

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

Jorge Henrique Dias dos Santos Pinto

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



UFRJ

Jorge Henrique Dias dos Santos Pinto

**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.

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2020

Pinto, Jorge Henrique Dias dos Santos

Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos / Jorge Henrique Dias dos Santos Pinto – 2020.

134.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2020.

Orientador: Sergio Hampshire de Carvalho Santos

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



UFRJ

ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS DE PROJETOS DE ESTRUTURAS  
RESISTENTES A SISMOS

Jorge Henrique Dias dos Santos Pinto

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

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.

Aprovada pela Banca:

---

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

---

Profª. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc., UFRJ

---

Prof. Selma Hissae Shimura da Nóbrega, D.Sc., UFRN

Rio de Janeiro  
2020

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos pela atenção e paciência dada para a elaboração e a conclusão deste trabalho.

A toda a equipe de docentes do Programa de Projetos de Engenharia (PPE – UFRJ) que possibilitam o contato do corpo discente com os mais diversos assuntos dentro do campo do conhecimento da Engenharia Estrutural que não são abordados nos cursos de Graduação.

A todos os colegas do corpo discente que sempre emanaram um espírito de equipe e trabalharam de forma conjunta. Quero deixar meu agradecimento especial a Sérgio Dantas Hecksher, Daniel Valdetaro e Felipe Wuirra que me deram muito suporte nesses três anos de Mestrado. A Ana Arai que contribuiu ativamente no desenvolvimento deste trabalho.

A todos meus amigos que sempre deram suporte em minha vida e, em especial, aqueles que me permitiram estar onde estou dentro da Engenharia: Carlos Henrique Holck, *in memoriam*, que estimulou a minha escolha pela Engenharia Civil no final da década de 1990; Maria Carmelita Pacheco que estimulou o meu retorno à Escola de Engenharia no final da década de 2000 e Marco Antônio Amâncio Ribeiro que sempre me aconselhou a ingressar no Mestrado do PPE no final da década de 2010.

À minha família, pai e mãe, Jorge dos Santos Pinto e Olinda Dias, *in memoriam*, que sempre me deram estímulos a prosseguir com a profissão. Às minhas irmãs e seus filhos que sempre me deram suporte em tudo.

À minha noiva, Elisa, sempre compreensiva com todas as horas que foram dedicadas à elaboração deste trabalho e à sua família pela acolhida nesse período de confinamento pela pandemia.

## RESUMO

PINTO, Jorge Henrique Dias dos Santos **Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos**. Rio de Janeiro. 2020. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2020.

O estudo de sismos é um campo de grande interesse da sociedade. Dependendo da intensidade e localização, eles podem acarretar grandes perdas materiais e de vidas humanas. Devido à relevante importância social das consequências dos sismos, a sismologia desperta grande interesse da comunidade científica, buscando a compreensão de como ocorrem e se propagam os sismos, sua intensidade e a frequência.

Paralelamente à Sismologia, a Engenharia de Estruturas estuda o fenômeno sísmico como a imposição de acelerações nas bases das estruturas e como resistir aos esforços que surgem. Como cada local tem uma atividade sísmica distinta, cada país elabora seu regulamento para atendimento àquilo que é a atividade sísmica e suas consequências.

Este trabalho objetiva apresentação de um estudo comparativo entre as normas de projetos de estruturas resistentes a sismos de alguns países. As normas são: búlgara, brasileira, canadense, americana, francesa, grega, italiana, japonesa, mexicana, neozelandesa, portuguesa e turca. O estudo é focado nos critérios de projeto para edifícios.

O estudo compara os seguintes pontos: definição dos períodos de recorrência dos eventos; definição do zoneamento sísmico; classificação do solo; consideração da amplificação no solo; critérios de liquefação do solo; consideração da interação estrutura-solo; classificação das estruturas em níveis de importância; definição dos sistemas sísmicos de resistência às forças; consideração de irregularidades geométricas estruturais e definição da forma dos espectros de resposta do projeto.

A conclusão do trabalho é a aplicação dos espectros de resposta em um modelo de edifício padrão e analisar importantes diferenças numa análise linear (em termos de deslocamentos e força horizontal total na base) entre as diversas normas.

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

## ABSTRACT

PINTO, Jorge Henrique Dias dos Santos **Comparative Study of Design Standards for Earthquake-Resistant Structures**. Rio de Janeiro. 2020. Dissertation (Master) - Structural Design Program, Polytechnic School, Federal University of Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2020.

The study of seismic activity is a field of great interest to society. Depending on the intensity and location of the earthquake, it can result in great material losses and human lives. Due to the great social importance on the consequences of seismic activity, there is a great interest of the scientific community on Seismology, from understanding how the earthquake occurs and propagates intensity and frequency.

Working in parallel with Seismology, Structural Engineering studies the seismic phenomenon as the imposition of displacements at the base of the structures and how it must resist the forces that arise from these displacements. As each site has a distinct seismic activity, each country develops its standards to meet what is seismic activity and its consequences.

This Dissertation aims to present a comparative study of the rules of seismic resistant structures in some countries. The compared standards are: Bulgarian, Brazilian, Canadian, American, French, Greek, Italian, Japanese, Mexican, New Zealander, Portuguese and Turkish. The study is focused on the design criteria for buildings.

The study aims to compare the following: return periods; seismic zoning; soil classification; consideration of soil amplification; soil liquefaction; soil-structure interaction; classification of structures in importance levels; definition of seismic resistant systems; definition of structural geometric irregularities and definition the shape of the design response spectrum.

The conclusion of the work is the application of the response spectra in a standard model building and to analyze important differences in a linear analysis (displacements and total shear of the base) between the different standards.

Keywords: seismic analysis, seismic standards, comparative analyses.

## SUMÁRIO

<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. Normas Analisadas</b> .....	<b>3</b>
<b>2. Análise Comparativa</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1. Períodos de Recorrência dos Sismos</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.1. Brasil – ABNT NBR 15421 (2006)</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.3. Canadá - National Building Code of Canada, 2015</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.5. França - NF EN 1998-1:2005</b> .....	<b>6</b>
<b>2.1.6. Grécia - EAK2000</b> .....	<b>6</b>
<b>2.1.7. Itália - Decreto Ministerial Italiano de 17 de janeiro de 2018</b> .....	<b>6</b>
<b>2.1.8. Japão - BSL-1981</b> .....	<b>7</b>
<b>2.1.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo -</b> <b>15 de Diciembre de 2017</b> .....	<b>7</b>
<b>2.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004</b> .....	<b>7</b>
<b>2.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010</b> .....	<b>8</b>
<b>2.1.12. Turquia - TBEC 2018</b> .....	<b>8</b>
<b>2.1.13. Comparação entre as normas</b> .....	<b>8</b>
<b>2.2. Zonas Sísmicas e Acelerações Sísmicas de Projeto</b> .....	<b>9</b>
<b>2.2.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)</b> .....	<b>9</b>
<b>2.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)</b> .....	<b>10</b>
<b>2.2.3. Canadá - National Building Code of Canada, 2015</b> .....	<b>12</b>
<b>2.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16</b> .....	<b>13</b>
<b>2.2.5. França - NF EN 1998-1:2005</b> .....	<b>16</b>
<b>2.2.6. Grécia - EAK2000</b> .....	<b>18</b>
<b>2.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de</b> <b>2018</b> .....	<b>19</b>
<b>2.2.8. Japão - BSL-1981</b> .....	<b>20</b>
<b>2.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo -</b> <b>15 de Diciembre de 2017</b> .....	<b>20</b>
<b>2.2.10. Nova Zelândia – NZS 1170.5:2004</b> .....	<b>21</b>
<b>2.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010</b> .....	<b>23</b>



2.2.12. Turquia - TBEC 2018.....	24
2.2.13. Comparação entre as normas.....	24
<b>2.3. Influência do Solo .....</b>	<b>25</b>
2.3.1. Classificação do Solo .....	25
2.3.1.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	25
2.3.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	26
2.3.1.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	27
2.3.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	28
2.3.1.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	28
2.3.1.6. Grécia - EAK2000.....	29
2.3.1.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	30
2.3.1.8. Japão - BSL-1981.....	31
2.3.1.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	31
2.3.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	32
2.3.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	32
2.3.1.12. Turquia - TBEC 2018.....	33
2.3.1.13. Comparação entre as normas.....	34
2.3.2. Resposta do Solo .....	35
2.3.2.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	35
2.3.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	35
2.3.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	36
2.3.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	36
2.3.2.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	37
2.3.2.6. Grécia - EAK2000.....	38
2.3.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	38
2.3.2.8. Japão - BSL-1981.....	39
2.3.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	40
2.3.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	40
2.3.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	40
2.3.2.12. Turquia - TBEC 2018.....	41

2.3.2.13. Comparação entre as normas.....	41
2.3.3. Liquefação Do Solo.....	42
2.3.3.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	43
2.3.3.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	43
2.3.3.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	43
2.3.3.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	43
2.3.3.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	44
2.3.3.6. Grécia - EAK2000.....	44
2.3.3.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	45
2.3.3.8. Japão - BSL-1981.....	45
2.3.3.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	45
2.3.3.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	45
2.3.3.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	46
2.3.3.12. Turquia - TBEC 2018.....	46
2.3.3.13. Comparação entre as normas.....	46
2.3.4. Interação Solo-Estrutura .....	46
2.3.4.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	47
2.3.4.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	47
2.3.4.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	48
2.3.4.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	48
2.3.4.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	49
2.3.4.6. Grécia - EAK2000.....	49
2.3.4.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	50
2.3.4.8. Japão - BSL-1981.....	50
2.3.4.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	50
2.3.4.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	51
2.3.4.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	51
2.3.4.12. Turquia - TBEC 2018.....	52
2.3.4.13. Comparação entre as normas.....	52
2.4. Critérios de Projeto Relacionados com a Estrutura.....	52

<b>2.4.1. Classificação das Estruturas em Diferentes Níveis de Importância .....</b>	<b>52</b>
2.4.1.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	53
2.4.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	53
2.4.1.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	54
2.4.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	55
2.4.1.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	55
2.4.1.6. Grécia - EAK2000.....	55
2.4.1.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	56
2.4.1.8. Japão - BSL-1981.....	57
2.4.1.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	57
2.4.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	58
2.4.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	60
2.4.1.12. Turquia - TBEC 2018.....	60
2.4.1.13. Comparação entre as normas.....	61
<b>2.4.2. Sistemas de Resistência à Força Sísmica e Respectivos Coeficientes de Modificação de Resposta.....</b>	<b>62</b>
2.4.2.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006) .....	62
2.4.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	63
2.4.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	64
2.4.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	65
2.4.2.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	66
2.4.2.6. Grécia - EAK2000.....	66
2.4.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	67
2.4.2.8. Japão - BSL-1981.....	68
2.4.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	69
2.4.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	71
2.4.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	71
2.4.2.12. Turquia - TBEC 2018.....	71
2.4.2.13. Comparação entre as normas.....	73

<b>2.4.3. Irregularidades Estruturais e Procedimentos Permitidos para a Análise Sísmica</b>	<b>74</b>
2.4.3.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)	74
2.4.3.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)	75
2.4.3.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015	76
2.4.3.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16	77
2.4.3.5. França - NF EN 1998-1:2005	79
2.4.3.6. Grécia - EAK2000	79
2.4.3.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018	81
2.4.3.8. Japão - BSL-1981	82
2.4.3.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017	83
2.4.3.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004	84
2.4.3.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010	85
2.4.3.12. Turquia - TBEC 2018	85
2.4.3.13. Comparação entre as normas	86
<b>2.5. Espectros de Resposta de Projeto Elástico Horizontal</b>	<b>87</b>
2.5.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)	87
2.5.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)	88
2.5.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015	88
2.5.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16	89
2.5.5. França - NF EN 1998-1:2005	90
2.5.6. Grécia - EAK2000	90
2.5.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018	91
2.5.8. Japão - BSL-1981	92
2.5.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017	92
2.5.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004	94
2.5.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010	96
2.5.12. Turquia - TBEC 2018	97
2.5.13. Comparação entre as normas	97
<b>3. Exemplo Numérico</b>	<b>99</b>

<b>3.1. Características Gerais da Edificação.....</b>	<b>99</b>
<b>3.2. Dados sísmicos considerados .....</b>	<b>101</b>
3.2.1. Brasil - ABNT NBR-15421(2006).....	102
3.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1).....	103
3.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015.....	103
3.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16.....	103
3.2.5. França - NF EN 1998-1:2005 .....	104
3.2.6. Grécia - EAK2000.....	104
3.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018 .....	105
3.2.8. Japão - BSL-1981.....	105
3.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017 .....	105
3.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004.....	106
3.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010.....	106
3.2.12. Turquia - TBEC 2018.....	107
3.2.13. Comparação entre as normas.....	107
<b>3.3. Resultados .....</b>	<b>109</b>
3.3.1. Modos de Vibração, Frequências Naturais e Fatores de Participação de Massa .....	109
3.3.2. Deslocamentos.....	112
3.3.2.1. Deslocamentos no Topo da Estrutura.....	113
3.3.2.2. Deslocamentos ao Longo da Estrutura.....	114
3.3.3. Força Total na Base.....	115
3.3.4. Análise dos Resultados .....	116
<b>4. Conclusões .....</b>	<b>122</b>
4.1. Sugestões.....	125
<b>5. Referências Bibliográficas .....</b>	<b>127</b>
<b>6. Sítios Da Internet.....</b>	<b>130</b>
<b>7. ANEXO A – Tabelas dos Resultados Obtidos .....</b>	<b>131</b>
7.1. Deslocamentos no Topo da Estrutura.....	131

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 – Mapa das placas tectônicas com a marcação das atividades sísmicas no mês de junho de 2020, imagem disponível no sítio eletrônico <a href="https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/">https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/</a> .....	1
Figura 2-1 – Zoneamento da aceleração sísmica horizontal $a_g$ para solos classe B para o território brasileiro .....	10
Figura 2-2 - Estado Limite Último (período de recorrência de 475 anos) .....	11
Figura 2-3 - Estado de Limitação de Danos (período de recorrência de 95 anos) .....	11
Figura 2-4 – Zoneamento da aceleração máxima do solo no território canadense.....	12
Figura 2-5 - Acelerações do solo para períodos curtos de 0,2s .....	13
Figura 2-6 - Acelerações do solo para períodos longos de 1,0s .....	14
Figura 2-7 - Período de transição de longo período .....	15
Figura 2-8 - Zonas sísmicas francesas para 475 anos.....	17
Figura 2-9 - Zonas sísmicas gregas para 475 anos .....	18
Figura 2-10 - Zonas sísmicas italianas para 475 anos, aceleração em função da aceleração da gravidade (g).....	19
Figura 2-11 - Fator de zoneamento sísmico japonês .....	20
Figura 2-12 - Regionalização sísmica do México para projetar estruturas do grupo B2	21
Figura 2-13 - Fator de zoneamento sísmico da Nova Zelândia (Ilhas Norte e Sul) .....	22
Figura 2-14 - Zonas sísmicas portuguesas para 475 anos .....	23
Figura 2-15 - Mapa de risco sísmico turco .....	24
Figura 3-1 – Edifício Padrão - Planta do pavimento tipo (dimensões em milímetros) ..	99
Figura 3-2 – Edifício Padrão - Seção longitudinal (dimensões em milímetros) .....	100
Figura 3-3 - Perspectiva da estrutura modelada no SAP2000.....	100
Figura 3-4 – Espectros de resposta elástica de acordo com as várias normas.....	108
Figura 3-5 – Primeiro modo de vibração obtido com o SAP2000, deslocamento na direção X. ....	109
Figura 3-6 – Segundo modo de vibração obtido com o SAP2000, deslocamento da direção Y .....	110
Figura 3-7 – Deslocamentos obtidos na direção X.....	113
Figura 3-8 – Deslocamentos obtidos na direção Y.....	113
Figura 3-9 – Deslocamentos na Direção X (mm).....	114
Figura 3-10 – Deslocamentos na Direção Y (mm).....	114

Figura 3-11 – Forças totais obtidas na base na Direção X. ....	115
Figura 3-12 – Forças totais obtidas na base na Direção Y. ....	115
Figura 3-13 – Espectro de Resposta Elástica no intervalo do período natural entre $0,5s < T < 1,7s$ .....	116
Figura 3-14 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 1, 4, 5, 8 e 10 referentes ao deslocamentos na direção X.....	117
Figura 3-15 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 1, 4, 5, 8 e 10 referente ao deslocamentos na direção X .....	118
Figura 3-16 – Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 2 e 6 referentes ao deslocamentos na direção Y .....	120
Figura 3-17 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 2 e 6 referente ao deslocamentos na direção Y .....	121

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1-1 – Normas internacionais consideradas .....	4
Tabela 2-1 - comparação entre períodos de recorrência.....	8
Tabela 2-2 - Zonação sísmica no México para projetar estruturas do grupo B2.....	21
Tabela 2-3 - Zonas Sísmicas Portuguesas .....	23
Tabela 2-4 - comparação entre as Zonas Sísmicas e valores máximos da aceleração horizontal do solo .....	25
Tabela 2-5 – Classificação do solo pela NBR 15421:2006.....	26
Tabela 2-6 – Classificação do solo pela Norma Búlgara .....	27
Tabela 2-7 – Classificação do solo pela Norma Canadense.....	27
Tabela 2-8 – Classificação do solo pela ASCE/SEI 7-16.....	28
Tabela 2-9 – Classificação do solo pela Norma Francesa .....	29
Tabela 2-10 - Classificação do solo pela norma grega.....	29
Tabela 2-11 - Classificação do solo pela Norma Italiana.....	30
Tabela 2-12 - Classificação do solo pela Norma Japonesa .....	31
Tabela 2-13 - Classificação do solo pela Norma Mexicana .....	31
Tabela 2-14 – Classificação do solo pela Norma Portuguesa .....	33
Tabela 2-15 – Classificação do solo pela Norma Turca.....	33
Tabela 2-16 - comparação entre as classificações dos solos .....	34
Tabela 2-17 – Fatores de amplificação devido ao solo de acordo com a Norma Brasileira .....	35
Tabela 2-18 - Fatores de amplificação devido ao solo de acordo com a Norma Búlgara .....	36
Tabela 2-19 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a norma canadense.....	36
Tabela 2-20 - Fatores de amplificação ( $F_a$ ) no solo de acordo com a Norma Americana .....	37
Tabela 2-21 - Fatores de amplificação ( $F_v$ ) no solo de acordo com a Norma Americana .....	37
Tabela 2-22 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a Norma Francesa .....	37
Tabela 2-23 - Coeficiente de amplificação estratigráfico.....	38
Tabela 2-24 - Valores máximos do coeficiente de amplificação topográfico .....	39
Tabela 2-25 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a Norma Portuguesa.....	40



Tabela 2-26 - Fatores de amplificação ( $F_s$ ) no solo de acordo com a norma turca .....	41
Tabela 2-27 - Fatores de amplificação ( $F_1$ ) no solo de acordo com a norma turca .....	41
Tabela 2-28 - comparação entre os fatores de amplificação do espectro de resposta devido ao tipo de solo.....	42
Tabela 2-29 – Classe de importância das estruturas de acordo com a finalidade de utilização.....	54
Tabela 2-30 - Níveis de importância pela Norma Neozelandesa .....	58
Tabela 2-31 - Probabilidade anual pela Norma Neozelandesa.....	59
Tabela 2-32 - Fator de período de retorno pela norma neozelandesa.....	60
Tabela 2-33 - Classe de uso do edifício (BKS) e fator de importância da construção (I) .....	60
Tabela 2-34 - comparação entre níveis de importância.....	61
Tabela 2-35 – Valores básicos dos coeficientes $q$ .....	64
Tabela 2-36 - comparação dos coeficientes de modificação de resposta e coeficiente de sobre-resistência .....	73
Tabela 2-37 – Fator de influência de fundação pela Norma Grega.....	91
Tabela 2-38 – Período característicos do espectro pela Norma Grega.....	91
Tabela 2-39 – Valores de $T_a, T_b, T_c, k$ e $r$ em função do zoneamento sísmico.....	93
Tabela 2-40 - comparação entre formas do espectro de resposta de projeto .....	98
Tabela 3-1 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Brasileira .....	102
Tabela 3-2 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Búlgara .....	103
Tabela 3-3 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Canadense .....	103
Tabela 3-4 – Parâmetros para definição do espectro pela Norma Americana.....	104
Tabela 3-5 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Francesa.....	104
Tabela 3-6 - Parâmetros para definição do espectro pela norma grega.....	104
Tabela 3-7 - Parâmetros para definição do espectro pela norma italiana.....	105
Tabela 3-8 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Japonesa .....	105
Tabela 3-9 - Parâmetros para definição do espectro pela norma mexicana .....	106
Tabela 3-10 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Neozelandesa.....	106
Tabela 3-11 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Portuguesa.....	106
Tabela 3-12 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Turca .....	107
Tabela 3-13 – Resultados da análise modal: períodos naturais e fatores de participação modal .....	111

Tabela 3-14 – Resultados da análise modal: períodos naturais e fatores de participação modal acumulados .....	112
Tabela 7-1 - Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 1/3) .....	131
Tabela 7-2 – Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 2/3) .....	132
Tabela 7-3 - Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 3/3) .....	132
Tabela 7-4 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 1/3) .....	133
Tabela 7-5 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 2/3) .....	134
Tabela 7-6 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 3/3) .....	134

# 1. Introdução

---

O estudo da atividade sísmica é um campo de grande interesse da sociedade. A depender da intensidade e localização dos sismos, eles podem acarretar grandes perdas materiais e de vidas humanas. Segundo estudo de BARTELS e VANROOYEN (2012), mais de um milhão de terremotos ocorrem em todo o mundo a cada ano (ver, por exemplo Fig. 1-1). Os terremotos são o tipo de desastre natural que acarreta a maior perda de vidas humanas quando comparado com outros desastres naturais como, por exemplo, enchentes e furacões, e a danos às estruturas. As edificações devem ser projetadas para resistir à ação sísmica para, primeiramente, oferecer ao usuário a segurança necessária durante sua permanência dentro da mesma, assim como garantir a integridade das estruturas para que se evitem excessivos gastos futuros com sua recuperação.

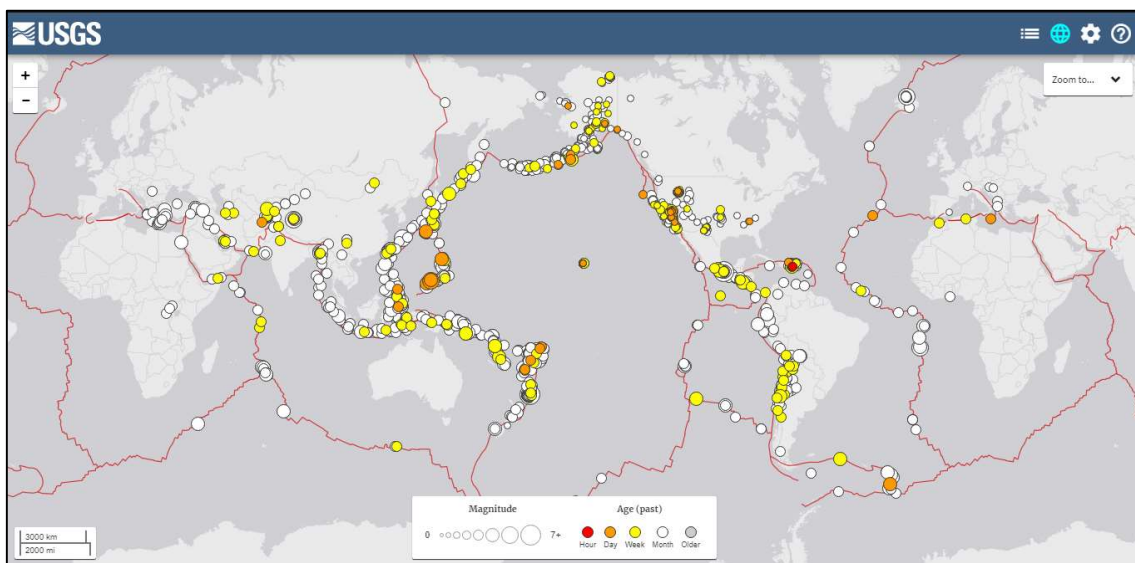


Figura 1-1 – Mapa das placas tectônicas com a marcação das atividades sísmicas no mês de junho de 2020, imagem disponível no site eletrônico <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/>

Devido à grande importância social das consequências da movimentação das placas tectônicas, há um significativo interesse da comunidade científica sobre Sismologia, que é ramo da geofísica que estuda os terremotos e da estrutura da Terra, desde a compreensão de como ocorrem e se propagam os sismos; localização e intensidade dos mesmos; e sua frequência para uma análise estatística.

Dispondo da liberdade científica, a sociedade civil de cada país se organiza de tal forma a criar e manter as instituições/entidades técnico-científicas, públicas ou privadas, que irão pesquisar os mais diversos assuntos do conhecimento humano. Esses trabalhos irão balizar a evolução da Ciência, ao buscar entender os fenômenos alvo do estudo, e da Tecnologia, que visa aplicar pragmaticamente os fenômenos analisados no desenvolvimento de ferramentas ou produtos.

Trabalhando paralelamente à Sismologia, a Engenharia de Estruturas estuda o fenômeno sísmico como a imposição de acelerações na base das estruturas e de como estas devem resistir aos esforços que surgem. Como cada local tem-se uma conformação e movimentação das placas tectônicas distinta e cada país elabora seu regulamento/norma para atendimento daquilo que é a atividade sísmica e suas consequências particulares da cada região.

Tendo em vista todo o desenvolvimento técnico-científico dos diversos países, este trabalho tem como objetivo apresentar um estudo comparativo entre as normas de projetos de estruturas resistentes a sismos de alguns deles. As Normas comparadas são: búlgara, BDS EN 1998-1 (2010); brasileira, NBR 15421 (2006); canadense, NBCC (2015); americana, ASCE/SEI 7 (2016); europeia, Eurocode 8 (2010); francesa, NF EN 1998-1 (2005); grega, EAK (2000); italiana, Decreto Ministerial 17/01/2018; japonesa, Lei de Normas de Construção (1981); mexicana, Manual de Projeto para Estruturas Cíveis no México: Design sísmico (2015); neozelandesa, NZS1170.5 (2004); portuguesa, NP EN 1998-1 (2010) e turca TBEC (2018). O estudo é focado nos critérios de projeto para prédios.

