14,9
E.030 – Peruana	14,7
Eurocode 8 – Tipo 1	14,1
Eurocode 8 – Tipo 2	5,5

Tabela 9-4 – Deslocamentos obtidos em solo rígido, Direção Y.

NORMAS	u_y (cm)
NEC-2011 – Equatoriana	16,3
NSR-10 – Colombiana	15,7
NCh433 – Chilena	14,3
NBR 15421 – Brasileira	13,1
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	12,7
ASCE-7/2010 – Americana	12,0
COVENIN 1756 – Venezuelana	11,7
E.030 – Peruana	10,7
Eurocode 8 – Tipo 1	10,3
Eurocode 8 – Tipo 2	5,6

9.2. Força Total na Base

Nas Tabela 9-5 a Tabela 9-8 são apresentados os valores de forças totais na base, e que são apresentados nas Figura 5-13 a Figura 5-16 Figura 5-6.

Tabela 9-5 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção X (kN).

NORMAS	Espectral	Estática
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	13.507	15.003
NSR-10 – Colombiana	11.055	12.275
NEC-2011 – Equatoriana	9.914	10.971
ASCE-7/2010 – Americana	9.723	10.639
NBR 15421 – Brasileira	9.252	10.229
Eurocode 8 – Tipo 1	9.251	10.229
E.030 – Peruana	9.251	10.229
COVENIN 1756 – Venezuelana	7.558	8.768
NCh433 – Chilena	5.917	5.864
Eurocode 8 – Tipo 2	4.451	4.558

Tabela 9-6 – Forças totais obtidas nas bases em rocha, Direção Y (kN).

NORMAS	Espectral	Estática
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	18.701	22.659
ASCE-7/2010 – Americana	16.049	16.067
NSR-10 – Colombiana	15.368	18.539
NEC-2011 – Equatoriana	14.308	16.569
NBR 15421 – Brasileira	13.470	15.449
E.030 – Peruana	13.468	15.449
Eurocode 8 – Tipo 1	13.449	15.449
NCh433 – Chilena	11.371	10.147
COVENIN 1756 – Venezuelana	10.996	12.346
Eurocode 8 – Tipo 2	9.636	9.656

Tabela 9-7 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção X (kN).

NORMAS	Espectral	Estática
NSR-10 – Colombiana	23.700	27.006
NEC-2011 – Equatoriana	20.517	22.760
NBR 15421 – Brasileira	20.076	22.505
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	19.484	21.823
ASCE-7/2010 – Americana	18.556	20.554
COVENIN 1756 – Venezuelana	17.261	18.529
NCh433 – Chilena	16.945	16.613
E.030 – Peruana	16.386	18.413
Eurocode 8 – Tipo 1	15.703	17.646
Eurocode 8 – Tipo 2	6.677	6.838

Tabela 9-8 – Forças totais obtidas nas bases em solo rígido, Direção Y (kN).

NORMAS	Espectral	Estática
NEC-2011 – Equatoriana	32.978	42.242
NSR-10 – Colombiana	31.537	40.786
NCh433 – Chilena	28.286	34.893
NBR 15421 – Brasileira	27.030	33.989
ASCE-7/2010 – Americana	26.542	31.042
INPRES-CIRSOC 103 – Argentina	26.247	32.959
COVENIN 1756 – Venezuelana	22.619	27.123
E.030 – Peruana	22.026	27.809
Eurocode 8 – Tipo 1	21.042	22.653
Eurocode 8 – Tipo 2	14.453	14.484