No capítulo 2, o trabalho está focado nos critérios para o projeto de edifícios convencionais (residenciais e comerciais), analisando alguns tópicos críticos:

- a) definição dos períodos de recorrência para estabelecer as solicitações sísmicas (item 2.1);
- b) definição do zoneamento sísmico e respectivos valores sísmicos de movimento do solo do projeto (item 2.1.13);
- c) classificação do solo (item 2.3), consideração da amplificação do solo (item 2.3.2), critérios de liquefação do solo (item 2.3.3) e interação estrutura-solo (item 2.3.4);

d) classificação das estruturas em diferentes níveis de importância (item 2.4), definição dos sistemas sísmicos de resistência considerados e respectivos coeficientes de modificação de resposta adotados (item 2.4.2); consideração de irregularidades estruturais e definição dos procedimentos permitidos para as análises sísmicas (item 0).

e) definição dos espectros de projeto (item 2.5).

No Capítulo 3 é apresentado um exemplo numérico para a análise comparativa através de um edifício padrão. São definidos os dados sísmicos das normas para este estudo comparativo, e aplicados os espectros de resposta no modelo deste edifício padrão. Este possui estrutura simétrica e regular, já tendo sido analisado por GHOSH e FANELLA (2004). A análise é desenvolvida utilizando-se o programa computacional SAP2000 v.20 (CSI COMPUTERS & STRUCTURES, 2016), sendo encontradas importantes diferenças numa análise linear (deslocamentos e cisalhamento total da base) entre os resultados das diversas normas.

No Capítulo 4 são apresentadas as conclusões da análise comparativa, em termos de forças totais na base e deslocamentos.

Alguns importantes trabalhos foram já publicados no tema de comparação de normas sísmicas. Entre eles pode ser citado o trabalho da *Fédération Internationale du Béton* (FBI, 2013), analisando normas dos Estados Unidos, Europa, Japão, México, Chile, Canadá e Nova Zelândia.

Esta dissertação se insere na Linha de Pesquisa “Comparação de Norma Sísmicas” do Programa de Projeto de Estruturas da Universidade Federal do Rio de Janeiro (PPE-UFRJ), que se desenvolve em um contexto de colaboração com pesquisadores de diversos países, ver ARAI (2013) e SANTOS e *al.* (2011, 2012, 2013, 2014, 2017a, 2017b, 2018, 2020).

## **1.1. Normas Analisadas**

O objetivo principal é selecionar algumas normas de projeto, ou anexos nacionais do EUROCODE 8, a serem analisados e comparados. As normas analisadas são apresentadas na Tabela 1-1.

Os dados gerais dos padrões analisados são apresentados na Tabela 1-1.

- a) País (ou região) onde a Norma se aplica;
- b) Título original da norma no idioma do país;
- c) Título da norma em português;
- d) Número da norma no país de origem;
- e) Ano de publicação da última versão da Norma;

Tabela 1-1 – Normas internacionais consideradas

Pais	Título Original da Norma	Título Original da Norma em Português	Numeração	Ano da Revisão
Brasil	Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos	Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos	NBR 15421	2006
Bulgária	BDS EN 1998-1 (EC 8-1) with National Annexes	BDS EN 1998-1 (EC 8-1) com Anexo Nacional	BDS EN 1998-1	2014
Canadá	NBCC - National Building Code of Canada	NBCC – Código Nacional de Edificações do Canadá	NBCC 2015	2015
EUA	Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures	Cargas Mínimas de Projeto para Edifícios e Outras Estruturas	ASCE/SEI 7-16	2016
França	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes	Anexo Nacional para NF EN 1998-1	NF EN 1998-1/NA	2007
Grécia	ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (EAK)	Regulação Anti-sísmica Helênica	EAK 2000	2000
Itália	Norme Tecniche per le Costruzioni	Normas Técnicas para Construções	GU n.29 04/02/2008 Suppl. Ord. n.30	2008
Japão	建築基準法 (Kenchiku kijun ho)	Lei do Padrão de Construção	BSL-1981	1981
México	Manual de Diseño Obras Civiles: Diseño por Sismo	Manual de Projeto de Estruturas Cíveis: Projeto Sísmico	MOC-2015	2015
Nova Zelândia	Structural Design Actions Part 5: Earthquake Actions	Ações de projeto estrutural, parte 5: Ações Terremoto	NZS1170.5	2004 (atualizado em 2016)
Portugal	NP EN 1998-1 (EC 8-1) com Anexo Nacional	NP EN 1998-1 (EC 8-1) com Anexo Nacional	NP EN 1998-1	2005
Turquia	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018	Código de construção para terremotos na Turquia 2018	TBDY-2018	2019

## **2. Análise Comparativa**

---

### **2.1. Períodos de Recorrência dos Sismos**

#### **2.1.1. Brasil – ABNT NBR 15421 (2006)**

Conforme o item 5.3 da NBR 15421, o período de recorrência para a definição das solicitações sísmicas de projeto é de 475 anos. Isso corresponde a uma probabilidade de 10% de ocorrência em um período de 50 anos.

#### **2.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

Conforme os itens 2.1 e 2.2 da Norma da Bulgária, para o requisito de colapso de uma estrutura, deve-se considerar um período de recorrência de 475 anos. Isto corresponde a uma probabilidade de 10% de ocorrência em um período de 50 anos.

Para o requisito de limitação de danos, é recomendado um período de recorrência de 95 anos, correspondendo a uma probabilidade de 10% de ocorrência em um período de 10 anos.

#### **2.1.3. Canadá - National Building Code of Canada, 2015**

Segundo o item 4.1.8.4 da Norma Canadense, o período de recorrência é de 2475 anos, o que corresponde a uma probabilidade de 2% das solicitações sísmicas serem excedidas em 50 anos. É em geral permitido aplicar um fator de redução de  $2/3$  nos valores dos carregamentos correspondentes.

#### **2.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

O item 21.5.1 da ASCE/SEI 7-16 define uma probabilidade de 2% de ocorrência em um período de 50 anos, o que é equivalente a um período de recorrência de 2475 anos. É permitido aplicar um fator de redução de  $2/3$  nos valores dos carregamentos correspondentes.

### **2.1.5. França - NF EN 1998-1:2005**

Conforme seu item 2.1, a Norma Francesa considera os mesmos requisitos de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, já descritos no item 2.1.2.

### **2.1.6. Grécia - EAK2000**

Conforme o item 2.3.3 da Norma Grega, o período de recorrência é definido como sendo de 475 anos para a definição das solicitações sísmicas do projeto. Isso corresponde a uma probabilidade de 10% de ocorrência em um período de 50 anos.

### **2.1.7. Itália - Decreto Ministerial Italiano de 17 de janeiro de 2018**

Conforme os itens 2.4.1, 2.4.2 e 3.2.1 da regulamentação italiana, o período de recorrência é determinado em função dos estados limites de serviço, estados limites últimos, grau de importância da estrutura e classe de uso.

É definido inicialmente uma vida de serviço VR da estrutura, dada por:

$$VR \text{ ("Vida de Referência")} = VN \cdot CU$$

onde:

VN ("Vida nominal") = 10, 50, 100 anos para estruturas provisórias, usuais e estruturas importantes e estratégicas;

CU ("Classe de uso") = 0.7, 1, 1.5, 2 para estruturas rurais, usuais, de alta utilização e de uso governamental.

Assim, o fator de importância é expresso pelo período de retorno (probabilidade de excedência) em VR anos.

Para o requisito de não-colapso de uma estrutura, o período de recorrência deve ser de  $9,5 \cdot VR$  anos; isso corresponde a uma probabilidade de 10% das solicitações sísmicas serem excedidas em VR anos. Para estruturas com isolamento sísmico, o período de recorrência deve ser de  $19,5 \cdot VR$  ( $\leq 2475$  anos), o que corresponde a uma probabilidade de 5% das solicitações sísmicas serem excedidas em VR anos.



Para o requisito de limitação de danos, o período de recorrência é definido como de VR anos, correspondendo a uma probabilidade de 63% das solicitações sísmicas serem excedidas em VR anos.

Para o requisito de danos leves, com a estrutura permanecendo operacional, o período de recorrência é definido como de  $0,6.VR$  ( $\geq 30$  anos), correspondendo a uma probabilidade de 81% das solicitações sísmicas serem excedidas em VR anos.

#### **2.1.8. Japão - BSL-1981**

De acordo com a Norma Japonesa, o projeto deve ser baseado nos sismos de nível 1 e 2, classificados como moderado e severo, respectivamente. Um terremoto de nível 1 tem um pico na velocidade do solo (PGV) de 25 cm/s e um de nível 2 tem um PGV de 50 cm/s. O sismo classificado de nível 1 corresponde ao nível de serviço e representa um evento sísmico de aproximadamente 50 anos de período de recorrência. O sismo classificado de nível 2 tem um período de recorrência de aproximadamente 500 anos e é considerado de nível de projeto.

#### **2.1.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017**

A Norma Mexicana estabelece coeficientes sísmicos ideais com base em função do custo inicial dos edifícios e no valor presente esperado das perdas. Essa abordagem conduz a períodos ótimos de retorno com baixos índices em zonas de alta sismicidade (perto de 200 anos) e altos em zonas de baixa sismicidade (mais de 2000 anos).

#### **2.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

Conforme o item 3 da Norma Neozelandesa, é estabelecida uma relação entre nível de importância da estrutura e a vida útil prevista para a mesma.

- IL1 (por exemplo, estruturas rurais): 100 anos
- IL2 (prédios usuais, residenciais e comerciais): 500 anos
- IL3 (prédios de alta ocupação como escolas e aeroportos): 1000 anos
- IL4 (hospitais, estações de bombeiros e instalações necessários após o sismo): 2500 anos.

### 2.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

Conforme seu item 2.1, a Norma Portuguesa considera os mesmos requisitos de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, já descritos no item 2.1.2.

### 2.1.12. Turquia - TBEC 2018

Conforme o item 2.2 da Norma da Turquia, os níveis de solicitações sísmicas são definidos de acordo com o tipo de construção e o nível de desempenho desejado.

- Movimento sísmico de solo nível 1 (DD-1): é o nível em que a probabilidade de excedência é de 2% em 50 anos (período de recorrência de 2475 anos)
- Movimento sísmico de solo nível 2 (DD-2): é o nível em que a probabilidade de excedência é de 10% em 50 anos (período de recorrência de 475 anos)
- Movimento sísmico de solo nível 3 (DD-3): é o nível em que a probabilidade de excedência é de 50% em 50 anos (período de recorrência de 72 anos)
- Movimento sísmico de solo nível 4 (DD-4): é o nível em que a probabilidade de excedência é de 68% em 50 anos (período de recorrência de 43 anos)

### 2.1.13. Comparação entre as normas

A Tabela 2-1 apresenta o resumo comparativo dos valores de período de recorrência para cada norma estudada.

Tabela 2-1 - comparação entre períodos de recorrência

País	período de recorrência
Brasil - ABNT NBR-15421	475 anos (10% em 50 anos)
Bulgária - BDS EN 1998-1	475 anos (10% em 50 anos)
Canadá - NBCC 2015	2475 anos (redução de 2/3 nos valores de carregamento equivalente)
EUA - ASCE/SEI 7-16	2475 anos (redução de 2/3 nos valores de carregamento equivalente)
França - NF EN 1998-1	475 anos(10% em 50 anos)
Grécia - EAK2000	475 anos(10% em 50 anos)
Itália – Dec.17/jan/2018	em função dos ELS, ELU, grau de importância da estrutura e classe de uso acarreta em variar de 30 a 2475 anos (ver item 2.4.1.7)
Japão - BSL-1981	atender terremotos de nível 1 (moderado – 50 anos) e 2 (severo – 500 anos). terremoto severo é nível de projeto.
México – Dec. 15/Dez/2017	A norma mexicana estabelece coeficientes sísmicos ideais com base em função do custo inicial dos edifícios e no valor presente esperado das perdas. Essa abordagem conduz a períodos ótimos de retorno com baixos valores em zonas de alta sismicidade (perto de 200 anos) e altos valores em zonas de baixa sismicidade (mais de 2000 anos).

<b>País</b>	<b>período de recorrência</b>
Nova Zelândia - NZS1170.5	é estabelecida uma relação entre nível de importância da estrutura e vida útil prevista para a estrutura. Essa combinação leva a taxas de recorrência de 25 anos (para estruturas provisórias/temporárias com baixo nível de importância) até 2500 anos (para estruturas com vida útil maior do que 100 anos e alto nível de importância).
Portugal – NP EN 1998-1	475 anos (10% em 50 anos)
Turquia - TBEC 2018	de acordo com o <b>tipo de construção</b> e o <b>nível de desempenho</b> desejado. O movimento sísmico de solo nível 1 (DD-1), 2 (DD-2), 3 (DD-3) e 4 (DD-4) estão associados aos períodos de recorrência de 2475 anos, 475 anos, 72 anos e 43 anos, respectivamente.

## 2.2. Zonas Sísmicas e Acelerações Sísmicas de Projeto

### 2.2.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

A Norma Brasileira define cinco zonas sísmicas, correspondentes aos vários valores de aceleração sísmica horizontal ( $a_g$ ) para o Solo Classe B (“Rocha”). As zonas sísmicas são:

- Zona 0, onde  $a_g = 0,025g$ ;
- Zona 1, onde  $0,025 \leq a_g < 0,05g$ ;
- Zona 2, onde  $0,05 \leq a_g < 0,1g$ ;
- Zona 3, onde  $0,1g \leq a_g < 0,15g$ ;
- Zona 4  $a_g = 0,15g$ .

Na Figura 2-1 é possível ver o zoneamento sísmico brasileiro.

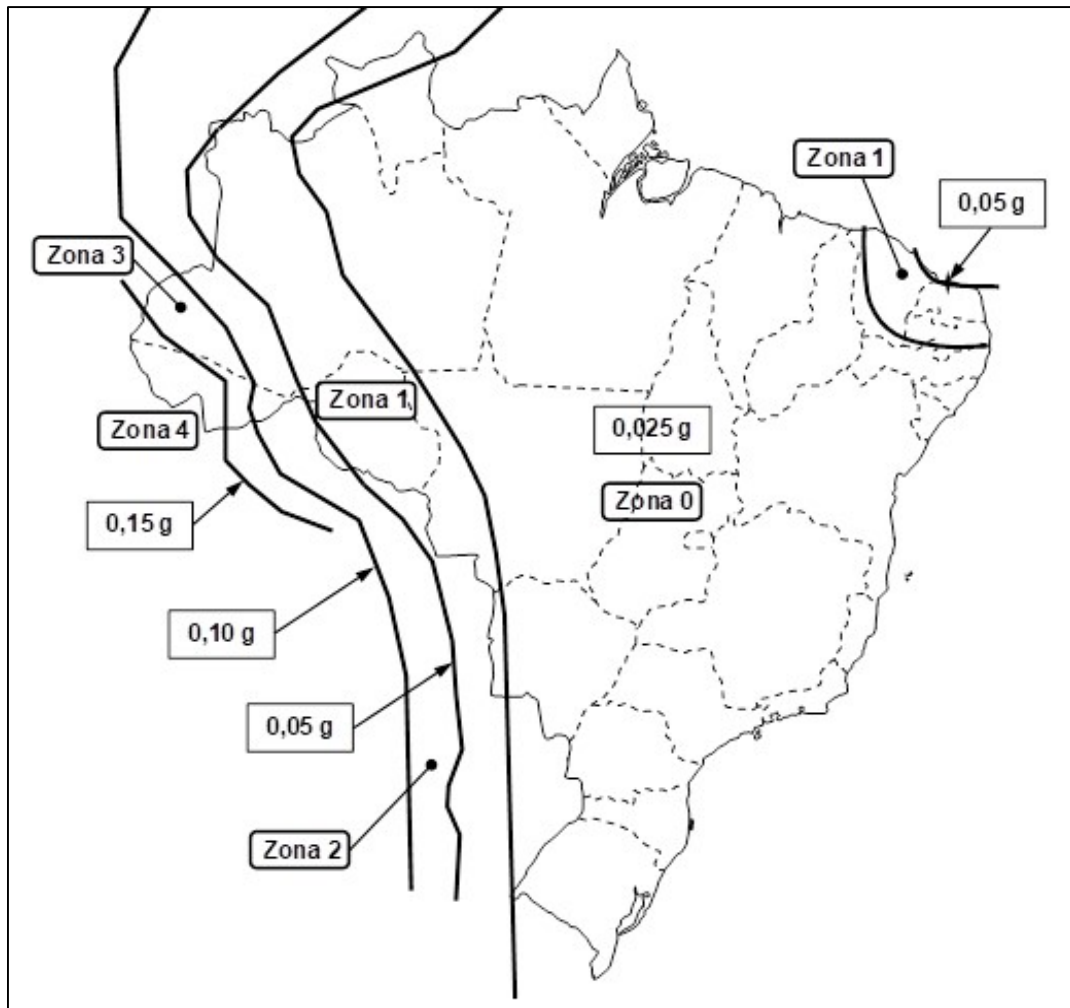


Figura 2-1 – Zoneamento da aceleração sísmica horizontal  $a_g$  para solos classe B para o território brasileiro

### 2.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)

Pelo EUROCODE 8 (2004), cada autoridade nacional assume a responsabilidade de determinar o zoneamento sísmico em seu país. Apenas um parâmetro define a sismicidade local: a aceleração no topo do terreno de referência, de estratificação rochosa ( $a_g$ ), a partir da qual os espectros de resposta são definidos.

As acelerações sísmicas horizontais dadas pela Norma Búlgara são definidas nas Figuras 2-3 e 2-4 para o estado limite último - período de recorrência de 475 anos - e para o estado de limitação de danos - período de recorrência de 95 anos, respectivamente. As imagens foram obtidas da Norma Búlgara.

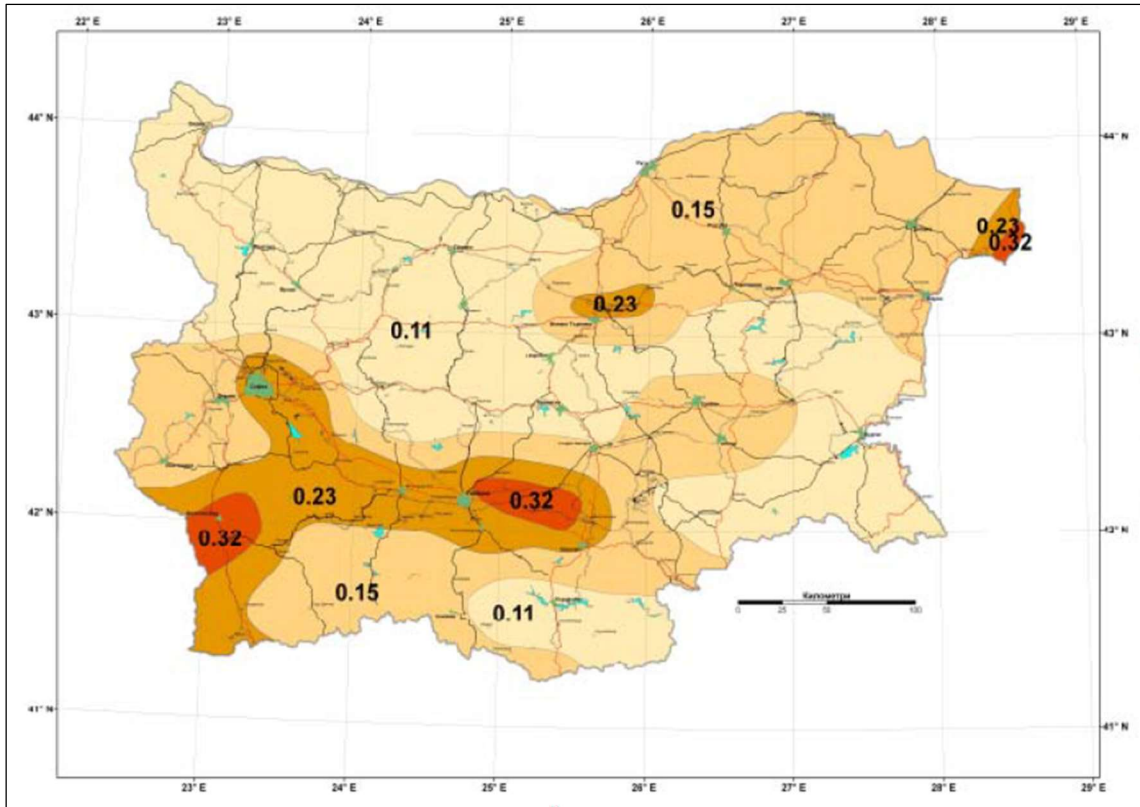


Figura 2-2 - Estado Limite Último (período de recorrência de 475 anos)

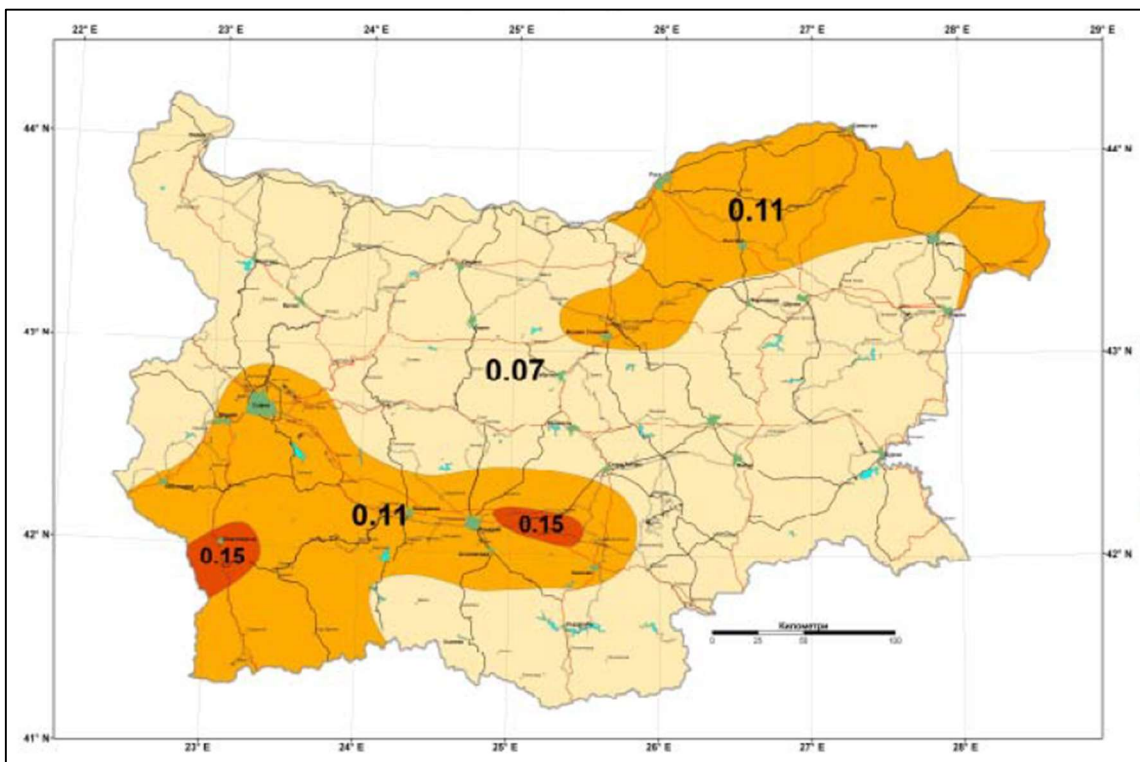


Figura 2-3 - Estado de Limitação de Danos (período de recorrência de 95 anos)

### 2.2.3. Canadá - National Building Code of Canada, 2015

A norma canadense, em sua tabela C-2, apresenta os valores das acelerações para os períodos de 0,2s, 0,5s, 1s, 2s, 5s e 10s, o valor máximo da aceleração horizontal do solo, do inglês Peak Ground Acceleration (PGA), e a velocidade máxima horizontal do solo com 2% de probabilidade destas serem excedidas em 50 anos, em função das diversas localidades. O zoneamento PGA para o período de recorrência de 2475 anos é apresentado na Figura 2-4. É possível obter esses valores por meio de mapas disponíveis no sítio eletrônico:

[https://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-en.php#pga.](https://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-en.php#pga)

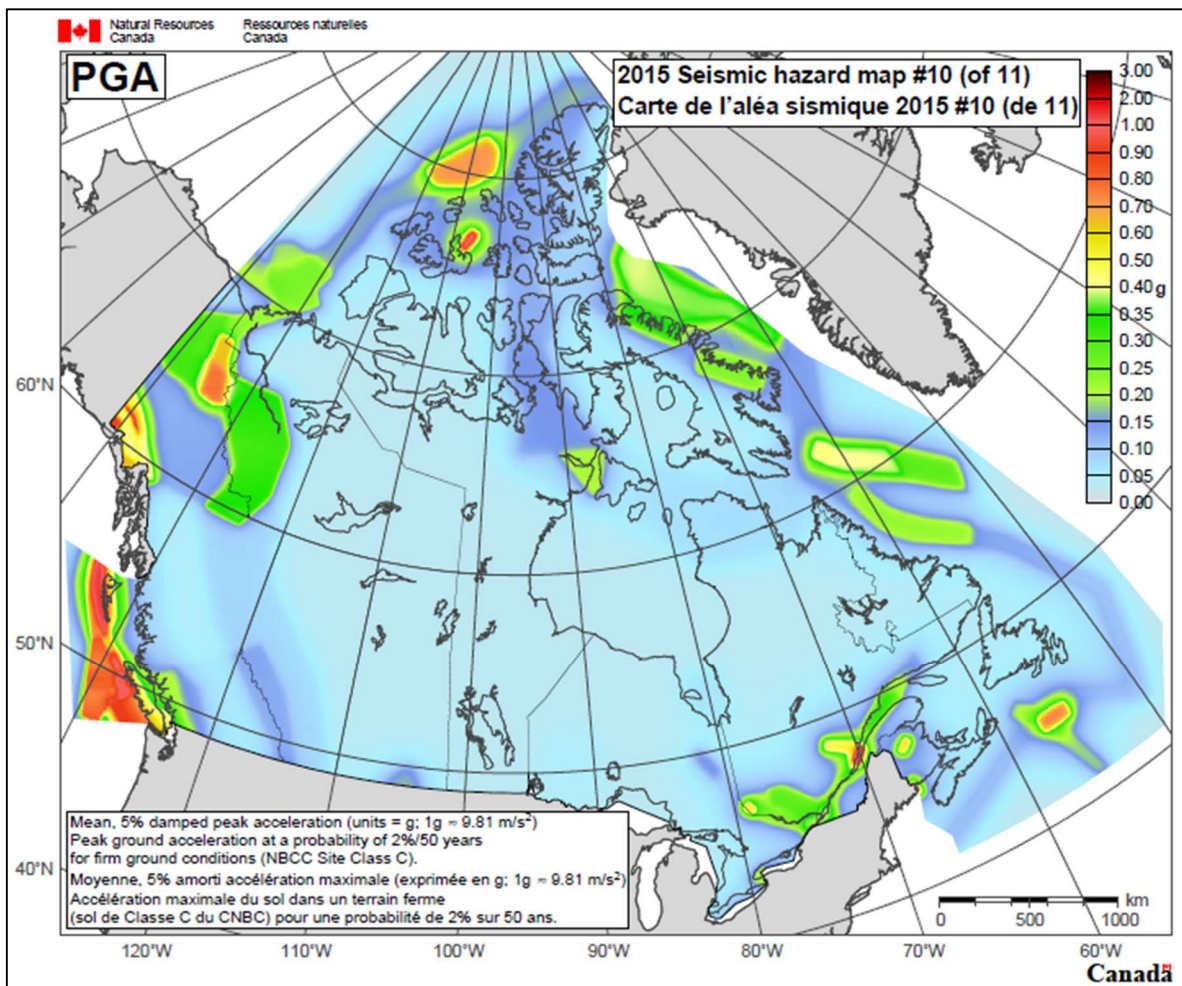


Figura 2-4 – Zoneamento da aceleração máxima do solo no território canadense



#### 2.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16

Pela norma americana, as solicitações sísmicas são definidas através de três parâmetros: acelerações máximas do solo para os períodos curtos de 0,2s ( $S_5$ ), acelerações máximas do solo para os períodos longos de 1,0s ( $S_1$ ) e o período de transição de longo período ( $T_L$ ). Estes parâmetros são definidos através de mapas e estes estão no capítulo 22 da norma americana. Nas Figuras 2-5, 2-6 e 2-7 são apresentadas as acelerações máximas do solo para os períodos curtos, acelerações máximas do solo para os períodos longos e o período de transição de longo período, respectivamente. As figuras foram obtidas na ASCE/SEI 7-16.

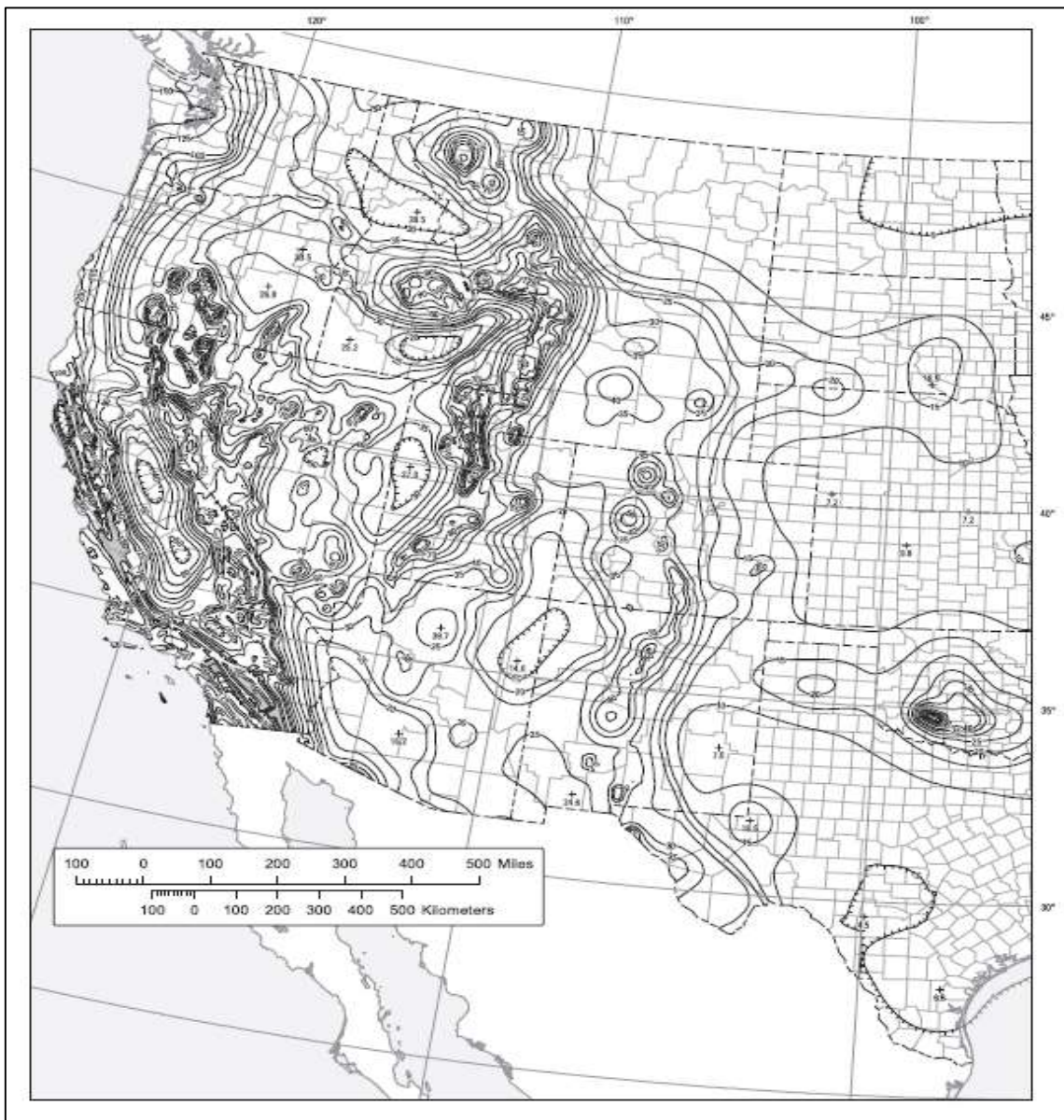


Figura 2-5 - Acelerações do solo para períodos curtos de 0,2s





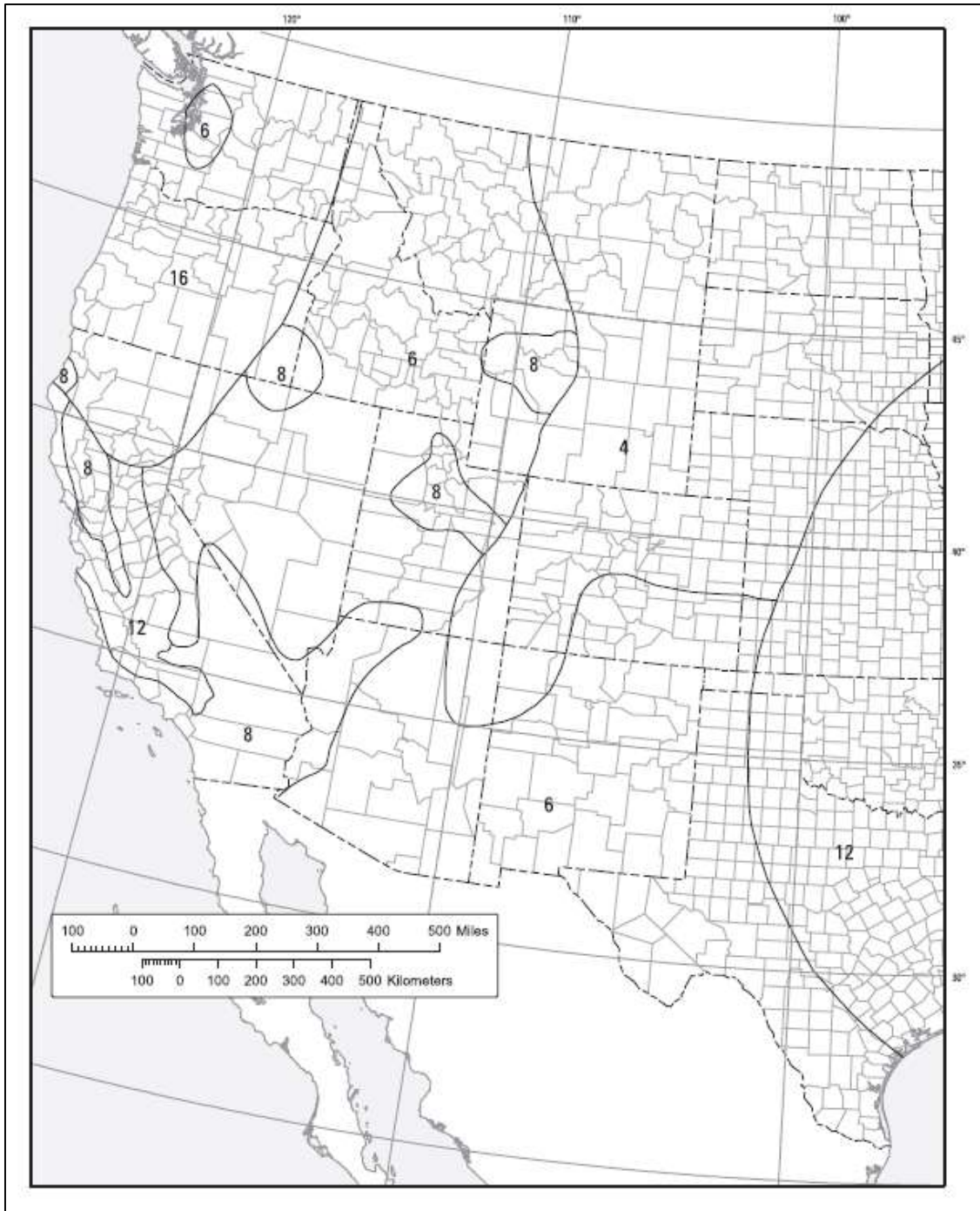


Figura 2-7 - Período de transição de longo período

### 2.2.5.França - NF EN 1998-1:2005

A Norma Francesa está contida no Código Ambiental deste país. No artigo R563-4 deste Código Ambiental, que foi alterado pelo decreto n° 2010-1254, de 22 de outubro de 2010 - art. 1, são definidas cinco zonas sísmicas. Este zoneamento define apenas um parâmetro de sismicidade local: a aceleração do topo do terreno de referência, de estratificação rochosa ( $a_g$ ). As zonas sísmicas são definidas como:

- Zona 1,  $a_g = 0,04g$  (sismicidade muito fraca);
- Zona 2,  $a_g = 0,07g$  (sismicidade fraca);
- Zona 3,  $a_g = 0,11g$  (sismicidade moderada);
- Zona 4,  $a_g = 0,16g$  (sismicidade média);
- Zona 5,  $a_g = 0,3g$  (sismicidade forte)

A mais recente revisão do zoneamento sísmico francês, contido no artigo D563-8-1 do Código Ambiental, que foi revisado no decreto n ° 2015-5 de 6 de janeiro de 2015 - art. 1, e esta atualiza a lista de zoneamento sísmico por distritos administrativos. Na Figura 2-8 é apresentado o zoneamento segundo as acelerações sísmicas definidas para o estado limite último, com período de recorrência de 475 anos. A figura foi retirada da norma francesa e está disponível no sítio eletrônico:

[http://www.planseisme.fr/IMG/jpg/zonage\\_sismique\\_france\\_1501\\_300dpi.jpg](http://www.planseisme.fr/IMG/jpg/zonage_sismique_france_1501_300dpi.jpg)

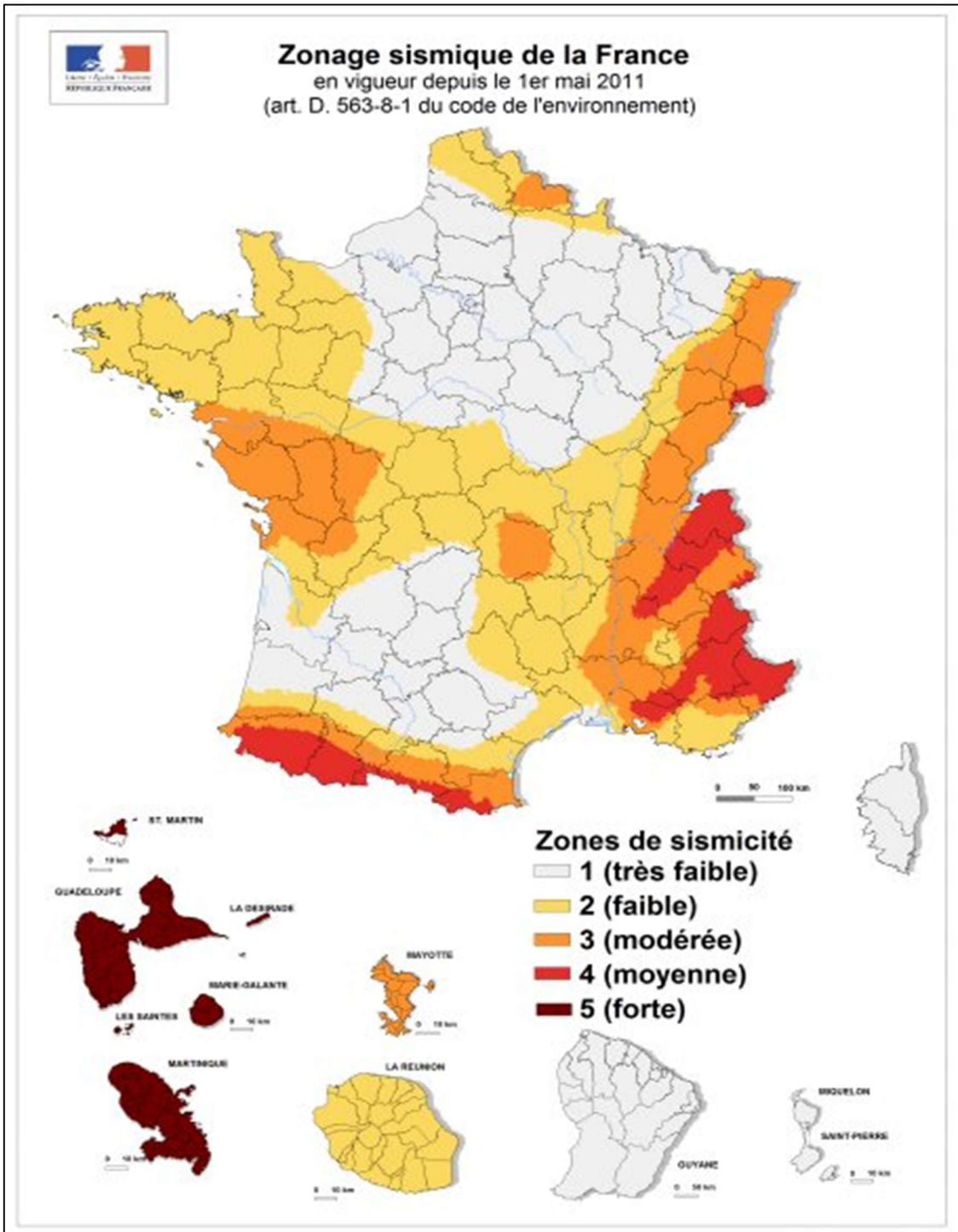


Figura 2-8 - Zonas sísmicas francesas para 475 anos

### 2.2.6. Grécia - EAK2000

A Norma Grega divide o país em quatro zonas sísmicas. Os valores das acelerações horizontais de projeto a serem consideradas para um período de recorrência de 475 anos em cada zona são:

- 0,12g para a Zona I;
- 0,16g para a Zona II;
- 0,24g para a Zona III;
- 0,36g para a Zona IV

O zoneamento sísmico pode ser visto na Figura 2-9. A imagem foi obtida no seguinte sítio eletrônico:

[http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC\\_WORK/EKDILOSEIS\\_P/HYPERLINKS/image001.gif](http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/EKDILOSEIS_P/HYPERLINKS/image001.gif)

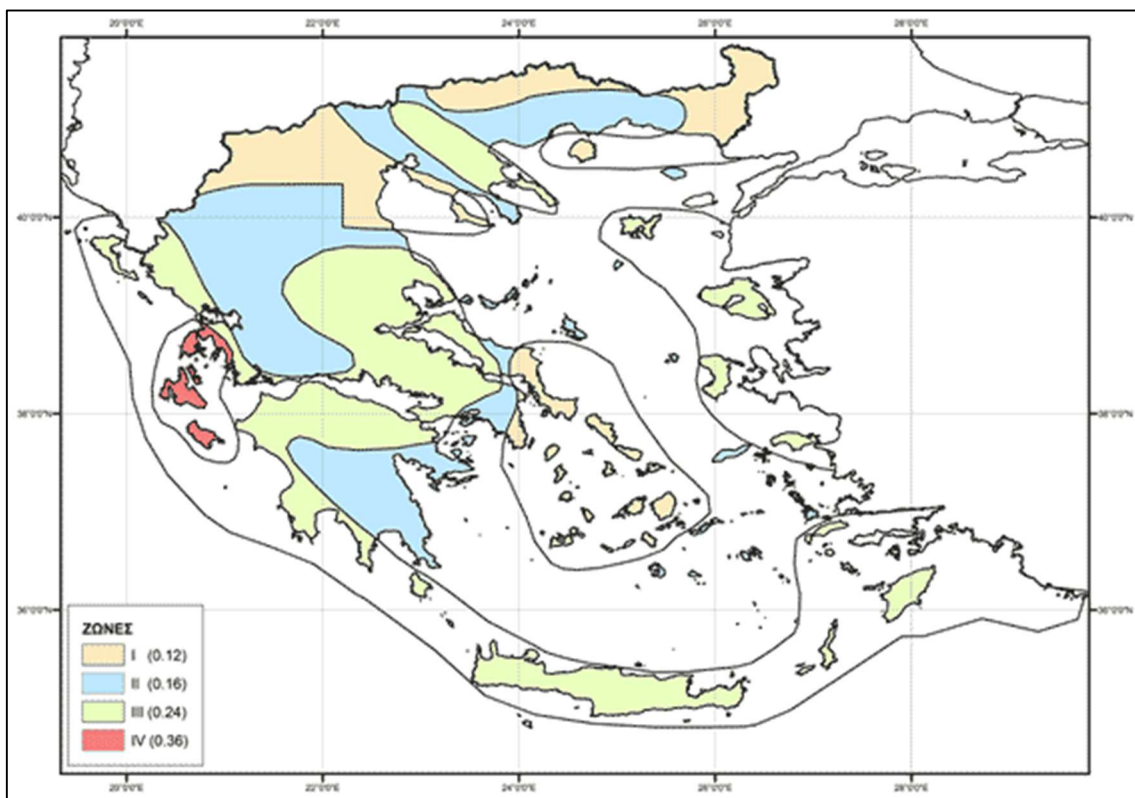


Figura 2-9 - Zonas sísmicas gregas para 475 anos

### 2.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

Informações sísmicas na Itália são fornecidas pelo Instituto Nacional de Geofísica e Vulcanologia (INGV). Informações bastante detalhadas são fornecidas através de mapas interativos, por vários períodos de retorno, no sítio eletrônico: <http://esse1-gis.mi.ingv.it>. O zoneamento sísmico para o projeto é reproduzido na Figura 2-10. A imagem está disponível no seguinte sítio eletrônico:

<http://esse1.mi.ingv.it/maps/Pga0475.gif>.

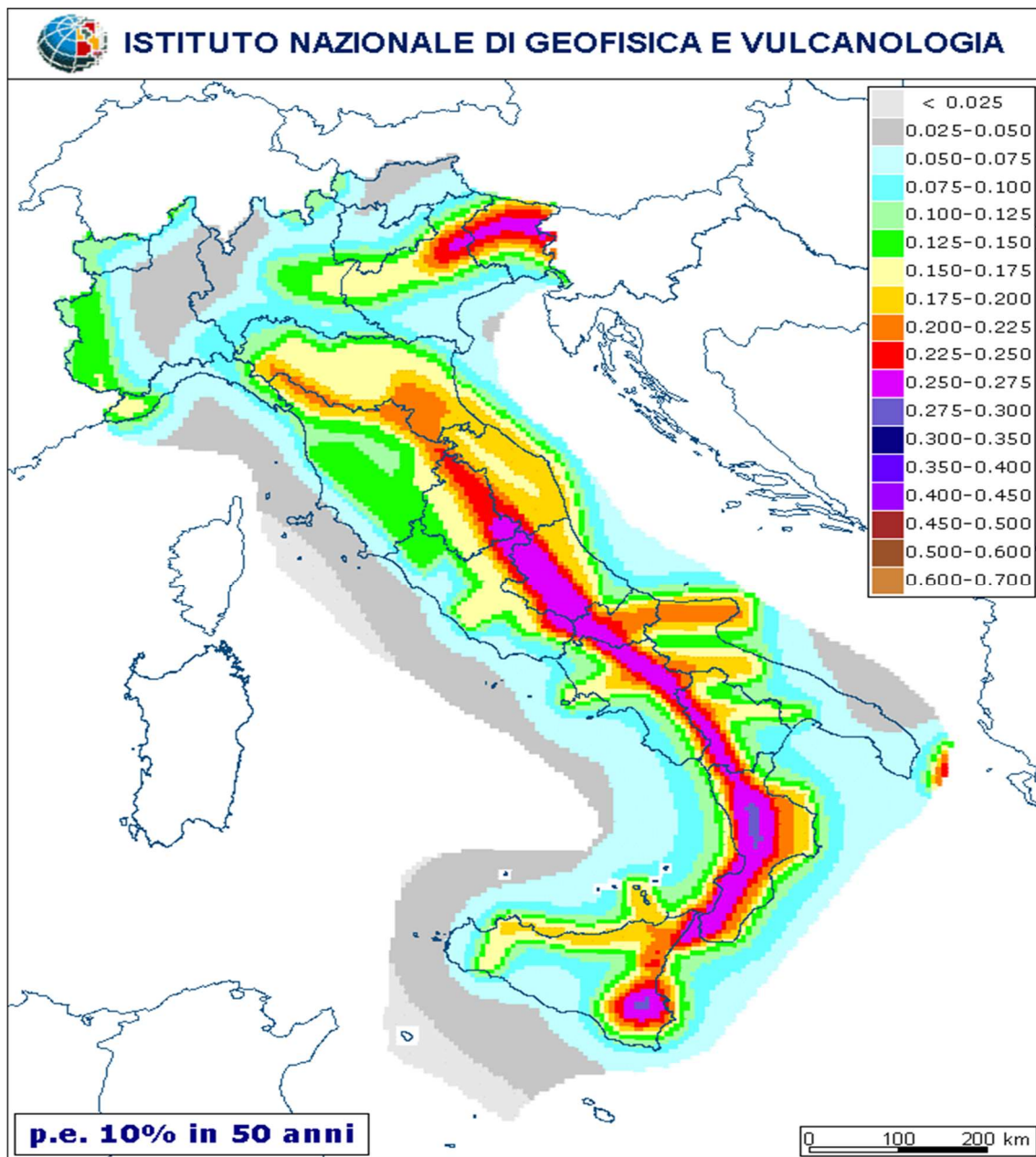


Figura 2-10 - Zonas sísmicas italianas para 475 anos, aceleração em função da aceleração da gravidade (g)



### 2.2.8. Japão - BSL-1981

A maioria das normas apresenta um mapa de zoneamento das acelerações horizontais do solo rochoso como o parâmetro mais importante para a montagem do espectro de projeto. Contudo, a Norma Japonesa tem um mapa de zoneamento com fatores sísmicos que variam de 0,7 a 1, a serem aplicados a fórmulas (os fatores correspondem aproximadamente a frações de  $g$ ). A Figura 2-11 é apresentada o zoneamento sísmico japonês com suas quatro regiões.

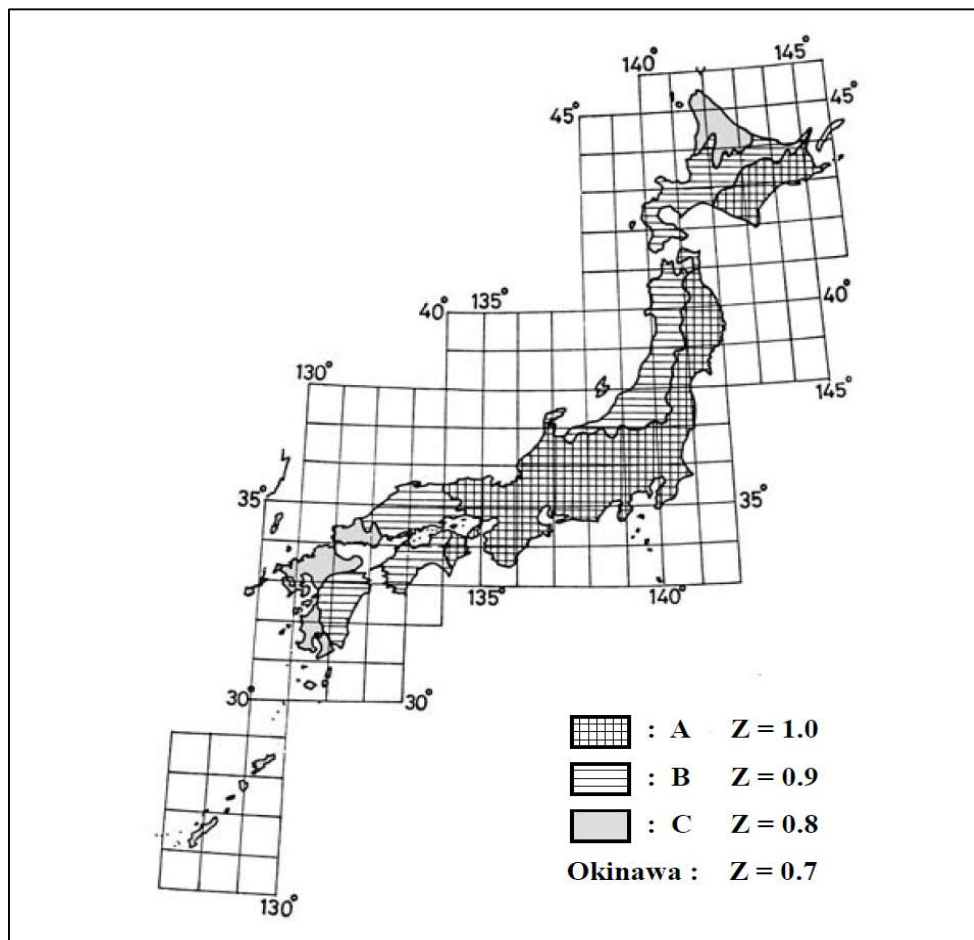


Figura 2-11 - Fator de zoneamento sísmico japonês

### 2.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

Os mapas sísmicos no México são obtidos em um *software* denominado SASID, que fornece as acelerações e os espectros uniformes de risco para um período ideal de recorrência em qualquer local do país, exceto a Cidade do México, que possui regulamentos sísmicos específicos. O programa também fornece a aceleração máxima do

solo para qualquer período de recorrência desejado. No entanto, existe um zoneamento sísmico que é usado apenas para projetar estruturas classificadas no grupo B2, apresentado na Tabela 2-1 e na Figura 2-12. A imagem foi obtida no seguinte sítio eletrônico:

<https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>

Tabela 2-2 - Zonação sísmica no México para projetar estruturas do grupo B2

$a_0^r$ (cm/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	Intensidade Sísmica
$a_0^r \leq 50$	A	Baixa
$50 \geq a_0^r < 100$	B	Moderada
$100 \geq a_0^r < 200$	C	Alta
$a_0^r \geq 200$	D	Muito Alta

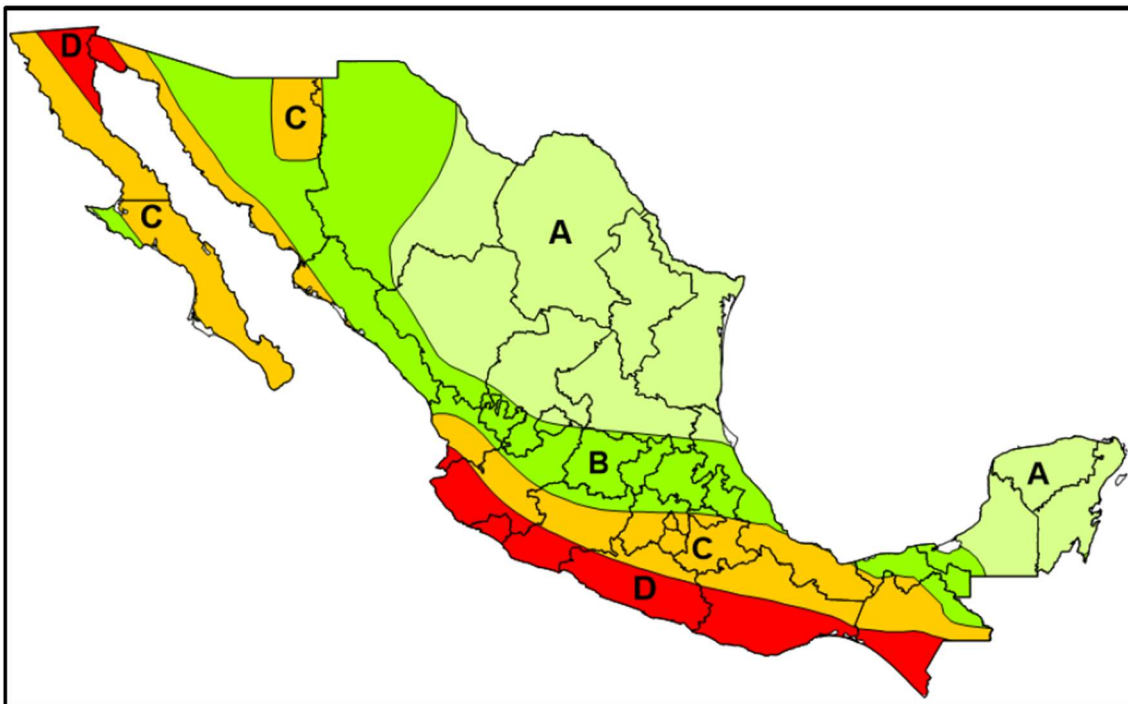


Figura 2-12 - Regionalização sísmica do México para projetar estruturas do grupo B2

#### 2.2.10. Nova Zelândia – NZS 1170.5:2004

Pelo item 3.1.4 e pela tabela 3.3 da Norma Neozelandesa, os fatores de risco ( $Z$ ) são fornecidos pela localidade de interesse por meio de mapas. O fator de risco ( $Z$ ) equivale ao pico de aceleração do solo (em frações da gravidade) de um local,

considerando o terreno como sendo rocha para um período de recorrência de 500 anos. Na Figura 2-13 é apresentado o mapa de zoneamento neozelandês.

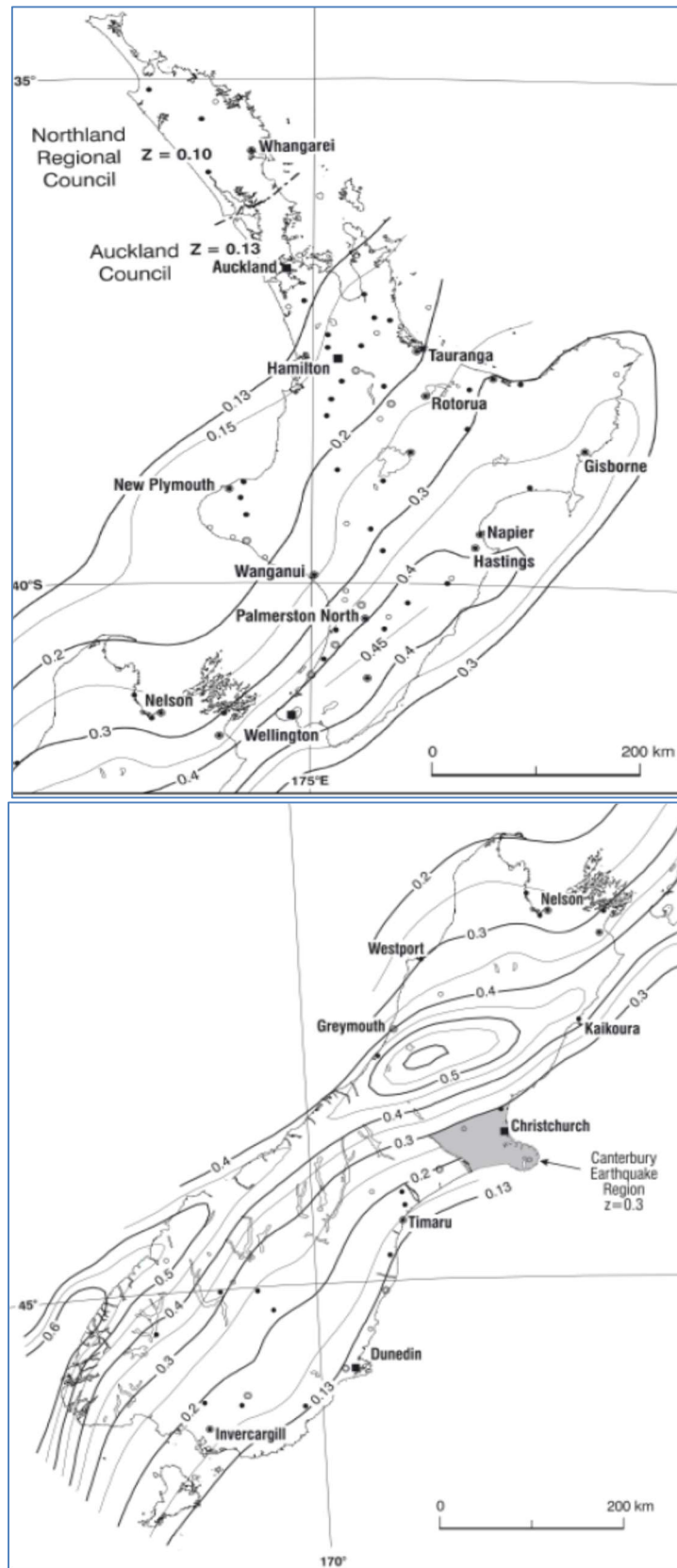


Figura 2-13 - Fator de zoneamento sísmico da Nova Zelândia (Ilhas Norte e Sul)



### 2.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

O anexo nacional português do EUROCODE 8, NP EN 1998-1:2010, no seu item NA-3.2.1, define seis zonas sísmicas, para a ação sísmica Tipo 1, e cinco zonas sísmicas, para a ação sísmica Tipo 2. Se os sismos que mais contribuem para a avaliação probabilística do risco sísmico tiverem uma magnitude das ondas de superfície ( $M_s$ ) não superior a 5,5, recomenda-se a adoção do espectro do tipo 2.

A Figura 2-16 mostra o mapa do zoneamento sísmico de Portugal continental. Os respectivos valores de  $a_g$  em cada zona estão na Tabela 2-3. Na Figura 2-14 é apresentado o mapa do zoneamento sísmico português que está contido na Norma do país.

Tabela 2-3 - Zonas Sísmicas Portuguesas

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_g$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_g$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,70
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35	—	—

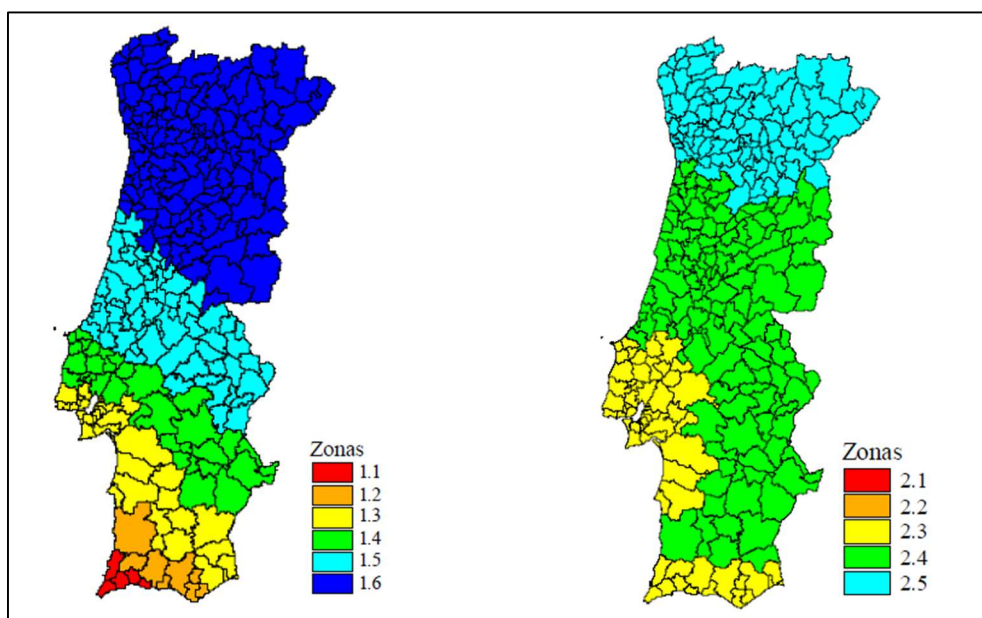


Figura 2-14 - Zonas sísmicas portuguesas para 475 anos

## 2.2.12. Turquia - TBEC 2018

Os mapas de risco sísmico da Turquia são disponibilizados no site da *Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı* (AFAD), onde pode-se obter as acelerações espectrais no mapa para os períodos igual a zero PGA (*peak ground acceleration*) para quaisquer coordenadas e para o período de recorrência de 475 anos. Na Figura 2-15 é apresentada o mapa do zoneamento sísmico turco, onde o PGA varia de 0g até 0,6g. A imagem foi obtida no seguinte sítio eletrônico: <https://depem.afad.gov.tr/depem-tehlike-haritasi>.

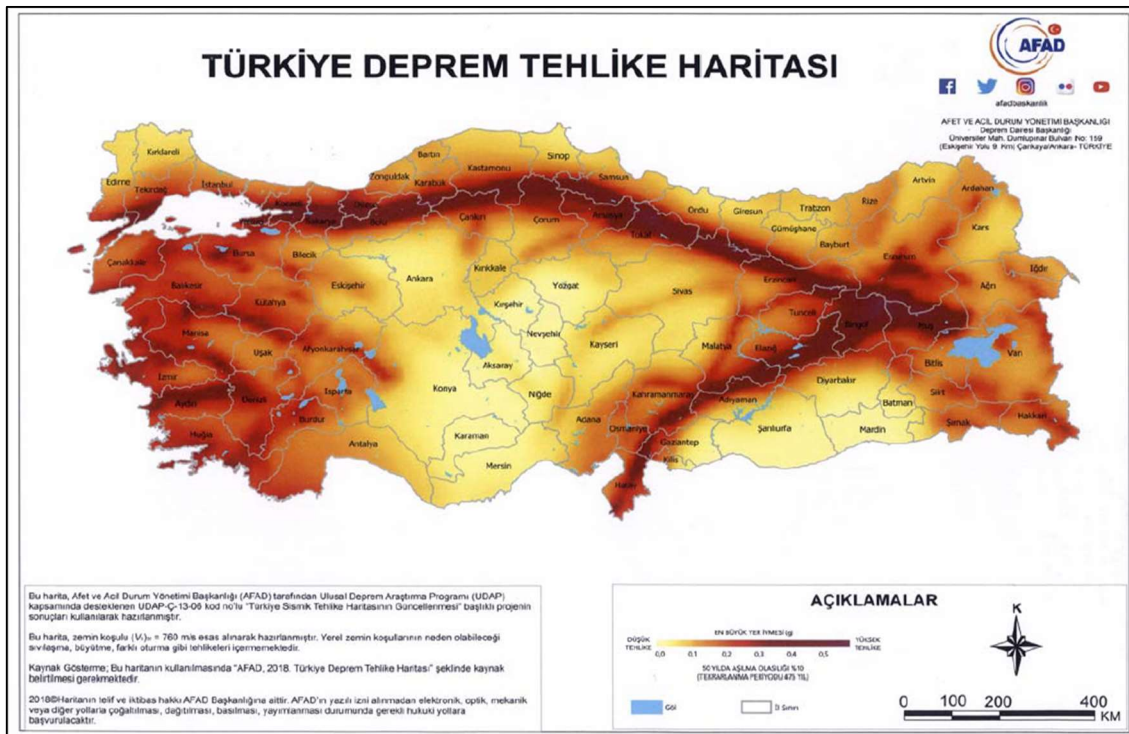


Figura 2-15 - Mapa de risco sísmico turco

## 2.2.13. Comparação entre as normas

A Tabela 2-4 apresenta o resumo comparativo das características das zonas sísmicas e valores máximos da aceleração horizontal do solo para cada norma estudada.

Tabela 2-4 - comparação entre as Zonas Sísmicas e valores máximos da aceleração horizontal do solo

País	Tipos de Zonas Sísmicas	Limites das Zonas
Brasil - ABNT NBR-15421	5 (0, 1, 2, 3, 4 e 5)	0,025g; 0,05g; 0,1g; 0,15g
Bulgária - BDS EN 1998-1	3 (ELD), 4 (ELU)	ELD (0,07g; 0,11g; 0,15g)
		ELU (0,11g; 0,15g; 0,23g; 0,32g)
Canadá - NBCC 2015	1 PGA definido e 6 mapas para intervalos de período natural definido	Não Definido (0,0g~1,0g)
EUA - ASCE/SEI 7-16	3 mapas (0,2s, 1,0s e período de transição)	Não Definido (0,02g~1,5g)
França - NF EN 1998-1	5 (1, 2, 3, 4 e 5)	0,04g; 0,07g; 0,11g; 0,16g; 0,3g
Grécia - EAK2000	4 (I, II, III, IV)	0,12g; 0,16g; 0,24g; 0,36g
Itália – Dec.17/jan/2018	Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008, Anexo B, Tabela 1	Não Definido (0,0g~0,7g)
Japão - BSL-1981	4 (A, B, C e Okinawa)	Fatores Z=1; 0,9; 0,8; 0,7
México – Dec. 15/Dez/2017	4 (A, B, C e D)	0,05g; 0,1g; 0,2g
Nova Zelândia - NZS1170.5	NZS1170.5, Tabela 3.3	$0,1g \leq Z \leq 0,45g$
Portugal – NP EN 1998-1	Tipo 1 – 6 (1.1~1.6)	Tipo 1 (0,035g; 0,06g; 0,1g; 0,15g; 0,2g; 0,25g)
	Tipo 2 – 5 (2.1~2.5)	Tipo 2 (0,08g; 0,17g; 0,17g; 0,2g; 0,25g)
Turquia - TBEC 2018	1 mapa (PGA) AFAD	Não Definido (0,0g~0,6g)

## 2.3. Influência do Solo

### 2.3.1. Classificação do Solo

Todas as normas analisadas classificam o solo de acordo com as velocidades de propagação da onda de cisalhamento ( $v_s$ ) e/ou o número de golpes no teste de penetração padrão ( $N_{spt}$ ). Para solos não homogêneos, são propostos critérios para a média desses parâmetros nas camadas mais superficiais do subsolo (normalmente nos primeiros 30 m).

#### 2.3.1.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

A Norma Brasileira define cinco classes, de A até E, em função da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento  $\overline{v_s}$ , correspondentes a depósitos muito rígidos a fracos e uma categoria especial de solo F, para a qual são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica.

Onde a velocidade  $\overline{v_s}$  não for conhecida, é permitida a classificação do terreno a partir do número médio de golpes no ensaio SPT,  $\overline{N}$ , conforme explicitado na Tabela 2-5.

Para solos estratificados, os valores médios  $\overline{v_s}$  e  $\overline{N}$  são obtidos em função destes mesmos valores  $v_{si}$  e  $N_i$  nas diversas camadas  $i$ , através das expressões abaixo, em que  $d_i$  é a espessura de cada uma das camadas do subsolo:

$$\overline{v_s} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad \overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

onde:

$\overline{v_s}$ , velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento;

$\overline{N}$ , número médio de golpes no ensaio SPT.

Tabela 2-5 – Classificação do solo pela NBR 15421:2006

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$v_s$ (m/s)	$N_{spt}$
A	rocha sã	$\geq 1500$	não aplicável
B	rocha	1500 ~ 760	não aplicável
C	rocha alterada ou solo muito rígido	760 ~ 370	$\geq 50$
D	solo rígido	370 ~ 180	50 ~ 15
E	solo mole	$\leq 180$	$\leq 15$
		Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1- Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados; 2- Turfas ou argilas muito orgânicas; 3- Argilas muito plásticas; 4- Estratos muito espessos ( $\geq 35$ m) de argila mole ou média.	

### 2.3.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)

O anexo nacional búlgaro define cinco classes, A até E, correspondendo desde depósitos muito rígidos a depósitos fracos. A Tabela 2-4 resume a classificação do solo.

Tabela 2-6 – Classificação do solo pela Norma Búlgara

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
A	Rochas ou outras formações geológicas semelhantes a rochas, incluindo no máximo 5 m de material mais fraco na superfície.	$\geq 800$	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito dura, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 ~ 800	$\geq 50$	$\geq 250$
C	Depósitos profundos de areia densa ou média-densa, cascalho ou argila dura com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.	180 ~ 360	15 ~ 50	70 ~ 250
D	Depósitos de solo solto a médio sem coesão (com ou sem algumas camadas coesivas moles) ou de predominantemente solo mole coesivo	$\leq 180$	$\leq 15$	$\leq 70$
E	Perfil de solo consistindo de uma camada superficial de aluvião com valores $V_s$ do tipo C ou D e espessura variando entre cerca de 5m a 20m, subjacente a material mais rígido com $V_s \geq 800$ m/s.	-	-	-

### 2.3.1.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

A norma canadense, item 4.1.8.4, define cinco classes, de A até E, correspondentes a depósitos muito rígidos a fracos e uma categoria especial de solo F para a qual são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica. A Tabela 2-7 resume a classificação do solo.

Tabela 2-7 – Classificação do solo pela Norma Canadense

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	$v_s$ (m/s)	N	Resistência do solo não drenado ao cisalhamento, $s_u$ (kPa)
A	rocha sã	$\geq 1500$	não aplicável	não aplicável
B	rocha	1500 ~ 760	não aplicável	não aplicável
C	rocha alterada ou solo muito rígido	760 ~ 360	$\geq 50$	$\geq 100$
D	solo rígido	360 ~ 180	50 ~ 15	50~100
E	solo mole	$\leq 180$	$\leq 15$	$\leq 50$
		Qualquer perfil com mais de 3 m de espessura e solo com uma das seguintes características: - Índice de plasticidade: $IP > 20$ ; - Teor de água: $w \geq 40\%$ ; e - Resistência do solo não drenado ao cisalhamento: $s_u < 25$ kPa		
F	-	É necessária uma avaliação específica do local.		

### 2.3.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16

A norma norte-americana ASCE 7-16, no seu capítulo 20, define as cinco classes de solos, das classes A a E, correspondentes desde depósitos muito rígidos a fracos, e uma categoria especial de solo F para a qual são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica. A Tabela 2-8 resume a classificação do solo pela norma norte-americana.

Tabela 2-8 – Classificação do solo pela ASCE/SEI 7-16

classe do terreno	designação da classe do terreno	$V_s$ (m/s)	N (golpes/m)	$s_u$ (kPa)
A	rocha sã	$\geq 1524$	não aplicável	não aplicável
B	rocha	1524 ~ 762	não aplicável	não aplicável
C	rocha alterada ou solo muito rígido	762 ~ 366	$\geq 50$	$\geq 95,8$
D	solo rígido	366 ~ 183	50 ~ 15	47,9 ~ 95,8
E	solo mole	$\leq 183$	$\leq 15$	$\leq 47,9$
		Qualquer perfil com mais de 10 pés de solo com as seguintes características: - índice de plasticidade $IP > 20$ , - Teor de umidade $w \geq 40\%$ , - Resistência ao cisalhamento não drenada $s_u < 23,9\text{kPa}$		
F	Solos que requerem análise do local em acordo com seção 20.3.1 da ASCE 7-16	Ver seção 20.3.1 da ASCE 7-16		

### 2.3.1.5. França - NF EN 1998-1:2005

O anexo nacional francês ratifica a definição do EUROCODE 8, o qual classifica o solo em setes classes, das quais cinco (classes A até E) correspondem a depósitos muito rígidos a depósitos fracos e duas categorias especiais de solo (classes S1 e S2) que demandam estudos especiais para a definição da ação sísmica. A Tabela 2-9 resume a classificação do solo.

Tabela 2-9 – Classificação do solo pela Norma Francesa

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$ (golpes/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rochas ou outras formações geológicas semelhantes a rochas, incluindo no máximo 5 m de material mais fraco na superfície.	$\geq 800$	-	-
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito dura, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 ~ 800	$\geq 50$	$\geq 250$
C	Depósitos profundos de areia densa ou média-densa, cascalho ou argila dura com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.	180 ~ 360	15 ~ 50	70 ~ 250
D	Depósitos de solo solto a médio sem coesão (com ou sem algumas camadas coesivas moles) ou predominantemente solo mole coesivo	$\leq 180$	$\leq 15$	$\leq 70$
E	Perfil de solo consistindo de uma camada superficial de aluvião com valores $V_s$ do tipo C ou D e espessura variando entre cerca de 5m a 20m, subjacente a material mais rígido com $V_s \geq 800$ m/s.	-	-	-
S1	Depósitos constituídos, ou contendo uma camada de pelo menos 10 m de espessura de argila com alto índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e alto teor de água	$\leq 100$ (indicativo)		10 ~ 20
S2	Depósitos de solos liquefeitos, argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A-E ou S1	-	-	-

### 2.3.1.6. Grécia - EAK2000

A norma grega define cinco classes de solo, correspondentes de depósitos muito rígidos a depósitos fracos. A Tabela 2-10 resume a classificação do solo pela norma grega.

Tabela 2-10 - Classificação do solo pela norma grega

Classes	Descrição
A	Formações rochosas ou semi-rochosas, estendendo-se em área ampla e grande profundidade, desde que não sofreram forte intemperismo. Camadas de material granular denso com pouca porcentagem de mistura de argila siltosa com espessura inferior a 70 m. Camadas de argila dura sobre consolidada com espessura inferior a 70 m.

Classes	Descrição
B	Rochas ou solos fortemente intemperizados, que podem ser considerados materiais granulares em termos de propriedades mecânicas. Camadas de material granular de média densidade com espessura superior a 5 m ou de alta densidade com espessura superior a 70 m. Camadas de argila dura consolidada com espessura superior a 70 m.
Γ	Camadas de material granular de baixa densidade relativa com espessura superior a 5 m ou de densidade média com espessura superior a 70 m. Solos argilosos de baixa resistência e espessuras superiores a 5 m.
Δ	Argilas moles de alto índice de plasticidade ( $I_p > 60$ ) com espessura total acima de 12 m.
X	Solos de areia siltosa de grãos finos soltos sob lençol freático que podem liquefazer (a menos que um estudo específico prove que esse risco pode ser excluído). Solos próximos de falhas tectônicas aparentes. Encostas íngremes cobertas por detritos soltos. Solos granulares soltos ou solos argilosos e siltosos, que se mostrem perigosos em termos de compactação dinâmica ou perda de resistência. Aterros soltos recentes. Solos orgânicos. Solos da classe Γ com inclinação excessivamente íngreme.

### 2.3.1.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

A regulamentação italiana define os solos em classes de A a E, correspondentes a depósitos muito rígidos a depósitos fracos, como mostrado na Tabela 2-11.

Tabela 2-11 - Classificação do solo pela Norma Italiana

Classes	Descrição
A	Afloramentos rochosos ou solos muito rígidos caracterizados por valores de velocidade de ondas de cisalhamento superiores a 800m/s, possivelmente incluindo na superfície solos com características mecânicas mais fracas, com espessura máxima de 3m.
B	Rochas alteradas, depósitos de solos de grãos grossos muito espessos ou de grãos finos muito consistentes, caracterizados por uma melhora nas propriedades mecânicas com a profundidade e valores de velocidade de ondas de cisalhamento equivalentes entre 360m/s e 800m/s
C	Depósitos de solos de granulação grossa a fina, de espessura média com profundidades de substrato superiores a 30 m, caracterizados por uma melhora progressiva nas propriedades mecânicas e valores de velocidade equivalentes entre 180m/s e 360m/s
D	Depósitos de solos de grãos grossos pouco espessos ou de grãos finos com grãos pouco grossos, com profundidades de substrato superiores a 30 m, caracterizados por uma melhora nas propriedades mecânicas com a profundidade e valores equivalentes de velocidade entre 100m/s e 180m/s
E	Terrenos com características e valores de velocidade equivalente equivalentes às das categorias C ou D, com profundidade do substrato não superior a 30 m



### 2.3.1.8. Japão - BSL-1981

A Norma Japonesa define os perfis de solo tipo 1, 2 e 3, representando solos duros, médios e moles, respectivamente. A Tabela 2-12 apresenta o resumo dessa classificação.

Tabela 2-12 - Classificação do solo pela Norma Japonesa

Perfil do solo	Características do solo
Tipo I (solo rígido)	Solo constituído por rocha, cascalho arenoso, etc., classificado como terciário ou mais antigo, ou solo cuja idade, estimada por cálculo ou por outra investigação, é equivalente à acima.
Tipo II (solo médio)	Diferentes do tipo 1 ou 2.
Tipo III (solo mole)	Aluvião consistindo em depósitos de solo mole, solo superficial, lama ou similares (incluindo aterros, se houver), cuja profundidade é igual ou superior a 30m, terra obtida por recuperação de pântanos ou fundo do mar lamacento, etc., onde a profundidade do solo recuperado é igual ou superior a 3m e onde ainda não se passaram 30 anos desde o momento da recuperação, ou terreno cuja idade, estimada por cálculo ou por outra investigação, é equivalente à acima.

### 2.3.1.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

A Norma Mexicana define três classes de solo. A Tabela 2-13 apresenta o resumo dessa classificação.

Tabela 2-13 - Classificação do solo pela Norma Mexicana

Zona	Características do solo
I	Formado por rochas ou solos rígidos, sem amplificações dinâmicas, Depósito de solo com $v_s \geq 720m/s$ ou espessura $H_s \leq 2m$
II	Depósitos profundos com 20 m de profundidade ou menos e predominantemente constituídos por estratos arenosos ou lodo arenoso, intercalados por camadas de argila, ou terreno formado por solos nos quais haverá amplificações dinâmicas intermediárias: - Perfil de solo com $360m/s \leq v_s < 720m/s$ e $H_s > 2m$ ou - $H_s > 30m$ e $v_s < 720m/s$
III	Composto por depósitos de argila altamente compressíveis, separados por camadas arenosas com diversos conteúdos de silte ou argila. Essas camadas arenosas são geralmente moderadamente compactas a muito compactas e com espessura variável de centímetros a vários metros. Terrenos formados por solos com grandes amplificações dinâmicas: Depósito de solo com $v_s < 360m/s$ e $2m < H_s \leq 30m/s$

### **2.3.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

No item 3.1.3 da Norma Neozelandesa define-se a classificação dos solos. Seguem as características de cada classe:

- a) Classe A - rocha sã, com resistência à compressão não confinada superior a 50MPa, velocidade média da onda de cisalhamento nos 30m superiores acima de 1500m/s, não subjacente a materiais com uma resistência à compressão inferior a 18MPa ou velocidade de onda de cisalhamento inferior a 600m/s;
- b) Classe B – rocha, resistência à compressão entre 1 e 50 MPa, velocidade média da onda de cisalhamento nos 30m superiores acima de 360m/s, não subjacente a materiais com resistência à compressão inferior a 0,8 MPa ou de velocidade de onda de cisalhamento inferior a 300m/s; uma camada superficial de no máximo 3m de profundidade, de rochas altamente ou completamente alteradas ou de solo (com resistência à compressão menor que 1 MPa) pode estar presente;
- c) Classe C – sítios não classificados como classe A, classe B ou classe E, com período natural de baixa amplitude, menor ou igual a 0,6 s,
- d) Classe D - sítios não classificados como classe A, classe B ou classe E, com período natural de baixa amplitude superior a 0,6s, subjacente a menos de 10 m de solos com uma resistência ao cisalhamento não drenada inferior a 12,5kPa ou solos com valores  $N_{SPT}$  inferiores a 6.
- e) Classe E - mais de 10 m de solo muito mole com resistência ao cisalhamento não drenada inferior a 12,5 kPa, mais de 10m de solos com valores de  $N_{SPT}$  inferiores a 6; solos com mais de 10m de profundidade com velocidades de onda de cisalhamento iguais ou inferiores a 150 m/s.

### **2.3.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010**

O anexo nacional português define cinco classes, das classes A até E, correspondentes de depósitos muito rígidos a depósitos fracos. Para duas categorias especiais de solo S1 e S2, são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica. A Tabela 2-14 resume a classificação do solo pela Norma Portuguesa.

Tabela 2-14 – Classificação do solo pela Norma Portuguesa

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
A	Rochas ou outras formações geológicas semelhantes a rochas, incluindo no máximo 5 m de material mais fraco na superfície.	$\geq 800$	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, cascalho ou argila muito rija, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com profundidade.	360 ~ 800	$\geq 50$	$\geq 250$
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, cascalho ou argila dura com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.	180 ~ 360	15 ~ 50	70 ~ 250
D	Depósitos de solo não-coesivo de compacidade baixa a média (com ou sem algumas camadas coesivas moles) ou predominantemente solo coesivo de consistência mole a dura	$\leq 180$	$\leq 15$	$\leq 70$
E	Perfil de solo consistindo de uma camada aluvionar superficial com valores $V_s$ do tipo C ou D e espessura variando entre cerca de 5m e 20m, subjacente ao material mais rígido com $V_s > 800$ m/s	-	-	-
S1	Depósitos constituídos, ou contendo uma camada de pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles, com alto índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e alto teor de água	$\leq 100$ (indicativo)		10 ~ 20
S2	Depósitos de solos liquefazíveis, argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A-E ou S1	-	-	-

### 2.3.1.12. Turquia - TBEC 2018

A Norma Turca define seis classes, das classes ZA até ZF, correspondentes de depósitos muito rígidos a depósitos fracos. A Tabela 2-15 resume a classificação do solo pela Norma Turca.

Tabela 2-15 – Classificação do solo pela Norma Turca

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
ZA	Rocha sã. Maciço rochoso são.	$\geq 1500$	-	-
ZB	Rochas médias levemente intemperizadas.	760 ~ 1500	-	-
ZC	Camadas muito compactas de areia, cascalho e argila dura ou rochas alteradas	360 ~ 760	$> 50$	$> 250$

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}$	$C_u$ (kPa)
ZD	Meio compacto: camadas de areia firme, cascalho ou argila muito rija	180~360	15~50	70~250
ZE	Areia ou cascalho fofo - camadas rijas de argila ou perfis com uma camada total de argila mole ( $C_u < 25$ kPa) com mais de 3 metros de espessura, atendendo às condições de $IP > 20$ e $w > 40\%$	<180	<15	<70
ZF	Terrenos que requerem pesquisa e avaliação específicas do local: 1) solos com risco de colapso e potencial colapso sob a influência de um terremoto (solos liquefazíveis, argilas altamente sensíveis, solos pouco cimentáveis etc.), 2) Turfa com uma espessura total superior a 3 metros e /ou argilas com alto teor de orgânicos, 3) Argilas de alta plasticidade ( $IP > 50$ ) com espessura total superior a 8 metros, 4) Argilas moles (espessura > 35 m).			

### 2.3.1.13. Comparação entre as normas

Em geral todas as normas classificam em 5, 6 ou 7 classes de solo, com características físicas e mecânicas muito semelhantes exceto por Japão e México. Estes dois países classificam o solo em 3 classes (solo rígido, médio e mole).

A Tabela 2-16 Tabela 2-4 Tabela 2-1 apresenta o resumo comparativo entre as classificações dos solos para cada norma estudada.

Tabela 2-16 - comparação entre as classificações dos solos

País	Tipos de Classe de Solo	Tipos do Perfil Estratigráfico
Brasil - ABNT NBR-15421	6 (A, B, C, D, E e F)	2 rochas, 2 solos rígidos, 2 solos moles
Bulgária - BDS EN 1998-1	5 (A, B, C, D e E)	1 rocha, 1 solo rígido, 2 solos médios, 1 solo mole
Canadá - NBCC 2015	6 (A, B, C, D, E e F)	2 rochas, 2 solos rígidos, 2 solos moles
EUA - ASCE/SEI 7-16	6 (A, B, C, D, E e F)	2 rochas, 2 solos rígidos, 2 solos moles
França - NF EN 1998-1	7 (A, B, C, D, E, S1 e S2)	1 rocha, 1 solo rígido, 2 solos médios, 3 solos moles
Grécia - EAK2000	5 (A, B, Γ, Δ e X)	1 rocha, 1 solo rígido, 1 solo médio, 2 solos moles
Itália - Dec.17/jan/2018	5 (A, B, C, D e E)	1 rochas, 1 solos rígidos, 1 solos médios, 2 solos moles
Japão - BSL-1981	3 (1, 2 e 3)	1 solo rígido, 1 solos médio, 1 solo mole
México - Dec. 15/Dez/2017	3 (I, II e III)	1 solo rígido, 1 solos médio, 1 solo mole
Nova Zelândia - NZS1170.5	5 (A, B, C, D e E)	2 rochas, 1 solo rígido, 2 solos moles
Portugal - NP EN 1998-1	7 (A, B, C, D, E, S1 e S2)	1 rocha, 1 solo rígido, 2 solos médios, 3 solos moles
Turquia - TBEC 2018	6 (ZA, ZB, ZC, ZD, ZE e ZF)	2 rochas, 1 solos rígidos, 1 solo médio, 2 solos moles

### 2.3.2.Resposta do Solo

A amplificação sísmica devida à estratificação do solo em camadas com maior ou menor rigidez, influencia a forma dos espectros de resposta. A amplificação do solo é maior quando os depósitos são menos rígidos, levando a maiores valores dos coeficientes de amplificação. Isso se traduz nos parâmetros a seguir definidos, que são utilizados na parametrização dos espectros, no item 2.5.

#### 2.3.2.1.Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

A Norma Brasileira define os fatores de amplificação sísmica de solo ( $C_a$  e  $C_v$ ) em função da classificação do solo, associadas aos valores de aceleração do solo ( $a_g$ ). A Tabela 2-17 resume os fatores de amplificação do solo pela Norma Brasileira.

Tabela 2-17 – Fatores de amplificação devido ao solo de acordo com a Norma Brasileira

Classe do Terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Para valores de  $a_g$  entre 0,10g e 0,15g, é possível determinar  $C_a$  e  $C_v$  por interpolação linear. Para a classe de terreno F, um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido.

#### 2.3.2.2.Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)

O fator S define a forma do espectro de resposta elástica e depende do tipo de solo e da magnitude das ações sísmicas locais. O EUROCODE sugere 2 tipos de espectro: Tipo 1 e Tipo 2. Em função da avaliação probabilística de risco, recomenda-se a adoção do espectro do Tipo 2 caso os terremotos que mais contribuem para o risco sísmico no local tenham magnitude de onda superficial ( $M_s$ ) superior a 5,5.

O anexo búlgaro do EUROCODE difere de outros países europeus no que concerne ao fator S do solo. O anexo búlgaro não considera o espectro do Tipo 2. Adicionalmente, o anexo búlgaro define um Tipo 3 para o norte do país. Para o Tipo 3, independentemente do tipo de solo, o valor de S é 1. A Tabela 2-18 apresenta os fatores de amplificação do solo de acordo com a Norma Búlgara.

Tabela 2-18 - Fatores de amplificação devido ao solo de acordo com a Norma Búlgara

Tipo de solo	S – Tipo 1
A	1,0
B	1,3
C	1,2
D	1,0
E	1,2

### 2.3.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

Conforme o item 4.1.8.2 da Norma Canadense, o fator de localização ( $F_S$ ) define a forma do espectro de resposta elástica e depende do tipo de solo. Quanto mais rígido o solo, menor a amplificação do espectro de resposta. A Tabela 2-19 apresenta os fatores de amplificação segundo a Norma Canadense.

Tabela 2-19 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a norma canadense

tipo de solo	$F_S$
A	1,0
B	1,0
C	1,0
D	1,6
E	2,8

### 2.3.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16

A Norma Americana ASCE 7-16, no seu item 11.4.3, define os fatores de amplificação sísmica de solo ( $F_a$  e  $F_v$ ) em função da classificação do mesmo combinado com os valores de aceleração para período curto, 0,2s e para período longo, 1s ( $S_c$  e  $S_1$ , respectivamente). As Tabelas 2-17 e 2-18 resumem os fatores de amplificação de acordo com a Norma Americana. Algumas Classes remetem à Seção 11.4.8, que define procedimentos específicos a ser utilizado em locais de solos muito moles ou fofos, quando estes são, respectivamente, argilosos ou arenosos.

Tabela 2-20 - Fatores de amplificação ( $F_a$ ) no solo de acordo com a Norma Americana

Classe de solo	coeficiente de sítio para período curto ( $F_a$ )					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
C	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
E	2,4	1,7	1,3	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8
F	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8

Tabela 2-21 - Fatores de amplificação ( $F_v$ ) no solo de acordo com a Norma Americana

Classe de solo	coeficiente de sítio para período de 1s ( $F_v$ )					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
C	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
D	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
E	4,2	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8
F	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8	ver seção 11.4.8

### 2.3.2.5. França - NF EN 1998-1:2005

O fator S do solo que descreve a forma do espectro de resposta elástica, depende do tipo de solo e a magnitude do sismo. Seguindo o EUROCODE 8 são definidos 2 tipos de espectro, Tipo 1 e Tipo 2, como já descrito anteriormente.

Os valores a serem atribuídos a S para cada tipo de solo, combinado com a magnitude sísmica, é de responsabilidade de cada comitê nacional que elabora os Anexos Nacionais. A Tabela 2-22 resume os fatores de amplificação do solo de acordo com a Norma Francesa.

Tabela 2-22 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a Norma Francesa

Tipo de Solo	S	
	Tipo 1	Tipo 2
A	1,0	1,0
B	1,2	1,35
C	1,15	1,5
D	1,35	1,8
E	1,4	1,6

### 2.3.2.6. Grécia - EAK2000

A Norma Grega não define um fator de amplificação devido a classificação do solo que influencie no espectro de resposta, entretanto, as características do mesmo influenciam em outros parâmetros do espectro de resposta, como por exemplo os períodos  $T_1$  e  $T_2$  que definem o início e o fim do patamar do espectro de resposta.

### 2.3.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

Segundo o item 3.2.3.2.1 da regulamentação italiana, o coeficiente de amplificação do solo ( $S$ ) leva em consideração a categoria do solo e as condições topográficas através da expressão (2-1):

$$S = S_S \cdot S_T \quad (2-1)$$

Onde:

- $S_S$  é o coeficiente de amplificação estratigráfico (ver Tabela 2-23);
- $S_T$  é o coeficiente de amplificação topográfico (ver Tabela 2-24).

Tabela 2-23 - Coeficiente de amplificação estratigráfico

Tipo de Solo	Coeficiente $S_S$
A	1,0
B	$1,0 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,0 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,9 \leq 2,4 - 1,5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,0 \leq 2,0 - 1,1 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Os parâmetros  $a_g$  e  $F_0$  são necessários para se definir o coeficiente de amplificação estratigráfico. Para determinar estes parâmetros é preciso consultar a Tabela 1 do anexo



B do *Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008*, onde os parâmetros  $a_g$  e  $F_0$  estão em função da posição geográfica e do período de recorrência.

Tabela 2-24 - Valores máximos do coeficiente de amplificação topográfico

Categoria topográfica	Características topograficas	$S_T$
T1	Ponto baixo topográfico, sem inclinação do terreno	1,0
T2	No topo da encosta	1,2
T3	Na crista de um relevo com uma inclinação média menor ou igual a $30^\circ$	1,2
T4	Na crista de um relevo com uma inclinação média superior a $30^\circ$	1,4

### 2.3.2.8. Japão - BSL-1981

O fator de amplificação do solo é o parâmetro  $G_S$ . Este fator é definido em função do tipo de solo e do período natural da estrutura.

Para o perfil de solo tipo I,  $G_S$  é caracterizado como:

$$G_S = 1,5 \quad T < 0,576 \quad (2-2)$$

$$G_S = 0,865/T \quad 0,576 \leq T \leq 0,64 \quad (2-3)$$

$$G_S = 1,35 \quad 0,64 \leq T \quad (2-4)$$

Para os perfis de solo tipo II e III,  $G_S$  é caracterizado como:

$$G_S = 1,5 \quad T < 0,64 \quad (2-5)$$

$$G_S = 1,5 \cdot T/0,64 \quad 0,64 \leq T \leq T_U \quad (2-6)$$

$$G_S = g_v \quad T_U \leq T \quad (2-7)$$

Onde:

$$T_u = 0,46 \cdot \left( \frac{g_v}{1,5} \right) \quad (2-8)$$

- o fator básico de amplificação  $g_v$  é dado por: 2,025 para perfil de solo Tipo II e 2,7 para perfil de solo Tipo III.

### 2.3.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

A Norma Mexicana define três classes de solo (I, II e III). O tipo de solo I não requer amplificação (solo rígido) e os fatores de amplificação para os tipos de solo II e III dependem de quatro zonas sísmicas (A até D). A norma possui dois fatores de amplificação, a saber: fatores locais que multiplicam a aceleração máxima horizontal do piso na rocha para obter a aceleração máxima em outros tipos de solo (II e III) e fatores de resposta que multiplicam a aceleração máxima para obter a aceleração espectral máxima (zona horizontal).

### 2.3.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004

Quando comparada com outras normas, a neozelandesa não tem um fator de amplificação devido ao solo. Contudo, considera a influência do tipo do solo no espectro de resposta. O espectro de resposta ( $C(T)$ ) é discretizado para cada tipo de solo e está definido em seu item 3.1.2.

### 2.3.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

O fator S do solo que descreve a forma do espectro de resposta elástica e dependem do tipo de solo e a magnitude do sismo. O EUROCODE 8 sugere 2 tipos de espectros: Tipo 1 e Tipo 2, como já descrito anteriormente.

Os valores a serem atribuídos a S para cada tipo de solo, combinado com a magnitude sísmica, é de responsabilidade de cada comitê nacional que elabora os Anexos Nacionais. A Tabela 2-25 resume os fatores de amplificação do solo de acordo com a Norma Portuguesa.

Tabela 2-25 - Fatores de amplificação no solo de acordo com a Norma Portuguesa

Tipo de Solo	S	
	Tipo 1	Tipo 2
A	1,0	1,0
B	1,2	1,35
C	1,15	1,5
D	1,35	1,8
E	1,4	1,6

### 2.3.2.12. Turquia - TBEC 2018

A norma turca, no seu item 2.3.3, define os fatores de amplificação sísmica do solo ( $F_s$  e  $F_1$ ) em função da classificação do mesmo combinado com os valores de aceleração para período curto e para período de 1s ( $S_s$  e  $S_1$ , respectivamente). As Tabelas 2-26 e 2-27 resumem os fatores de amplificação de acordo com a norma turca. Para o tipo ZF, o item 16.5 da norma deve ser consultado.

Tabela 2-26 - Fatores de amplificação ( $F_s$ ) no solo de acordo com a norma turca

classe de solo	coeficiente de sítio para período curto ( $F_s$ )					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
ZA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ZB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
ZC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
ZD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
ZE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
ZF	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5

Tabela 2-27 - Fatores de amplificação ( $F_1$ ) no solo de acordo com a norma turca

classe de solo	coeficiente de sítio para período de 1s ( $F_1$ )					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
ZA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ZB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ZC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
ZD	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
ZE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
ZF	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5	ver seção 16.5

### 2.3.2.13. Comparação entre as normas

Pelas normas analisadas, o fator de amplificação pode ser aplicado de duas formas: como um fator pelo qual todo o espectro de resposta pode ser multiplicado ou como um dos parâmetros que definem cada trecho do espectro de resposta (no item 2.5 deste trabalho é mostrado como cada norma define cada um destes trechos). As normas búlgaras, canadenses, francesas, italianas e portuguesas aplicam o fator de multiplicação a todo o espectro de resposta e as demais normas atuam da segunda forma.

A Tabela 2-28 apresenta o resumo comparativo entre os fatores de amplificação do espectro de resposta devido ao tipo de solo para cada norma estudada.

Tabela 2-28 - comparação entre os fatores de amplificação do espectro de resposta devido ao tipo de solo

País	Fator de Amplificação
Brasil – ABNT NBR-15421(2006)	$C_a$ (0,8~2,5); $C_v$ (0,8~3,4)
Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)	S (Tipo 1) (1,0~1,3); S (Tipo 3) (1)
Canadá - NBCC 2015	$F_s$ (1,0~2,8)
Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16	$F_a$ (0,8~2,4); $F_v$ (0,8~4,2)
França - NF EN 1998-1:2005	S (Tipo 1) (1,0~1,3); S (Tipo 2) (1,0~1,8)
Grécia - EAK2000	O tipo de solo influencia os períodos $T_1$ e $T_2$
Itália - Decreto 17 de janeiro de 2018	$S_s$ (1,0~1,6)
Japão - BSL-1981	$G_s$ (Tipo I) (1,35~1,5); $G_s$ (Tipo II) (1,5~2,025); $G_s$ (Tipo III) (1,5~2,7)
México - Decreto 15 de Diciembre de 2017	$F_s$ (1,0~4,5)
Nova Zelândia - NZS1170.5:2004	O tipo de solo influencia o fator períodos $C_h(T)$
Portugal – NP EN 1998-1:2010	S (Tipo 1) (1,0~1,4); S (Tipo 2) (1,0~1,8)
Turquia - TBEC 2018	$F_a$ (0,8~2,4); $F_v$ (0,8~4,2)

### 2.3.3.Liquefação Do Solo

A liquefação do solo pode transcorrer após a passagem de um sismo. A liquefação ocorre em solos não-compactados, com baixa coesão e condição não-drenada. Os solos granulares drenados, sob carregamento cíclico, tendem a compactar. Contudo, se o solo estiver saturado e ocorrer um carregamento rápido, sob condição não-drenada, a tendência para se compactar causa um incremento da poropressão com tensões efetivas decrescentes. A poropressão desenvolvida durante o sismo pode aumentar até o ponto em que toda a tensão efetiva seja anulada. Consequentemente, há uma redução acentuada da resistência ao cisalhamento do solo (redução do ângulo de atrito entre as partículas sólidas do solo) e aumento da poropressão.

### **2.3.3.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)**

A norma brasileira define uma classe separada para solos liquefazíveis (classe de terreno F). No entanto, procedimentos específicos para verificar o potencial de liquefação não são definidos e direcionam para que o projetista faça o estudo específico para determinar este potencial.

### **2.3.3.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

A norma búlgara utiliza o texto base do EUROCODE 8 que define uma classe separada para solos liquefazíveis. O item 4.1.4 do EUROCODE 8, Parte 5, contém requisitos detalhados para se verificar o potencial de liquefação e recomenda estudos geotécnicos mais aprofundados quando os resultados obtidos nos ensaios do solo ou a prospecção do perfil geológico levem a um quadro geotécnico com situações mais complexas.

### **2.3.3.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015**

No seu item 4.1.8.16, a Norma Canadense previne sobre os riscos de liquefação e as consequências que esse fenômeno pode ter, em particular grandes deslocamentos do solo e uma redução considerável de sua resistência e rigidez. Estes devem ser avaliados a partir dos parâmetros de deslocamentos dos solos, e levados em consideração no cálculo da estrutura e de suas fundações.

Contudo a norma não detalha sobre os estudos a se fazer em solos liquefazíveis, transferindo esta responsabilidade para o projetista.

### **2.3.3.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

Em seu item 11.8.3, a Norma Americana define algumas recomendações para realizar a verificação do potencial de liquefação.

Devem ser elaborados relatórios de investigação geotécnica para as categorias de solo D, E e F. O relatório de investigação geotécnica deve incluir todos os seguintes itens:

- a) estudos do potencial de liquefação e perda de resistência do solo, considerando a aceleração máxima do solo e a magnitude do terremoto. O PGA deve ser determinado com base em estudo específico no local, levando em consideração os efeitos de amplificação do solo;
- b) avaliação das possíveis consequências da liquefação e perda de resistência do solo, incluindo, entre outras, estimativa de recalque total e diferencial, deslocamento lateral do solo, cargas laterais do solo nas fundações, redução da capacidade de sustentação do solo, redução da reação axial e lateral do solo para fundações de estacas, aumento da pressão lateral do solo em paredes de contenção e flutuação de estruturas enterradas;
- c) estudo de medidas de mitigação, como, entre outras, seleção de tipos e profundidades de fundação apropriados, seleção de sistemas estruturais apropriados para acomodar os deslocamentos e forças previstos, estabilização do solo ou qualquer combinação dessas medidas e como elas devem ser consideradas no projeto estrutural.

#### **2.3.3.5. França - NF EN 1998-1:2005**

A anexo francês utiliza o texto base do EUROCODE 8 que define uma classe separada para solos liquefazíveis. O item 4.1.4 do EUROCODE 8, Parte 5, contém requisitos detalhados para verificar o potencial de liquefação.

#### **2.3.3.6. Grécia - EAK2000**

A Norma Grega define uma classe separada para solos liquefazíveis, no entanto, procedimentos específicos para verificar o potencial de liquefação são citados, mas pouco detalhados. O projetista geotécnico precisa fazer estudos mais detalhados sobre o solo para subsidiar o projetista estrutural quanto aos parâmetros a serem adotados no seu projeto.

### **2.3.3.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018**

A Norma Italiana estabelece critérios detalhados de verificação da capacidade do solo em relação à perda de estabilidade por liquefação de solos arenosos não drenados. No item 7.11.3.4.1 da norma se diz que o local onde a estrutura está localizada deve ser estável contra a liquefação, ou seja, quanto aos fenômenos associados à perda de resistência ao cisalhamento ou ao acúmulo de deformações plásticas em solos saturados predominantemente arenosos, estressados por ações cíclicas em condições não drenadas. Se o solo é suscetível à liquefação e os efeitos consequentes parecem afetar as condições de estabilidade de taludes ou estruturas, é necessário realizar intervenções de estabilização ou transferir a carga para camadas não suscetíveis à liquefação.

### **2.3.3.8. Japão - BSL-1981**

A Norma Japonesa define uma classe separada para solos liquefazíveis, entretanto, procedimentos específicos para se verificar o potencial de liquefação não são definidos.

### **2.3.3.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017**

A Norma Mexicana define uma classe separada para solos liquefazíveis, no entanto, procedimentos específicos para verificar o potencial de liquefação não são definidos.

### **2.3.3.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

A Norma Neozelandesa declara que os solos liquefazíveis estão fora do escopo da norma (NZS1170.5).

#### **2.3.3.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010**

A norma portuguesa utiliza o texto base do EUROCODE 8 que define uma classe separada para solos liquefazíveis. O item 4.1.4 do EUROCODE 8, Parte 5, contém requisitos detalhados para verificar o potencial de liquefação.

#### **2.3.3.12. Turquia - TBEC 2018**

A norma turca apresenta o tópico de liquefação do solo na sua seção 16.6. De acordo com a norma, o risco de liquefação do solo deve ser avaliado no caso de tipos de solo mais fracos (ZD, ZE e ZF) e para Classes de Projeto Sísmico mais altas (a Classe de Projeto Sísmico representa a importância do edifício e a sismicidade da região).

#### **2.3.3.13. Comparação entre as normas**

Para a maioria dos países, as respectivas normas alertam sobre a importância de considerar a análise do perfil estratigráfico de solo afim de estimar a possibilidade de ocorrência de solos liquefazíveis, exceto Japão e México. Para Nova Zelândia, os critérios são tratados em outras normas.

#### **2.3.4. Interação Solo-Estrutura**

Devido ao grande avanço computacional vivido atualmente, tanto na parte física dos equipamentos como na parte lógica dos algoritmos, e a facilidade na criação de modelos estruturais detalhados, os modelos estruturais passaram de simples pórticos planos simples para conjuntos de elementos estruturais espaciais complexos. Este avanço na modelagem estrutural levou a uma melhoria nesta área sensível da análise estrutural que é a interação que há entre o solo e a estrutura.



#### **2.3.4.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)**

Segundo a Norma Brasileira, é permitido considerar, na análise sísmica, as estruturas como perfeitamente fixadas à fundação. Os efeitos favoráveis de interação dinâmica solo-estrutura podem ser considerados, desde que os procedimentos utilizados sejam adequadamente justificados na análise. A flexibilidade das fundações pode ser considerada através de um conjunto de molas e amortecedores relativos a cada um dos diversos graus de liberdade da fundação. Nenhuma informação a mais é apresentada.

#### **2.3.4.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

No EUROCODE 8, Parte 5, são fornecidos alguns critérios para decidir em quais casos é necessário considerar a interação solo-estrutura (item 6), e algumas indicações gerais são fornecidas no Anexo D.

De acordo com o item 6 do EUROCODE 8, Parte 6, na maioria das estruturas comuns, os efeitos da interação solo-estrutura tendem a ser benéficos, por reduzirem os momentos fletores e as forças de cisalhamento nos vários elementos da superestrutura. Os efeitos da interação dinâmica solo-estrutura devem ser levados em consideração em; estruturas onde os efeitos de segunda ordem desempenham um papel significativo; estruturas com fundações maciças ou profundas, como pilares de pontes, caixões *offshore* e silos; estruturas altas e delgadas, como torres e chaminés e em estruturas suportadas em solos muito moles, com velocidade média da onda de cisalhamento inferior a 100 m/s.

De acordo com o Anexo D do EUROCODE 8, Parte 6, a resposta sísmica de uma estrutura com suporte flexível difere da mesma com fundação em terreno rígido e sujeita a uma excitação básica em rocha subjacente idêntica, pelas seguintes razões: o período fundamental de vibração de uma estrutura de suporte flexível é mais longo do que de uma de base fixa; os períodos naturais, formas e fatores de participação modal da estrutura com suporte flexível diferem dos valores de uma de base fixa; o amortecimento geral da estrutura de suporte flexível incluirá a radiação e o amortecimento interno gerado na interface solo-fundação, além do amortecimento associado à superestrutura.

### **2.3.4.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015**

Na Norma Canadense, o seu item 4.1.8.16 trata de fundações de estruturas sujeitas a eventos sísmicos. Segundo este item:

- a) as fundações devem ser calculadas de forma a transmitir as cargas e efeitos devidos a eventos sísmicos do edifício para o solo, sem que a capacidade de suporte do solo e a rocha sejam excedidas;
- b) os deslocamentos crescentes com a altura da estrutura, resultantes dos deslocamentos das fundações, devem permanecer dentro dos limites admissíveis, tanto para o sistema sismo-resistente quanto para os elementos estruturais que não são considerados parte do sistema sismo-resistente; as fundações devem ser calculadas com base em uma resistência ao cisalhamento e ao tombamento maior do que a resistência a cargas laterais do sistema sismo-resistente;
- c) as estacas devem ser projetadas de maneira a exibir um comportamento cíclico inelástico, quando o momento de projeto exercido nas estacas pelos efeitos sísmicos excederem 75% de sua resistência à flexão;
- d) cada elemento de ligação entre estacas deve ser projetado para suportar, por tração ou compressão, uma força horizontal pelo menos igual à carga sísmica vertical máxima exercida nas estacas.
- e)

### **2.3.4.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

O capítulo 19 da ASCE/SEI 7-16 trata de forma bastante detalhada a interação solo-estrutura para ações sísmicas. Na determinação das forças devido a ação sísmica e dos deslocamentos correspondentes da estrutura é permitido considerar os efeitos da interação solo-estrutura.

Pode ser considerada tanto no método estático de força lateral equivalente, como na análise dinâmica linear, na análise espectral modificada pela interação solo-estrutura e na análise dinâmica não-linear. Os efeitos são considerados através do alongamento do período da estrutura devido à flexibilidade da fundação, como por um aumento do amortecimento considerado na análise sísmica, pela consideração tanto do amortecimento

de radiação como do amortecimento histerético do solo. É prevista também a consideração dos efeitos cinemáticos.

Quando os efeitos de interação solo-estrutura são considerados, o modelo analítico da estrutura deve incorporar a flexibilidade do solo para esforços translacionais e rotacionais.

Fórmulas práticas e detalhadas de aplicação são apresentadas neste capítulo 19 da ASCE/SEI 7-16

#### **2.3.4.5.França - NF EN 1998-1:2005**

No EUROCODE 8, Parte 5, são fornecidos alguns critérios para decidir em quais casos é necessário considerar a interação solo-estrutura (item 6), e algumas indicações gerais sobre são fornecidas no Anexo D.

O anexo nacional francês apresenta as mesmas considerações já apresentadas no item 2.3.4.2.

#### **2.3.4.6.Grécia - EAK2000**

Na Norma Grega, o capítulo 5 trata de fundações.

A norma trata de tópicos como: critérios de dimensionamento, manutenção de estruturas de fundação, estruturas de terra, estabilidade dos taludes, risco com relação a liquefação do solo durante um evento sísmico, fundações superficiais, fundações profundas, falha dos elementos estruturais das fundações, paredes estruturais, encostas e aterros. Porém, informações mais detalhadas sobre a consideração de efeitos de interação solo-estrutura não são apresentadas.

### 2.3.4.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

O Capítulo 7 item 6 da regulamentação sísmica italiana trata do Projeto Geotécnico e o Capítulo 7 do Projeto Anti-Sísmico. Não são encontradas informações específicas sobre a consideração dos efeitos de interação solo-estrutura.

### 2.3.4.8. Japão - BSL-1981

A norma japonesa estabelece um fator para a interação solo-estrutura, chamado de  $\beta$ . Este fator é definido pela equação (2-9) e deve ser multiplicado pelo fator de amplificação do solo ( $G_s$ ).

O fator interação solo-estrutura é:

$$\beta = \frac{\left( K_{hb} \cdot \left( 1 - \left( 1 - \left( \frac{1}{G_s} \right) \right) \cdot \left( \frac{D_e}{\sum H_i} \right) \right) + K_{he} \right)}{K_{hb} + K_{he}} \geq 0,75 \quad (2-9)$$

Onde:

$K_{hb}$  é a rigidez horizontal do solo abaixo da fundação do edifício;

$K_{he}$  é a rigidez horizontal do solo na camada de solo entre o nível de assentamento da fundação e a superfície do solo;

$G_s$  é o fator de amplificação correspondente à classificação do solo;

$D_e$  é a espessura da camada de solo a partir do nível de assentamento da fundação até a superfície do solo;

$H_i$  é a espessura de cada camada de solo.

### 2.3.4.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

O Capítulo 8 e Apêndice A da Norma Mexicana fornecem parâmetros e considerações a serem feitas na análise da interação solo-estrutura. Para estruturas nas Zonas II ou III, alerta-se que os espectros de projeto especificados podem não representar

corretamente o evento sísmico, uma vez que os efeitos da interação cinemática devido às ondas incidentes na fundação seriam negligenciados.

Para modificar os espectros de resposta devido à interação solo-estrutura, deve-se construir um modelo estratigráfico do solo que contenha as espessuras dos estratos, juntamente com os valores correspondentes das velocidades das ondas de cisalhamento, pesos específicos e amortecimento e calcular a função de transferência de campo livre, como a relação entre o espectro de Fourier do movimento na superfície e o espectro de Fourier do movimento na rocha subjacente, assumindo propagação vertical de ondas de cisalhamento.

O espectro a ser utilizado no projeto é o assim amplificado.

Nesse cálculo, serão consideradas as incertezas nos parâmetros do modelo estratigráfico, as incertezas inerentes à hipótese de propagação vertical das ondas de cisalhamento e o efeito da não-linearidade dos materiais.

#### **2.3.4.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

A norma não apresenta um item específico para a interação solo-estrutura. Contudo, há alguns itens da norma que recomendam o desenvolvimento de análises mais aprofundadas considerando o comportamento da fundação interagindo com o solo.

#### **2.3.4.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010**

No EUROCODE 8, Parte 5, são fornecidos alguns critérios para decidir em quais casos é necessário considerar a interação solo-estrutura (item 6), e algumas indicações gerais sobre a interação solo-estrutura são fornecidas no Anexo D.

O anexo nacional português apresenta as mesmas considerações já apresentadas no item 2.3.4.2.

#### **2.3.4.12. Turquia - TBEC 2018**

A interação estrutura-solo é considerada no Código Sísmico da Construção Turca 2018 em seu Capítulo 16.

A seguintes abordagens podem ser usadas no âmbito da interação solo-estrutura

- a superestrutura, a fundação e o solo são modelados e analisados juntos como partes do sistema e análises não-lineares podem ser consideradas;

- a superestrutura, a fundação e o solo são modelados e analisados separadamente; essa abordagem pode ser aplicada numa abordagem não-linear, quando não há interação entre os elementos.

#### **2.3.4.13. Comparação entre as normas**

A maioria das normas fazem recomendações com relação a interação solo-estrutura. Abordagens mais simples como, por exemplo, a estrutura isolada do solo, até as abordagens mais elaboradas como, por exemplo, as fundações e estruturas modeladas juntas em uma análise linear ou não-linear (primeiramente, com uma análise de não-linearidade geométrica e, em seguida, em modelos mais elaborados, considera-se a não-linearidade física).

Para algumas normas, o espectro de resposta pode ser modificado após uma análise mais elaborada da interação solo-estrutura. Como os efeitos da interação solo-estrutura tendem a ser benéficos, pois reduzem os momentos fletores e as forças de cisalhamento nos vários membros da superestrutura, exige-se estudos mais detalhados que evidenciem esses efeitos benéficos.

### **2.4. Critérios de Projeto Relacionados com a Estrutura**

#### **2.4.1. Classificação das Estruturas em Diferentes Níveis de Importância**

A aplicação de um fator multiplicativo ao espectro de resposta faz-se necessário para reduzir ou amplificar as ações sísmica sobre o modelo estrutural em função de estudos de confiabilidade da capacidade resistiva estrutural e da classificação de

utilização da estrutura, ou seja, quanto maior a importância da estrutura e a necessidade de garantir a estabilidade da estrutura, maior é o fator de importância da mesma.

#### **2.4.1.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)**

A norma brasileira, no seu item 7.2, apresenta três categorias de ocupação, I, II e III, e associada a cada categoria há os fatores de importância 1; 1,25 e 1,5; respectivamente.

Na categoria I estão incluídos todos os edifícios e outras estruturas, exceto aqueles listados nas categorias II e III.

Na categoria II estão incluídas todas as estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, como, por exemplo: estruturas com reunião de mais de 300 pessoas em uma única área, escolas primárias e secundárias com mais de 250 pessoas, escolas superiores com mais de 500 pessoas, instalações de saúde para mais de 50 pacientes, penitenciárias, estruturas para mais de 5000 pessoas, instalações de geração de energia e tratamento de água e instalações com substâncias químicas tóxicas não classificadas como de categoria III.

Na categoria III estão incluídas todas as estruturas definidas como essenciais, como por exemplo: hospitais emergenciais e cirúrgicos, estruturas de bombeiros e polícia, instalações de geração de energia e tratamento de água classificadas como de categoria III, centros de controle e comunicação, estruturas com funções essenciais para a defesa nacional e instalações com substâncias químicas tóxicas classificadas como de categoria III.

#### **2.4.1.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

O anexo búlgaro ao EUROCODE 8, no seu item 2.13, define que segue o item 4.2.5 do EUROCODE 8 com relação às classes de importância das estruturas. Na Tabela 2-29 está a classificação das estruturas e o coeficiente majorador de cargas sísmicas  $\gamma_f$ .

Tabela 2-29 – Classe de importância das estruturas de acordo com a finalidade de utilização

Classe de Importância	Edifícios	$\gamma_f$
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo: edifícios agrícolas, etc.	0,8
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante, tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,4

#### 2.4.1.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

No item 4.1.8.5 da Norma Canadense é definido um coeficiente de risco sísmico com valores de 0,8; 1,0; 1,3 e 1,5; correspondentes às categorias de risco baixo, normal, elevado e proteção civil, respectivamente. As categorias de risco são classificadas da seguinte forma:

- a) Baixo: estruturas que, em caso de falha, apresentam baixo risco direto ou indireto para a vida humana;
- b) Normal: todas as estruturas que não estão listadas nas outras categorias;
- c) Elevado: estruturas que podem ser usadas como refúgio de proteção civil, como, por exemplo, escolas e centros comunitários e instalações de armazenamento e fabricação que contenham produtos tóxicos, explosivos ou perigosos;
- d) Proteção civil: estruturas onde são prestados serviços essenciais pós-desastre, como por exemplo hospitais, centrais elétricas, centros de controle para transporte aéreo, terrestre e marítimo, instalações de tratamento de água e de águas residuais, centrais de bombeiros, delegacias de polícia, etc.



#### **2.4.1.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

A Norma Americana, em seu item 11.5, define quatro categorias de ocupação, I; II; III e IV; e associada a cada categoria há os fatores de importância 1; 1; 1,25 e 1,5; respectivamente.

Na categoria de risco I estão incluídos todos os edifícios e outras estruturas que representam baixo risco para a vida humana em caso de falha.

Na categoria de risco II estão incluídas todos os edifícios e outras estruturas, exceto aqueles listados nas categorias de risco I, III e IV.

Na categoria de risco III estão incluídos todos os edifícios e outras estruturas, cuja falha poderia representar um risco substancial para a vida humana, como por exemplo: estruturas com potencial para causar um impacto econômico e/ou perturbar em massa a vida civil do dia-a-dia em caso de falha (não incluídas na Categoria de Risco IV) e estruturas (não incluídas na Categoria de Risco IV) contendo substâncias tóxicas ou substâncias explosivas que sejam suficientes para representar uma ameaça ao público se liberadas.

Na categoria de risco IV estão incluídas todas as estruturas de edifícios e outras designadas como instalações essenciais no pós-desastre e também estruturas cuja falha possa representar um risco substancial por conter grandes quantidades de substâncias altamente tóxicas e outras estruturas necessárias para manter a funcionalidade de outras da categoria de risco IV.

#### **2.4.1.5. França - NF EN 1998-1:2005**

O anexo francês do EUROCODE 8, no item 4.2.5, define as classes de importância das estruturas. Esta classificação foi já apresentada na Tabela 2-25.

#### **2.4.1.6. Grécia - EAK2000**

A Norma Grega tem quatro categorias de ocupação e associada a cada categoria há um fator de importância. Às categorias  $\Sigma 1$ ,  $\Sigma 2$ ,  $\Sigma 3$  e  $\Sigma 4$  estão associados os fatores 0,85; 1; 1,15 e 1,3; respectivamente.

Na categoria de risco  $\Sigma 1$  estão incluídas estruturas de pequena importância para a segurança pública, como edifícios agrícolas, galpões e estábulos.

Na categoria de risco  $\Sigma 2$  estão incluídas estruturas residenciais e de escritórios comuns, edifícios industriais e hotéis.

Na categoria de risco  $\Sigma 3$  estão incluídos estruturas escolares, assembleias públicas, terminais de aeroportos e, de maneira geral, prédios onde um grande número de pessoas se reúne durante a maior parte do dia.

Na categoria de risco  $\Sigma 4$  estão incluídas estruturas cuja operação durante um terremoto e após o evento é de vital importância, como edifícios de telecomunicações, usinas de energia, hospitais, quartéis de bombeiros, edifícios de serviços públicos e estruturas que abrigam obras de valor artístico único.

#### **2.4.1.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018**

A norma italiana, nos seus itens 2.4 e 3.2.1, estabelece uma relação entre classe de uso ( $C_u$ ), vida útil da estrutura ( $V_N$ ), período de referência ( $V_R$ ) e probabilidade de exceder o período de referência ( $P_{V_R}$ ). A relação entre esses quatro parâmetros determina o período de recorrência ( $T_R$ ) para, finalmente, estabelecer os valores de ( $a_g$ ), ( $F_0$ ) e ( $T_c'$ ).

Os parâmetros  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c'$  são necessários para definir o espectro de resposta. Para determinar estes parâmetros é preciso consultar a Tabela 1 do anexo B do *Decreto del Ministero delle infrastrutture 14 gennaio 2008*, onde os parâmetros  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c'$  estão em função da posição geográfica e do período de recorrência.

Em suma, a classe de uso é importante para definir o espectro de resposta e a depender de quanto mais importante é a estrutura, maior o valor da classe de uso.

Para classes I, II, III e IV, os valores da classe de uso ( $C_u$ ) são 0,7; 1,0; 1,5 e 2; respectivamente. As características das estruturas em função das classes de uso são definidas da seguinte forma:

- a) Classe I: Prédios com presença ocasional de pessoas.

- b) Classe II: Edifícios cujo uso envolve aglomeração normal, sem conteúdo perigoso para o meio ambiente e sem funções públicas e sociais essenciais. Indústrias com atividades que não são perigosas para o meio ambiente. Pontes, obras de infraestrutura, redes rodoviárias não classificadas na classe de uso III ou IV, redes ferroviárias cuja interrupção não cause situações de emergência. Barragens cujo colapso não cause consequências significativas.
- c) Classe III: Edifícios cujo uso prevê aglomeração significativa. Indústrias com atividades perigosas para o meio ambiente. Redes rodoviárias suburbanas fora da classe IV. Pontes e redes ferroviárias cuja interrupção cause situações de emergência. Barragens relevantes pelas consequências de seu eventual colapso.
- d) Classe IV: Edifícios com importantes funções públicas ou estratégicas, também com referência à gestão da proteção civil em caso de desastre. Indústrias com atividades particularmente perigosas para o meio ambiente. Pontes e redes ferroviárias de importância crítica para a manutenção de rotas de comunicação, principalmente após um evento sísmico. Barragens ligadas à operação de aquedutos e às plantas de produção de eletricidade.

#### **2.4.1.8.Japão - BSL-1981**

A Norma Japonesa não indica nenhum fator de importância para as estruturas. Contudo, para a elaboração do projeto estrutural, o projetista precisa classificar a estrutura pelo tamanho e, para cada classe, há uma rotina de projeto diferente. Quanto maior e mais complexa, maior também a rotina de verificação da estrutura.

#### **2.4.1.9.México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017**

Segundo o item 3.3 da Norma Mexicana, os fatores de importância para edifícios pertencentes ao subgrupo A1 e para os do subgrupo A2 são 1,5 e 1,3; respectivamente.

Os edifícios cuja falha estrutural pode causar um grande número de perdas de vidas humanas ou constituir um perigo significativo devido à presença de substâncias tóxicas

ou explosivas, e edifícios cuja operação é essencial em uma emergência urbana, são subdivididas em:

- a) Subgrupo A1 - construções para as quais é necessário manter níveis mais altos de segurança: edifícios que precisam ser mantidos em operação mesmo após um grande terremoto, construções cuja falha possa implicar um grave perigo para a população, por conter quantidades significativas de substâncias tóxicas, inflamáveis ou explosivas.
- b) Subgrupo A2 - estruturas cuja falha pode causar um impacto social importante; estruturas cuja falha pode afetar populações particularmente vulneráveis ou perda de material de grande valor histórico ou cultural.

#### 2.4.1.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004

A Norma Neozelandesa indica o fator de período de retorno R para as estruturas, em sua Tabela 3.5. Este fator é função da combinação da classe de importância com a vida útil da mesma, ambas definidas nas tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 da parte 0 da Norma. As Tabelas 2-27, 2-28 e 2-29 a seguir apresentam respectivamente os níveis de importância, a probabilidade anual de excedência e o fator de período de retorno pela Norma Neozelandesa.

Tabela 2-30 - Níveis de importância pela Norma Neozelandesa

Nível de importância	Descrição da Estrutura
1	Estruturas que apresentam baixo grau de risco para a vida. Estruturas isoladas, estruturas em zonas rurais, cercas, mastros, paredes, piscinas
2	Estruturas normais e estruturas fora de outros níveis de importância. Moradias unifamiliares, Edifícios de estacionamento
3	Estruturas que podem conter pessoas em multidões, de alto valor para a comunidade ou representar riscos para as pessoas em multidões. Instalações médicas de emergência não pós-desastre, instalações de geração de energia, instalações de tratamento de água, edifícios e instalações não designados como essenciais pós-desastre e contendo materiais perigosos capazes de causar condições perigosas dentro dos limites da propriedade

Nível de importância	Descrição da Estrutura
4	Estruturas com funções especiais pós-desastre. Edifícios e instalações essenciais. Instalações médicas de emergência ou cirúrgicas, bombeiros, delegacias, serviços públicos ou de suprimentos ou instalações de emergência que são <i>backup</i> para edifícios e instalações do Nível de Importância 4. Abrigos de emergência, centros de emergência e instalações auxiliares. Edifícios e instalações contendo materiais perigosos capazes de causar condições perigosas que se estendem além dos limites de propriedade
5	Estruturas especiais (com probabilidade aceitável de falha a ser determinada por estudo especial). Estruturas que possuem funções especiais ou cuja falha apresenta risco catastrófico em uma grande área ou para um grande número de pessoas, como barragens principais

Tabela 2-31 - Probabilidade anual pela Norma Neozelandesa

Vida Útil	Classe de Importância	Probabilidade Anual
Equipamento de construção, andaimes, etc	2	1/100
menos de 6 meses	1	1/25
	2	1/100
	3	1/250
	4	1/1000
5 anos	1	1/25
	2	1/250
	3	1/500
	4	1/1000
25 anos	1	1/50
	2	1/250
	3	1/500
	4	1/1000
50 anos	1	1/100
	2	1/500
	3	1/1000
	4	1/2500
100 anos ou mais	1	1/250
	2	1/1000
	3	1/2500
	4	*

\* Para estruturas de nível de importância 4 com uma vida útil de projeto de 100 anos ou mais, os eventos são determinados por uma análise de risco, mas precisam ter probabilidades menores ou iguais às do nível de importância 3.

Tabela 2-32 - Fator de período de retorno pela norma neozelandesa

probabilidade anual	R
1/2500	1,8
1/2000	1,7
1/1000	1,3
1/500	1,0
1/250	0,75
1/100	0,5
1/50	0,35
1/25	0,25
1/20	0,2

#### 2.4.1.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

O anexo português do EUROCODE 8, no seu item 4.2.5, define as classes de importância das estruturas. Esta classificação foi já apresentada na Tabela 2-29.

#### 2.4.1.12. Turquia - TBEC 2018

Segundo a Norma Turca, em seu item 3.1, a definição da classe de uso da estrutura (BKS) associada a um fator de importância (I) estão na Tabela 3.1 da norma e são reproduzidos na Tabela 2-33.

Tabela 2-33 - Classe de uso do edifício (BKS) e fator de importância da construção (I)

Classe de Uso da Estrutura (BKS)	Descrição do Edifício	Fator de Importância da Construção (I)
1	<p>Prédios que precisam ser usados após o terremoto, prédios onde as pessoas estão presentes durante muito tempo e intensivamente, prédios onde são armazenados bens valiosos e prédios que contêm substâncias perigosas:</p> <p>a) Edifícios que precisam ser usados imediatamente após o terremoto (hospitais, centros de saúde, edifícios e instalações para bombeiros, instalações de comunicação, estações e terminais de transporte, instalações de geração e distribuição de energia, edifícios provinciais, governamentais e municipais, de primeiros socorros e estações de planejamento)</p> <p>b) Escolas, outros edifícios e instalações educacionais, dormitórios, quartéis militares, prisões, etc.</p> <p>c) Museus</p> <p>d) Edifícios onde as substâncias tóxicas, explosivas ou inflamáveis são armazenadas.</p>	1,5

Classe de Uso da Estrutura (BKS)	Descrição do Edifício	Fator de Importância da Construção (I)
2	Os edifícios onde a circulação de pessoas é curta e intensiva como <i>shopping centers</i> , instalações esportivas, cinemas, teatros, salas de concerto, etc.	1,2
3	Outros edifícios que não se enquadram nas definições dadas para BKS = 1 e BKS = 2 (casas, escritórios, hotéis, edifícios industriais, etc.)	1

#### 2.4.1.13. Comparação entre as normas

Todas as normas analisadas reconhecem a necessidade de se classificar as estruturas nas Classes de Importância. Isso implica em uma diferenciação de Confiabilidade, de acordo com o risco estimado e/ou as consequências de uma falha. Essa diferenciação de Confiabilidade é simplesmente definida nas normas pela aplicação de um fator multiplicador I às forças sísmicas avaliadas. Três ou quatro Classes de Importância são definidas nas normas. Esses valores podem variar nas normas, entre 0,8 e 2. Em todas as normas, o fator atribuído a estruturas usuais, como edifícios residenciais e comerciais é igual a 1.

A Tabela 2-34 apresenta o resumo comparativo dos níveis de importância para cada norma estudada.

Tabela 2-34 - comparação entre níveis de importância

País	Classe de Importância	Fator de Importância
Brasil - ABNT NBR-15421	3 (I, II e III)	$\gamma_f$ (1,0; 1,25; 1,5)
Bulgária - BDS EN 1998-1	4 (I, II, III e IV)	$\gamma_f$ (0,8;1,0;1,2;1,4)
Canadá - NBCC 2015	4 (baixo, normal, elevado e proteção civil)	$I_E$ (0,8; 1,0; 1,3; 1,5)
EUA - ASCE/SEI 7-16	4 (I, II, III e IV)	(1,0;1,0;1,25;1,5)
França - NF EN 1998-1	4 (I, II, III e IV)	$\gamma_f$ (0,8;1,0;1,2;1,4)
Grécia - EAK2000	4 ( $\Sigma 1$ , $\Sigma 2$ , $\Sigma 3$ e $\Sigma 4$ )	$\gamma_f$ (0,85; 1,0; 1,15; 1,3)
Itália – Dec.17/jan/2018	4 (I, II, III e IV)	$C_u$ (0,7;1,0;1,5;2)

País	Classe de Importância	Fator de Importância
Japão - BSL-1981	Não definido	Não definido
México – Dec. 15/Dez/2017	3 (A, A1 e A2)	(1,0; 1,5; 1,3)
Nova Zelândia - NZS1170.5	Não definido	Não definido
Portugal – NP EN 1998-1	4 (I, II, III e IV)	$\gamma_f$ (0,8;1,0;1,2;1,4)
Turquia - TBEC 2018	3 (1, 2 e 3)	$I$ (1,5; 1,2; 1)

## 2.4.2. Sistemas de Resistência à Força Sísmica e Respectivos Coeficientes de Modificação de Resposta

### 2.4.2.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

A Norma Brasileira define que toda estrutura possui características de um ou dois tipos de sistemas sismo-resistentes.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) são:

- os sistemas do tipo pilar-parede de concreto têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 4 e 5 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2,5;
- os sistemas do tipo pórtico de concreto têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 3 e 8 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 3;
- os sistemas do tipo pórtico de aço momento-resistente têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 3,5 e 8 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 3;
- os sistemas do tipo pórtico de aço contraventado em treliça têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 3,25 e 6 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2;
- os sistemas do tipo sistema dual, composto de pórticos com detalhamento espacial e pilares-parede de concreto têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 6 e 7 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2,5;
- os sistemas do tipo sistema dual, composto de pórticos com detalhamento espacial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento espacial



- têm coeficiente de modificação de resposta (R) igual a 7 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2,5;
- g) os sistemas do tipo sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto têm coeficiente de modificação de resposta (R) entre 5,5 e 6,6 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2,5;
  - h) os sistemas do tipo sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual têm coeficiente de modificação de resposta (R) igual a 4,5 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2,5;
  - i) os sistemas do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço têm coeficiente de modificação de resposta (R) igual a 2,5 e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 2.

#### **2.4.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

A Norma Búlgara segue o item 3.2.2.5 do EUROCODE 8, no qual é definido um coeficiente de comportamento ( $q$ ). O sistema sismo-resistente é considerado com este coeficiente de comportamento, que é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, utilizando um modelo de análise elástica convencional.

Os valores do coeficiente de comportamento ( $q$ ), que também incluem a influência de amortecimentos viscosos diferentes de 5%, são apresentados em vários itens do EUROCODE 8 para vários materiais e sistemas estruturais, tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. O valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) poderá ser diferente em cada uma das direções horizontais da estrutura, embora a classe de ductilidade deva ser a mesma em todas as direções.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos fatores de comportamento  $q$ , para a DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta) são dados na Tabela 2-30, para edifícios regulares em altura. Para edifícios não regulares em altura, estes valores devem ser reduzidos em 20%.

Tabela 2-35 – Valores básicos dos coeficientes  $q$

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema aporticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torcionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Valores de  $\alpha_u / \alpha_1$ :

- a) Sistemas aporticados ou mistos equivalentes a pórticos:
  - edifícios de um só piso:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
  - edifícios de vários pisos, pórticos de um só tramo:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
  - edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
- b) Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
  - sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
  - outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
  - sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

#### 2.4.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

Conforme a Norma Canadense, em seu item 4.1.8.9, os sistemas sísmorresistentes básicos lateral e vertical, devem estar em conformidade com um dos tipos estruturais descritos na tabela 4.1.8.9 da norma ou com uma combinação destes sistemas. Cada um é subdividido pelos tipos de elementos verticais usados para resistir às forças sísmicas laterais. O sistema estrutural escolhido devem estar de acordo com as limitações do sistema estrutural e os limites de altura. O coeficiente de modificação de forças ligado à ductilidade ( $R_d$ ) e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) devem ser usados na determinação das forças horizontais na base e das forças de projeto nos elementos.

Os sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos coeficientes de modificação de resposta ( $R_d$ ) e coeficientes de sobrerresistência ( $R_0$ ) são:

- a) Estruturas de aço em conformidade com a norma CSA S16 têm coeficiente de modificação da força ligado à ductilidade ( $R_d$ ) entre 1,0 e 5 e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) entre 1 e 1,6;
- b) Estruturas de concreto em conformidade com CSA A23.3 têm coeficiente de modificação da força ligado à ductilidade ( $R_d$ ) entre 1 e 4 e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) entre 1 e 1,7;
- c) Estruturas de madeira em conformidade com a norma CSA O86 têm coeficiente de modificação da força ligado à ductilidade ( $R_d$ ) entre 1 e 3 e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) entre 1 e 1,7;
- d) Estruturas de alvenaria em conformidade com CSA S304 têm coeficiente de modificação da força ligado à ductilidade ( $R_d$ ) entre 1 e 3 e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) entre 1 e 1,5;
- e) Estruturas de aço moldadas a frio em conformidade com a norma S136 têm coeficiente de modificação da força ligado à ductilidade ( $R_d$ ) entre 1 e 2,5 e coeficiente de modificação da força ligado à sobrerresistência ( $R_0$ ) entre 1 e 1,7.

#### **2.4.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

Conforme a ASCE/SEI 7-16, em seu item 12.2, os sistemas sísmorresistentes básico lateral e vertical devem estar em conformidade com um dos tipos estruturais descritos na norma ou uma combinação de sistemas atuando na mesma direção ou em direções diferentes. Cada um é subdividido pelos tipos de elementos verticais usados para resistir às forças sísmicas laterais. O sistema estrutural utilizados devem estar de acordo com as limitações do sistema estrutural e com os limites de altura. O coeficiente de modificação de resposta apropriado ( $R$ ) e fator de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) devem ser usados na determinação da força horizontal na base e das forças de projeto nos elementos.

Os sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos coeficientes de modificação de resposta ( $R$ ) e coeficiente de sobrerresistência ( $\Omega_0$ ), dados na Tabela 12.2.1 da Norma, são:

- a) Todos os sistemas de paredes estruturais utilizando concreto armado têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 1,5 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) entre 2 e 3;
- b) Todos os sistemas de pórticos espaciais (aço e concreto) têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 1,5 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) entre 2 e 2,5;
- c) Todos os sistemas de pórtico resistente a momento (aço e concreto) têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 3 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 3;
- d) Todos os sistemas duais com pórticos especiais resistentes a momento (em aço e concreto) têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 4 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) entre 2,5 e 3;
- e) Todos os sistemas duais com pórticos intermediários resistentes a momento (em aço e concreto) têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) entre 3 e 6 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) entre 2,5 e 3;
- f) Todos os sistemas de colunas em balanço (aço e concreto) têm coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 1 e 2,5 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) entre 1,25 e 1,5;
- g) Todos os sistemas de aço não especificamente detalhados para a resistência sísmica, excluindo os sistemas de colunas em balanço, têm coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) igual a 3 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $\Omega_0$ ) igual a 3.

#### **2.4.2.5. França - NF EN 1998-1:2005**

Segundo a Norma Francesa, conforme seu item 3.2.2.5, o sistema sismo-resistente é considerado pelo coeficiente de comportamento ( $q$ ). Aplicam-se as mesmas definições dadas no item 2.4.2.2.

#### **2.4.2.6. Grécia - EAK2000**

O fator de comportamento  $q$  impõe uma redução das cargas sísmicas causadas pelo comportamento pós-elástico do sistema real em comparação com as obtidas na análise de

um sistema perfeitamente elástico. Os valores máximos de  $q$  são de acordo com o material do sistema estrutural e o tipo de estrutura.

Esses valores são válidos desde que o sistema comece a plastificar no terremoto de projeto (formação da primeira rótula plástica) e, em seguida, após aumentos adicionais da carga, é formado um mecanismo de cedência confiável através da criação de um número suficiente de rótulas plásticas (comportamento dúctil). Em algumas situações, onde é necessário um comportamento elástico,  $q$  é considerado igual a 1.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos fatores de comportamento  $q$  são:

- a) Todos os sistemas estruturais utilizando concreto armado têm fator de comportamento  $q$  entre 2 e 3,5;
- b) Todos os sistemas estruturais utilizando aço têm fator de comportamento  $q$  entre 1 e 4;
- c) Todos os sistemas estruturais utilizando alvenaria têm fator de comportamento  $q$  entre 1,5 e 2,5;
- d) Todos os sistemas estruturais utilizando madeira têm fator de comportamento  $q$  entre 1 e 3.

#### **2.4.2.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018**

Segundo a Norma Italiana, no seu item 7.3.1, o valor do fator de comportamento  $q$  a ser utilizado para o estado limite e a direção considerados para a ação sísmica, depende do tipo estrutural, do seu grau de hiperstaticidade e dos critérios de projeto adotados e convencionalmente levam em consideração a capacidade dissipativa do material.

As estruturas podem ser classificadas como pertencentes a tipos distintos nas duas direções ortogonais no plano horizontal, utilizando o fator de comportamento correspondente para cada direção.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos fatores de comportamento  $q$  são ( $\alpha_v/\alpha_1$  é definido similarmente ao apresentado no item 2.3.2.2):

- a) sistemas estruturais utilizando concreto armado pertencentes à Classe de Alta Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 2 e 4,5.  $\alpha_v/\alpha_1$ ;
- b) sistemas estruturais utilizando concreto armado pertencentes à Classe de Média Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 1,5 e 3,0.  $\alpha_v/\alpha_1$ ;
- c) sistemas estruturais utilizando estruturas pré-fabricadas pertencentes à Classe de Alta Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 3 e 4,0.  $\alpha_v/\alpha_1$ ;
- d) sistemas estruturais utilizando estruturas pré-fabricadas pertencentes à Classe de Média Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 2 e 3;
- e) sistemas estruturais utilizando estruturas de aço ou mistas de aço-concreto pertencentes à Classe de Alta Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 2 e 5,0.  $\alpha_v/\alpha_1$ ;
- f) sistemas estruturais utilizando estruturas de aço ou mistas de aço-concreto pertencentes à Classe de Média Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 2 e 4;
- g) sistemas estruturais utilizando estrutura de madeira pertencentes à Classe de Alta Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 3 e 5;
- h) sistemas estruturais utilizando estruturas de madeira pertencentes à Classe de Média Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 1,5 e 3;
- i) sistemas estruturais utilizando estruturas de alvenaria pertencentes a ambas as classes de ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 1,75.  $\alpha_v/\alpha_1$  e 3,0.  $\alpha_v/\alpha_1$ ;
- j) estruturas de pontes pertencentes à Classe de Alta Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 1 e 3,5;
- k) estruturas de pontes pertencentes à Classe de Média Ductilidade têm fator de comportamento ( $q$ ) entre 1 e 1,5.

#### **2.4.2.8. Japão - BSL-1981**

A Norma Japonesa estabelece que para o cálculo da capacidade última lateral, o fator de características estruturais  $D_s$  deve ser utilizado. Este fator estabelece uma relação entre tipos estruturais e fatores de redução dos esforços atuantes.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos fatores de características estruturais  $D_s$  são:

- a) os sistemas com peças de excelente ductilidade têm fatores de características estruturais  $D_s$  entre 0,3 e 0,4;
- b) os sistemas com peças de boa ductilidade têm fatores de características estruturais  $D_s$  entre 0,35 e 0,45;
- c) os sistemas com peças de baixa ductilidade têm fatores de características estruturais  $D_s$  entre 0,4 e 0,5;
- d) os sistemas com peças de pobre ductilidade têm fatores de características estruturais  $D_s$  entre 0,45 e 0,55.

#### 2.4.2.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

As ordenadas espectrais correspondentes ao espectro elástico podem ser divididas para fins de projeto com o fator de sobre-resistência  $R$  e o fator de redução pelo comportamento sísmico  $Q'$ , calculado como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot T}{k \cdot T_a}} & \text{se } T \leq T_a & (2-10) \\ 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{se } T_a < T \leq T_b & (2-11) \\ 1 + (Q - 1) \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot p}{k}} & \text{se } T > T_b & (2-12) \end{cases}$$

$Q$  é o fator de comportamento sísmico para os diferentes tipos de estruturas.

O fator de sobre-resistência  $R$  deve ser determinado com a seguinte equação:

$$R = k_1 \cdot R_0 + k_2 \quad (2-13)$$

$R_0$  é um fator básico de sobre-resistência do sistema estrutural, que será considerado igual a 2,0 e 1,75, respectivamente, para estruturas de alvenaria e para sistemas estruturais de concreto, aço ou compostas que atendam aos requisitos para adotar

um fator de comportamento  $Q$  igual ou superior a 3 e para sistemas estruturais de concreto, aço ou compostas aos quais  $Q$  seja atribuído um fator menor que de 3.

O fator de correção da hiperstaticidade  $k_1$  é igual a 0,8; 1 e 1,25; respectivamente, para sistemas estruturais de concreto, aço ou compostos com menos de três sistemas sísmo-resistentes na direção da análise e dois ou menos sistemas sísmo-resistentes a terremotos na direção transversal à direção da análise; para estruturas de alvenaria e para sistemas estruturais de concreto, aço ou compósitos que apresentem três ou mais sistemas sísmo-resistentes nas duas direções da análise; para os sistemas estruturais duais.

$k_2$  é o fator de incremento para estruturas pequenas e rígidas, obtido com a expressão:

$$k_2 = 0,5 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad (2-14)$$

$R = 1$  será utilizado para o projeto de estruturas cuja resistência a forças laterais seja fornecida, parcial ou totalmente, por elementos ou materiais diferentes dos especificados.

Os valores indicados para o fator de comportamento sísmico  $Q$  é aplicável ao projeto de estruturas utilizando os sistemas estruturais definidos na norma. Se dois ou mais sistemas estruturais incluídos forem combinados, o valor mínimo de  $Q$  correspondente aos vários que contribuem para o sistema combinado. Os valores de  $Q$  podem diferir nas duas direções ortogonais em que a estrutura é analisada. Se as ferramentas de análise permitirem, o fator correspondente pode ser usado em cada direção, desde que considere a torção e os efeitos tridimensionais. Alternativamente, o sistema completo pode ser projetado para o menor dos valores  $Q$  correspondentes às duas direções de análise. Será utilizado  $Q = 1$  para o projeto de estruturas cuja resistência a forças laterais seja fornecida, parcial ou totalmente, por elementos ou materiais diferentes dos especificados.

Os principais sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos fatores de comportamento sísmico  $Q$  são:



- a) Estruturas de concreto armado tem fatores de comportamento sísmico  $Q$  entre 1 e 4;
- b) Estruturas de aço tem fatores de comportamento sísmico  $Q$  entre 1 e 4;
- c) Estruturas de alvenaria tem fatores de comportamento sísmico  $Q$  entre 1 e 2.

Demais fatores são definidos no item 2.5.9.

#### **2.4.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

A Norma Neozelandesa não especifica um fator de correção para o espectro de resposta relacionado aos sistemas sismo-resistentes. No entanto, é definido um fator de ductilidade estrutural que deve ser atribuído à estrutura; este fator está relacionado a diferentes fatores de ductilidade estrutural que podem ser aplicados para as duas direções horizontais, dependendo da configuração estrutural e dos materiais de construção utilizados. Esse fator é determinado em conjunto com as normas neozelandesas relacionadas aos materiais que compõem a estrutura.

#### **2.4.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010**

Segundo a Norma Portuguesa, em seu item 3.2.2.5, o sistema sismo-resistente é considerado pelo coeficiente de comportamento ( $q$ ). Aplicam-se as mesmas definições dadas no item 2.4.2.2.

#### **2.4.2.12. Turquia - TBEC 2018**

Conforme a Norma Turca, no seu item 4.3.2, o sistema sísmo-resistente lateral e vertical deve estar em conformidade com um dos tipos estruturais descritos na norma ou uma combinação de sistemas atuando na mesma direção ou em direções diferentes. Cada um é subdividido nos tipos de elementos verticais usados para resistir às forças sísmicas laterais. Os sistemas estruturais utilizados devem estar de acordo com as limitações do sistema estrutural e os limites de altura. O Coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) e fator de sobrerresistência ( $D$ ) devem ser usados na determinação da força horizontal na base e nas forças de projeto nos elementos.

Os sistemas estruturais definidos pela norma e seus respectivos coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) e coeficiente de sobrerresistência ( $D$ ) são:

- a) Tipo A1 - Sistema estrutural de concreto com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 3 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 3;
- b) Tipo A2 - Sistema estrutural de concreto com nível médio de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 5 e 6 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2,5;
- c) Tipo A3 - Sistema estrutural de concreto com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) igual a 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 2,5;
- d) Tipo B1 - Sistema estrutural de concreto resistente a momento com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 3 e 7 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 2,5;
- e) Tipo B2 - Sistema estrutural de concreto resistente a momento com nível médio de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 4 e 5 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2,5;
- f) Tipo B3 - Sistema estrutural de concreto resistente a momento com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 3 e 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2;
- g) Tipo C1 - Sistema estrutural de aço com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 4 e 8 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 3;
- h) Tipo C2 - Sistema estrutural de aço com nível médio de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 5 e 6 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 2,5;
- i) Tipo C3 - Sistema estrutural de aço com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 3 e 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 2 e 2,5;
- j) Tipo D1 - Sistema estrutural de aço leve com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 3 e 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2;

- k) Tipo D2 - Sistema estrutural de aço leve com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) igual a 3 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2;
- l) Tipo E1 - Sistema de alvenaria estrutural com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) igual a 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2;
- m) Tipo E2 - Sistema de alvenaria estrutural com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) entre 2,5 e 3 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) entre 1,5 e 2;
- n) Tipo F1 - Sistema estrutural de madeira com nível alto de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) igual a 4 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2;
- o) Tipo F2 - Sistema estrutural de madeira com nível limitado de ductilidade - coeficiente de modificação de Resposta ( $R$ ) igual a 3 e Coeficiente de Sobrerresistência ( $D$ ) igual a 2.

#### 2.4.2.13. Comparação entre as normas

Todas as normas analisadas constataam a impossibilidade de exigir que as estruturas se comportem de maneira puramente elástica. Sob excitação sísmica, espera-se que as estruturas se comportem na faixa não-linear, desenvolvendo grandes deformações e dissipando uma grande quantidade de energia. Para isso, as estruturas devem ser projetadas e detalhadas para garantir a capacidade necessária de dissipação de energia. Desde que um grau necessário de ductilidade seja assegurado, é possível considerar a transformação dos espectros elásticos nos espectros de projeto, nos quais a ductilidade está implícita.

A Tabela 2-36 apresenta o resumo comparativo dos coeficientes de modificação de resposta e coeficiente de sobre-resistência para cada norma estudada.

Tabela 2-36 - comparação dos coeficientes de modificação de resposta e coeficiente de sobre-resistência

País	Coeficiente de Modificação de Resposta	Coeficiente de Sobre-Resistência
Brasil - ABNT NBR-15421	$R$ (entre 2,5 e 8)	$\Omega_0$ (entre 2 e 3)
Bulgária - BDS EN 1998-1	$q$ (entre 2 e 4)	-
Canadá - NBCC 2015	$R_d$ (entre 1 e 5)	$R_0$ (entre 1 e 1,7)

País	Coefficiente de Modificação de Resposta	Coefficiente de Sobre-Resistência
EUA - ASCE/SEI 7-16	$R$ (entre 1,5 e 8)	$\Omega_0$ (entre 2 e 3)
França - NF EN 1998-1	$q$ (entre 2 e 4)	-
Grécia - EAK2000	$q$ (entre 1 e 4)	-
Itália – Dec.17/jan/2018	$q$ (entre 1 e 5)	-
Japão - BSL-1981	$D_s$ (entre 0,3 e 0,55)	-
México – Dec. 15/Dez/2017	$Q$ (entre 1 e 4)	$R_0$ (entre 1,75 e 2)
Nova Zelândia - NZS1170.5	-	-
Portugal – NP EN 1998-1	$q$ (entre 2 e 4)	-
Turquia - TBEC 2018	$R$ (entre 2 e 4)	$D$ (entre 1,5 e 3)

### 2.4.3. Irregularidades Estruturais e Procedimentos Permitidos para a Análise Sísmica

#### 2.4.3.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

Conforme o item 8.3.2 da Norma Brasileira, as estruturas com irregularidades estruturais estão classificadas em 5 tipos, de acordo com suas tabelas 7 e 8, e as estruturas que não se incluem nesta classificação são consideradas como regulares.

A classificação das irregularidades é a seguinte:

- a) Tipo 1 - Irregularidade torsional, definida quando em uma elevação, o deslocamento relativo de pavimento em uma extremidade da estrutura, avaliado incluindo a torção accidental, medido transversalmente a um eixo, é maior 20% do que a média dos deslocamentos relativos de pavimento nas duas extremidades da estrutura, ao longo do eixo considerado. Os requisitos associados à irregularidade torsional não se aplicam se o diafragma for classificado como flexível;
- b) Tipo 2 - Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica no plano, como elementos resistentes verticais consecutivos com eixos fora do mesmo plano;
- c) Tipo 3 - Os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos em relação aos eixos ortogonais principais deste sistema;
- d) Tipo 4 - Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos

afastados de uma distância maior de que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior;

- e) Tipo 5 - Caracterização de um "pavimento extremamente fraco", como aquele em que a sua resistência lateral é inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sismo-resistentes presentes na direção considerada.

#### **2.4.3.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)**

Na norma búlgara, no item 4.2.3.2, são definidos os critérios de regularidade em planta. A seguir são listados estes parâmetros:

- a) No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- b) A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha, poderá ser considerado que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e a área entre o contorno do piso e a linha poligonal que o envolve é inferior a 5% da área do piso;
- c) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos.
- d) A esbeltez do edifício em planta não deve ser superior a 4;
- e) Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção. Para a classificação da regularidade estrutural em planta e para a análise aproximada dos efeitos de torção, é possível uma definição simplificada se forem satisfeitas as duas condições seguintes: todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício; as deformações de cada sistema devidas a cargas horizontais não são muito diferentes.

A norma búlgara, no seu item 4.2.3.3, define os critérios de regularidade em altura. A seguir são listados estes parâmetros:

- a) Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- b) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- c) Nos edifícios com estrutura aporticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- d) no caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo;
- e) no caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria nesse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
- f) no caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma fundação rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior.

#### **2.4.3.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015**

Conforme o item 4.1.8.6 da Norma Canadense, as estruturas com irregularidades estruturais estão classificadas em nove tipos, de acordo com a tabela 4.1.8.6 da norma, e as estruturas que não se enquadram nesta classificação são consideradas regulares.

A classificação das irregularidades estruturais é a seguinte:

- a) Tipo 1 - Irregularidade da rigidez vertical: considera-se que há quando a rigidez lateral do sistema sismo-resistente de um pavimento é menor que 70% da rigidez de qualquer pavimento adjacente ou menor que 80% da rigidez média dos três andares acima ou abaixo;

- b) Tipo 2 - Irregularidade de peso: é considerada quando o peso de qualquer pavimento for superior a 150% do peso do pavimento adjacente;
- c) Tipo 3 - Irregularidade geométrica vertical: considera-se que há quando a dimensão horizontal do sistema sismo-resistente de qualquer pavimento é superior a 130% da dimensão de um pavimento adjacente;
- d) Tipo 4 - Descontinuidade de um elemento vertical resistente a esforços laterais: considera-se que há quando houver um deslocamento de um elemento do sistema sismo-resistente a forças laterais ou redução da rigidez lateral do elemento no pavimento inferior;
- e) Tipo 5 - Deslocamentos laterais: descontinuidades de um caminho de forças laterais, como deslocamentos laterais dos elementos verticais do sistema sismo-resistente;
- f) Tipo 6 - Descontinuidade da resistência: quando a resistência ao cisalhamento de um pavimento é menor que a resistência de um pavimento superior (a resistência ao cisalhamento de um pavimento consiste na resistência total de todos os elementos verticais do sistema sismo-resistentes);
- g) Tipo 7 - Sensibilidade à torção: considera-se que há sensibilidade à torção quando a razão de  $B_x = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}} > 1,7$ ;
- h) Tipo 8 - Sistemas não ortogonais: considera-se que esse tipo de irregularidade está presente quando o sistema sismo-resistente não está orientado ao longo de um conjunto de eixos ortogonais;
- i) Tipo 9 - Irregularidade da demanda lateral produzida pela gravidade: existe uma demanda lateral produzida pela gravidade no sistema sismo-resistente.

#### **2.4.3.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16**

Conforme o item 12.3 da ASCE/SEI 7-16, as estruturas com irregularidades horizontais são classificadas em seis tipos, de acordo com sua tabela 12.3-1, e as com irregularidades verticais são classificadas em sete tipos, de acordo com sua tabela 12.3-2. As estruturas que não se enquadram nesta classificação são consideradas como regulares.

A classificação das irregularidades horizontais é a seguinte:

- a) Tipo 1a - Irregularidade de torção: a irregularidade de torção é calculada incluindo torção acidental e existe quando o deslocamento máximo do

pavimento, em uma extremidade da estrutura, transversalmente a um eixo, é mais do que 1,2 vezes a média dos deslocamentos do pavimento nas duas extremidades do piso. Aplica-se apenas a estruturas nas quais os diafragmas são rígidos ou semirrígidos;

- b) Tipo 1b - Irregularidade torsional extrema: a irregularidade torsional extrema é definida quando o deslocamento máximo do pavimento, calculado incluindo a torção accidental, em uma extremidade de um piso, transversalmente a um eixo é mais do que 1,4 vezes a média dos deslocamentos do pavimento nas duas extremidades do piso. Aplica-se apenas a estruturas nas quais os diafragmas são rígidos ou semirrígidos;
- c) Tipo 2 - Irregularidade de canto reentrante: esta irregularidade é definida quando ambas as projeções de plano da estrutura, além de um canto reentrante, são maiores do que 15% da dimensão do plano da estrutura na direção considerada;
- d) Tipo 3 - Irregularidade da descontinuidade do diafragma: esta irregularidade é definida quando há um diafragma com uma descontinuidade abrupta ou variação na rigidez, inclusive quando há um recorte ou área aberta maior do que 50% da área bruta fechada do diafragma ou uma alteração efetiva da rigidez do diafragma de mais de 50% do pavimento para a seguinte;
- e) Tipo 4 - Irregularidade de deslocamento fora do plano: esta irregularidade é definida quando há uma descontinuidade no caminho de resistência à força lateral, como um deslocamento fora do plano de pelo menos um dos elementos verticais;
- f) Tipo 5 - Irregularidade do sistema não paralelo: esta irregularidade existe quando os elementos verticais de resistência lateral não são paralelos aos eixos ortogonais principais do sistema de resistência sísmica.

A classificação das irregularidades verticais é a seguinte:

- a) Tipo 1a – Irregularidade da rigidez em um pavimento fraco: define-se que existe esta irregularidade no pavimento quando a rigidez lateral é inferior a 70% da rigidez de um pavimento acima, ou inferior a 80% da rigidez média dos três pavimentos acima;



- b) Tipo 1b – Irregularidade da rigidez em um pavimento muito fraco: define-se que existe esta irregularidade no pavimento quando a rigidez lateral é menor que 60% da rigidez de um pavimento acima ou menor que 70% da rigidez média dos três pavimentos acima;
- c) Tipo 2 - Irregularidade do peso: existe quando o peso efetivo de qualquer pavimento é superior a 150% do peso efetivo de um pavimento adjacente;
- d) Tipo 3 - Irregularidade geométrica vertical: existe quando a dimensão horizontal do sistema sismo-resistente em qualquer pavimento é superior a 130% daquela em um pavimento adjacente;
- e) Tipo 4 – Irregularidade de descontinuidade no plano do elemento de resistência à força lateral: existe quando há um deslocamento no plano de um elemento resistente à força sísmica vertical, resultando em excentricidades de força vertical nos elementos estruturais de suporte;
- f) Tipo 5a – Descontinuidade de resistência em pavimento fraco - existe quando a resistência à força lateral de um pavimento é inferior a 80% da resistência do pavimento acima;
- g) Tipo 5b - Descontinuidade de resistência em pavimento muito fraco - existe quando a resistência à força lateral de um pavimento é inferior a 65% da resistência do pavimento acima.

#### **2.4.3.5.França - NF EN 1998-1:2005**

A Norma Francesa, no seu item 4.2.3.2, define os critérios de irregularidade de acordo com o EUROCODE 8. Estes critérios foram já expostos no item 2.4.3.2.

#### **2.4.3.6.Grécia - EAK2000**

A Norma Grega, em seu item 4.1.7, lista as características estruturais que devem ser evitadas ou desejadas durante a elaboração de um projeto estrutural resistente a sismos.

Como regra geral, a configuração do sistema deve ter como objetivo o máximo possível de simplicidade, regularidade e redundância estrutural.

A seguir são listados alguns parâmetros sugeridos pela norma:

- a) dispor dos elementos estruturais verticais de forma a minimizar a deformação rotacional do edifício; isto é conseguido pelo arranjo simétrico dos elementos;
- b) garantir uma ação de pórtico espacial dos pilares e vigas; quando isto não for possível (por exemplo, em lajes planas ou lajes nervuradas), é necessário prever paredes estruturais suficientes em ambas as direções;
- c) Configuração adequada das lajes em planta em todos os pisos, de modo a garantir uma função eficiente do diafragma (ação rígida da placa) em relação à deformação; para esse fim, devem ser evitadas formas de plano alongadas com uma proporção da dimensão máxima para a mínima maior que 4,0; evitar também elementos alongados, ou em forma de L, Π, etc); sempre que isso não for possível, o efeito da deformação do diafragma na distribuição das forças horizontais deve ser levado em consideração com aproximação suficiente;
- d) grandes aberturas, que criam áreas fracas nos diafragmas, também devem ser evitadas; a resistência do diafragma em tais áreas deve ser verificada e deve ser projetada uma armadura suficiente, mesmo usando hipóteses simplificadas;
- e) devem ser evitadas diferenças na elevação de lajes no mesmo piso; a integridade das conexões parede-laje em todos os pisos deve ser assegurada na direção da parede, nas áreas de escadas, em aberturas de dutos, claraboias, etc;
- f) a fim de minimizar incertezas na interação do sistema de suporte de cargas com um fechamento com alvenaria, recomenda-se que um sistema duplo seja selecionado com a estrutura e com paredes estruturais; essa opção se torna obrigatória em edifícios quando o fechamento com alvenaria é descontinuado em um piso (por exemplo, em pilotis ou lojas sem preenchimento de alvenaria no térreo);
- g) garantir a realização da distribuição contínua e regular das esquadrias ou paredes, bem como das massas e dos preenchimentos de alvenaria;
- h) em áreas de mudança abrupta na rigidez dos elementos verticais, a necessária redistribuição das forças horizontais deve ser garantida nos elementos verticais através da ação de diafragma da laje correspondente;
- i) os elementos verticais devem ser homogêneos, tanto quanto possível;
- j) para elementos de concreto moldados *in situ*, devem ser mantidas certas dimensões mínimas para os principais elementos;

- k) deve-se evitar ligações excêntricas entre elementos horizontais e verticais na estrutura;
- l) não é permitida a incorporação - na direção longitudinal - de tubos para drenagem, água, esgoto ou dutos elétricos dentro de elementos verticais de concreto armado;
- m) no caso de suporte não monolítico de uma estrutura sobre outra estrutura (por exemplo, suporte deslizante, vigas Gerber etc.), deve ser fornecido um comprimento de suporte suficiente para evitar a perda de apoio.

#### **2.4.3.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018**

A Norma Italiana, no seu item 7.2.1, lista as características estruturais que devem ser evitadas ou buscadas durante a elaboração de um projeto estrutural resistente a sismos.

Os projetistas devem buscar, tanto quanto possível, uma estrutura caracterizada pela regularidade no plano e na altura. Se necessário, isso pode ser alcançado dividindo a estrutura, por meio de juntas, em unidades dinamicamente independentes. Quanto aos edifícios, uma construção é regular no plano se todas as seguintes condições forem atendidas:

- a) a distribuição de massas e rigidez é aproximadamente simétrica em relação a duas direções ortogonais e a forma dos pisos é compacta, ou seja, o contorno horizontal é convexo; o requisito pode ser considerado satisfeito, mesmo na presença de recessos no piso, quando eles não influenciam significativamente a rigidez no plano horizontal;
- b) a relação entre os lados do retângulo circunscrito ao plano de cada laje é menor que 4;
- c) cada plano horizontal possui uma rigidez maior do que a rigidez correspondente à dos elementos estruturais verticais;
- d) uma construção é regular na altura se todos os sistemas resistentes a ações horizontais se estendem por toda a altura do edifício ou, se houver partes de diferentes alturas, até o topo da respectiva parte do edifício;
- e) uma construção é regular em altura, se a massa e a rigidez permanecem constantes ou variam gradualmente, sem alterações bruscas, da base ao topo do

edifício (as variações de massa de um plano horizontal para outro não excedem 25%, a rigidez não diminui 30% de um plano horizontal para cima e não aumenta mais de 10%);

- f) uma construção é regular na altura, para fins de rigidez, se as estruturas apresentarem paredes de concreto armado, núcleos de concreto armado, paredes de alvenaria, núcleos de alvenaria de seção constante na altura, ou estruturas de aço reforçadas, às quais é confiada pelo menos 50% da ação sísmica na base;
- g) uma construção é regular na altura quando a relação entre a capacidade e a demanda nos Estados Limites de Proteção à Vida não é significativamente diferente, em termos de resistência, em níveis subsequentes;
- h) não ocorre recuo na planta que exceda 10% da dimensão correspondente ao pavimento imediatamente abaixo, nem 30% da dimensão correspondente ao pavimento superior;
- i) a distância entre edifícios adjacentes deve ser de modo a evitar colisão e não pode ser inferior à soma dos deslocamentos máximos determinados para o Estado Limite de Proteção à Vida (SLV), calculados para cada construção de acordo com análise linear ou não-linear e levando em consideração, quando significativo, o deslocamento relativo das fundações dos dois edifícios adjacentes;
- j) a altura máxima dos edifícios deve ser adequadamente limitada, de acordo com sua capacidade em rigidez, resistência e ductilidade, aos limites impostos pelos regulamentos locais de planejamento urbano.

#### **2.4.3.8. Japão - BSL-1981**

A Norma Japonesa exige uma verificação do fator de rigidez e excentricidade. O fator de rigidez refere-se à distribuição vertical da rigidez lateral. O objetivo dessa verificação é evitar estruturas com um ou mais pavimentos com baixa rigidez a esforços horizontais. A verificação de excentricidade é necessária para fornecer proteção contra deformação torsional excessiva.

Essas verificações são seguidas pelo cumprimento de um conjunto de requisitos mínimos especificados no Ministério da Terra, Infraestrutura, Transporte e Turismo, para garantir certos níveis de resistência e ductilidade. Assim, se a estrutura atender aos valores

estipulados na verificação do fator de rigidez e excentricidade, então é dispensada a avaliação da capacidade final de carga lateral para edifícios com até 31 m de altura, se eles tiverem uma estrutura razoavelmente regular.

#### **2.4.3.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017**

Segundo o item 5 da Norma Mexicana, uma estrutura será considerada irregular se não atender a pelo menos uma das características e, f, i, j, k, l ou m, ou duas ou mais das características a, b, c, d, g ou h.

Estas características estruturais são:

- a) As diferentes paredes, pórticos e outros sistemas verticais resistentes a terremotos são paralelos aos eixos ortogonais principais do edifício.
- b) A razão entre a altura e a menor dimensão de sua base não é maior que quatro.
- c) A relação comprimento / largura da base não é maior que quatro.
- d) Em planta, a estrutura não possui recessos ou projeções de dimensões maiores que 20% da dimensão da planta, medida paralelamente à direção em que o recesso ou projeção é considerado.
- e) Cada nível possui um sistema de lajes cuja rigidez e resistência em seu plano atendem às especificações para um diafragma rígido.
- f) O sistema de lajes não possui aberturas que, em qualquer nível, excedam 20% de sua área de planta nesse nível, e as áreas vazias não diferem em posição de piso para piso.
- g) O peso de cada nível, incluindo a carga acidental a ser considerada para o projeto sísmico, não é superior a 120% do peso correspondente ao piso imediatamente inferior.
- h) Em cada direção, nenhum piso tem uma dimensão de piso superior a 110% da do piso imediatamente inferior e nenhum piso possui uma dimensão de piso superior a 125% da menor das dimensões de piso inferior na mesma direção.
- i) Todas as colunas são restritas em todos os pisos em ambas as direções da análise por diafragmas horizontais ou vigas. Consequentemente, nenhuma coluna passa por um piso sem estar vinculada a ele.

- j) Todas as colunas de cada mezanino têm a mesma altura, embora podendo variar de um andar para outro.
- k) A rigidez lateral de qualquer mezanino não difere em mais de 20% da do mezanino imediatamente inferior.
- l) Em nenhum mezanino, o deslocamento lateral de qualquer ponto do piso excederá em mais de 20% o deslocamento lateral médio deste piso.
- m) Nos sistemas projetados para o fator Q igual a 4, em nenhum mezanino, a proporção entre a capacidade resistente à carga lateral e a ação de projeto deve ser inferior a 85% da média das referidas relações para todos os mezaninos. Nos sistemas projetados para Q igual ou inferior a 3, em nenhum mezanino, o quociente indicado acima deve ser inferior a 75% da média dos referidos quocientes para todos os mezaninos. Para verificar o cumprimento deste requisito, a capacidade resistente de cada mezanino será calculada levando em consideração todos os elementos que possam contribuir significativamente para a resistência.

#### **2.4.3.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004**

Segundo o item 4.5.1 da Norma Neozelandesa, uma estrutura será considerada irregular se apresentar alguma das características listadas a seguir:

- a) Irregularidade do peso: considera-se que existe esta irregularidade quando o peso de qualquer andar é superior a 150% do peso de um andar adjacente. Uma cobertura mais leve que o piso abaixo não precisa ser considerada na determinação destas irregularidades;
- b) Irregularidade de rigidez vertical: considera-se que exista esta irregularidade quando a rigidez lateral da estrutura sismo-resistente primária em um andar é inferior a 70% da rigidez de qualquer andar adjacente ou inferior a 80% da rigidez média dos três andares acima ou abaixo dele;
- c) Descontinuidade de resistência (piso fraco): um andar fraco é aquele em que a resistência ao cisalhamento do andar é inferior a 90% da resistência do andar acima;
- d) Irregularidade geométrica vertical: considera-se que exista irregularidade geométrica vertical quando a soma das dimensões horizontais dos elementos

verticais da estrutura sismo-resistentes na direção considerada em qualquer andar for superior a 130% daquela de um andar adjacente;

- e) Deslocamentos horizontais de colunas em estruturas sismo-resistentes: considera-se que exista esta irregularidade quando, na direção analisada, as colunas estiverem deslocadas no plano ou fora do plano relativamente às colunas de qualquer outro piso;
- f) Deslocamentos fora do plano das paredes resistentes à força lateral: considera-se que exista essa irregularidade quando ocorram deslocamentos fora do plano em paredes resistentes à força lateral;
- g) Sensibilidade à torção: considera-se que exista esta irregularidade em um plano horizontal, resultante da sensibilidade à torção, quando a relação  $\gamma_i = d_{max}/d_{av}$  (deslocamento máximo/ deslocamento médio) exceder 1,4 para em um nível  $i$ , determinada independentemente para cada direção ortogonal;
- h) Estabilidade torsional de edifícios dúcteis: edifícios com ductilidade de projeto maior que 1,25 e menos de três linhas de elementos sismo-resistentes na direção considerada e que não apresentem elementos sismo-resistentes para resistir à torção em direção perpendicular à sua, podem apresentar esforços significativamente maiores do que os inicialmente previstos, devido à torção inelástica, que devem ser considerada no projeto.

#### **2.4.3.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010**

A Norma Portuguesa, no seu item 4.2.3.2, define os critérios de irregularidade de acordo com o EUROCODE 8. Estes critérios foram já expostos no item 2.4.3.2.

#### **2.4.3.12. Turquia - TBEC 2018**

A Norma Turca, em seu item 3.6, trata das irregularidades estruturais.

A definição de prédios irregulares, cujo projeto e construção devem ser evitados devido a seu comportamento desfavorável durante um evento sísmico, é dada por:

- a) Irregularidade a torção para quaisquer de uma das duas direções perpendiculares ao terremoto;

- b) Descontinuidades do piso, se o total das áreas dos furos nas lajes, incluindo escadas e elevadores, forem superiores a 1/3 da área bruta do piso. A presença de furos no piso dificulta a transferência segura de cargas sísmicas para os elementos sismo-resistentes verticais;
- c) Irregularidade da resistência entre pisos vizinhos;
- d) Irregularidade da rigidez entre pisos vizinhos.

#### **2.4.3.13. Comparação entre as normas**

Todas as normas analisadas são unânimes ao recomendar os seguintes princípios básicos no projeto conceitual de uma construção: simplicidade estrutural, uniformidade e regularidade no plano e em elevação, resistência bidirecional e rigidez torsional, comportamento diafragmático das lajes e fundação adequada.

A irregularidade no plano ou elevação leva a critérios com maior nível de exigência das normas, que podem requerer métodos de análise mais elaborados, critérios mais rigorosos para a consideração das forças do projeto, etc. A irregularidade estrutural é quantitativamente definida nas normas. Um ponto crucial enfatizado nas normas é de se evitar as situações de pavimento com baixa rigidez dos seus elementos verticais quanto a esforços laterais, o que é comumente chamado de “pavimento fraco”.

Para estruturas regulares e simples, todas as normas permitem um método de análise de força lateral estática equivalente, nos casos em que a participação de massa no modo fundamental em cada direção é preponderante na resposta dinâmica. O uso de dois modelos planos, um para cada direção horizontal, normalmente é permitido apenas para estruturas regulares.

Todas as normas permitem também o uso da análise espectral, aplicando um espectro de resposta de projeto. Em todas as normas analisadas, o número necessário de modos considerados deve garantir que pelo menos 90% de participação de massa da estrutura seja atingida em cada direção horizontal ortogonal.

Todas as normas também permitem análises lineares de histórico no tempo, usando históricos de sismos reais ou artificialmente gerados, correspondentes aos espectros de resposta do projeto, aplicados simultaneamente pelo menos nas duas direções horizontais.



Algumas normas admitem análises não-lineares no domínio do tempo, mas substanciadas em relação a métodos mais convencionais. Algumas normas também permitem análises estáticas não-lineares físicas (*pushover*).

## 2.5. Espectros de Resposta de Projeto Elástico Horizontal

### 2.5.1. Brasil – ABNT NBR-15421(2006)

Conforme o item 6.3 da Norma Brasileira, o espectro de resposta de projeto, em termos das acelerações espectrais  $S_a(T)$ , é definido numericamente em três faixas de períodos estruturais (em segundos), pelas expressões:

$$S_a(T) = a_{gs0} \cdot \frac{18,75 \cdot T \cdot C_a}{C_v + 1,0}; \quad \left(0 \leq T \leq 0,08 \cdot \frac{C_v}{C_a}\right) \quad (2-15)$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0}; \quad \left(0,08 \cdot \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,4 \cdot \frac{C_v}{C_a}\right) \quad (2-16)$$

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T}; \quad \left(T \geq 0,4 \cdot \frac{C_v}{C_a}\right) \quad (2-17)$$

Onde:

–  $a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (2-18)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (2-19)$$

–  $C_a$  e  $C_v$  são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, em função da aceleração característica de projeto.

–  $a_g$  é a aceleração sísmica horizontal para solos classe B, dada na Figura 2-1.

–  $T$  é o período natural, em segundos, associado a cada um dos modos de vibração da estrutura analisada.

### 2.5.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)

Conforme o item 3.2.2.2 da Norma Búlgara, o espectro de resposta elástica, em termos das acelerações espectrais  $S_e(T)$ , é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right]; \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (2-20)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta; \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (2-21)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]; \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (2-22)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]; \quad (T_D \leq T \leq 4s) \quad (2-23)$$

Onde:

- $T$  é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;
- $a_g$  é a aceleração a aceleração sísmica horizontal para solo do tipo A;
- $T_B$  é o período limite inferior do trecho de aceleração espectral constante;
- $T_C$  é o período limite superior do trecho de aceleração espectral constante;
- $T_D$  é o período limite superior do trecho de velocidade espectral constante;
- $S$  é o fator do solo;
- $\eta$  é o fator de correção do amortecimento, definido pela expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2-24)$$

Onde  $\xi$  é a taxa de amortecimento viscoso da estrutura, expressa em porcentagem.

### 2.5.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

Conforme informado no item 2.2.3 deste trabalho, a Norma Canadense, em sua tabela C-2, já apresenta os valores das acelerações espectrais para os períodos 0,2s, 0,5s, 1s, 2s, 5s e 10s, o valor máximo da aceleração horizontal do solo (PGA) e a velocidade

máxima horizontal do solo com 2% de probabilidade de serem excedidos em 50 anos, em função da localidade.

#### 2.5.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16

Conforme o item 11.4 da Norma ASCE/SEI 7-16, as acelerações espectrais para períodos curtos (0,2s)  $S_{DS}$ , e para períodos longos (1,0 s)  $S_{D1}$ , no sentido horizontal, são definidas pelas expressões (2-25) e (2-26).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (2-25)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (2-26)$$

O espectro de resposta de projeto, em termos das acelerações espectrais  $S_a(T)$ , é definido pelas expressões (2-27) a (2-30).

$$S_a(T) = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0}\right); \quad (0 \leq T \leq T_0) \quad (2-27)$$

$$S_a(T) = S_{DS} ; \quad (T_0 \leq T \leq T_S) \quad (2-28)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T}; \quad (T_S \leq T \leq T_L) \quad (2-29)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}; \quad (T_L \leq T) \quad (2-30)$$

Onde:

–  $S_{DS}$  – aceleração espectral para período curto (0,2 s);

–  $S_{D1}$  – aceleração espectral para período longo (1,0 s);

–  $T$  - período fundamental da estrutura;

–  $T_0 = 0,2 \cdot (S_{D1}/S_{DS})$ ;

–  $T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ ;

–  $T_L$  - período limite superior do trecho de velocidade espectral constante.

### 2.5.5.França - NF EN 1998-1:2005

Conforme o item 3.2.2.2 da Norma Francesa, para os esforços horizontais, o espectro de resposta elástica, em termos das acelerações espectrais  $S_e(T)$ , no sentido horizontal, é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right]; \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (2-31)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta; \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (2-32)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]; \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (2-33)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]; \quad (T_D \leq T \leq 4s) \quad (2-34)$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2-35)$$

A definição dos termos contidos nas expressões (2-31) a (2-35) é a mesma já apresentada no item 2.5.2.

### 2.5.6.Grécia - EAK2000

Os espectros de resposta elástica, de acordo com o item 2.3.1 da Norma Grega, considerando as várias categorias de solo, são definidos nas expressões (2-36) a (2-38).

$$\phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( \frac{\eta \cdot \theta}{q} \cdot \beta_0 - 1 \right) \right]; \quad (0 \leq T < T_1) \quad (2-36)$$

$$\phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left( \frac{\eta \cdot \theta}{q} \cdot \beta_0 \right); \quad (T_1 \leq T \leq T_2) \quad (2-37)$$

$$\phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left( \frac{\eta \cdot \theta}{q} \cdot \beta_0 \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}; \quad (T_2 < T) \quad (2-38)$$

Onde:

- $A$  é a aceleração sísmica horizontal máxima do solo, para as Zonas I a IV (ver item 2.2.6);
- $\gamma_1$  é o fator de importância da estrutura (ver item 2.4.1.6);
- $q$  é o fator de comportamento da estrutura (ver item 2.4.2.6);
- $\eta$  é o fator de modificação do amortecimento

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 \quad (2-39)$$

Onde:

- $\zeta$  é a taxa de amortecimento viscoso da estrutura, expressa em porcentagem;
- $\theta$  é o fator de influência da fundação conforme a Tabela 2-37;

Tabela 2-37 – Fator de influência de fundação pela Norma Grega

Condições	$\theta$
O prédio tem um nível de subsolo. O edifício tem base em “radier”. A fundação do edifício é com estacas ligadas por vigas.	0,9
O edifício tem pelo menos dois nível de subsolo. O edifício possui pelo menos uma fundação no subsolo e no térreo. A fundação do edifício é com estacas conectadas a uma laje comum (não necessariamente de espessura uniforme).	0,8

-  $T_1$  e  $T_2$  são períodos característicos do espectro conforme a

Tabela 2-38;

Tabela 2-38 – Período característicos do espectro pela Norma Grega

Classe do Solo	A	B	$\Gamma$	$\Delta$
$T_1$	0,10	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,40	0,60	0,80	1,20

–  $\beta_0$  é o fator de amplificação espectral, igual a 2,5.

### 2.5.7. Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

Segundo a Norma Italiana, o espectro de resposta elástica, em termos das acelerações espectrais  $S_e(T)$ , no sentido horizontal, é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \left( \frac{1}{\eta \cdot F_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]; \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (2-40)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0; \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (2-41)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]; \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (2-42)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right]; \quad (T_D \leq T \leq 4s) \quad (2-43)$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2-44)$$

A definição dos termos contidos nas expressões (2-40) a (2-44) é a mesma já apresentada no item 2.5.2.

### 2.5.8. Japão - BSL-1981

Segundo a Norma Japonesa, o espectro de resposta elástica, em termos das acelerações espectrais  $S_{As}$ , no sentido horizontal, é definido pelas seguintes expressões para sismos raros (período de recorrência de 475 anos):

$$S_{As} = (3,2 + 30T_s) \cdot Z \cdot G_s \quad (T_s < 0,16) \quad (2-45)$$

$$S_{As} = 8,0 \cdot Z \cdot G_s \quad (0,16 \leq T_s < 0,64) \quad (2-46)$$

$$S_{As} = \left( \frac{5,12}{T_s} \right) \cdot Z \cdot G_s \quad (T_s \leq 0,64) \quad (2-47)$$

Onde:

- $T_s$  (s) é o período natural da estrutura;
- $Z$  é definido no zoneamento sísmico (ver item 2.2.8);
- $G_s$  é fator de amplificação do solo (ver item 0).

### 2.5.9. México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

Conforme a Norma Mexicana, no seu item 3.1.2, o espectro de resposta elástica tem quatro faixas, limitadas por três períodos:

$$S_a(T_e) = a_0 + [c \cdot \beta - a_0] \cdot \frac{T_e}{T_a}; \quad (T_e < T_a) \quad (2-48)$$

$$S_a(T_e) = c \cdot \beta; \quad (T_a \leq T_e < T_b) \quad (2-49)$$

$$S_a(T_e) = c \cdot \beta \cdot \left[ \frac{T_b}{T_e} \right]^r \quad (T_b \leq T_e < T_c) \quad (2-50)$$

$$S_a(T_e) = c \cdot \beta \cdot \left[ \frac{T_b}{T_c} \right]^r \cdot \left( k + (1 - k) \cdot \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^2 \right) \cdot \left[ \frac{T_b}{T_e} \right]^2; \quad (T_b \leq T_e) \quad (2-51)$$

Onde:

-  $\beta$  é um fator de redução devido ao amortecimento adicional (maior que 0,05), devido aos efeitos da interação solo-estrutura ou ao uso de dissipadores do tipo viscoso;

-  $a_0$  é o coeficiente de aceleração do solo;

-  $c = 2,5$  - é o coeficiente de amplificação sísmica;

-  $T_a$  é o período limite inferior do trecho de aceleração espectral constante;

-  $T_b$  é o período limite superior do trecho de aceleração espectral constante;

-  $T_c$  é o período limite superior do trecho de velocidade espectral constante;

-  $k$  é a relação entre deslocamentos máximos do solo e da estrutura.

Tabela 2-39 – Valores de  $T_a, T_b, T_c, k$  e  $r$  em função do zoneamento sísmico e do tipo de terreno

Zona	Tipo de Terreno	$T_a$	$T_b$	$T_c$	$k$	$r$
A	I	0,10	0,60	2,00	1,50	0,50
	II	0,20	1,40	2,00	1,00	0,67
	III	0,30	2,00	2,00	0,50	1,00
B	I	0,10	0,60	2,00	1,50	0,50
	II	0,20	1,40	2,00	1,00	0,67
	III	0,30	2,00	2,00	0,50	1,00
C	I	0,10	0,60	2,00	1,50	0,50
	II	0,20	1,40	2,00	1,00	0,67
	III	0,20	2,00	2,00	0,50	1,00
D	I	0,10	0,60	2,00	1,50	0,50
	II	0,10	1,40	2,00	1,00	0,67
	III	0,10	2,00	2,00	0,50	1,00

### 2.5.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004

A Norma Neozelandesa, no seu item 3.1.2, define o espectro de resposta através da expressão:

$$C(T) = C_h(T) \cdot Z \cdot R \cdot N(T, D) \quad (2-52)$$

Onde:

-  $C_h(T)$  é o fator de forma espectral;

-  $Z$  é o fator de risco sísmico (aceleração definida no item 2.2.10);

-  $R$  é o fator de período de retorno, que está associado ao fator de importância da estrutura (ver item 2.4.1.10, Tabela 2.29);

-  $N(T, D)$  é o fator de proximidade a uma falha geológica. Caso não haja falha ativa nas proximidades da estrutura, este fator será igual a 1,0.

Conforme a Norma Neozelandesa, o fator de forma espectral é parametrizado para cada classe de solo, diferentemente das demais normas estudadas. A seguir seguem as parametrizações do fator de forma espectral:

a) Classes de solo A e B

Os valores a serem utilizados na análise espectral (MRS) e na análise por integração numérica do histórico de tempo (NITH) são dados por:

$$C_h(T) = 1 + 1,35 \cdot \left(\frac{T}{0,1}\right); \quad (0 < T \leq 0,1) \quad (2-53)$$

$$C_h(T) = 2,35; \quad (0,1 < T \leq 0,3) \quad (2-54)$$

$$C_h(T) = 1,6 \left(\frac{0,5}{T}\right)^{0,75}; \quad (0,3 < T \leq 1,5) \quad (2-55)$$

$$C_h(T) = \frac{1,05}{T}; \quad (1,5 < T \leq 3) \quad (2-56)$$

$$C_h(T) = \frac{3,15}{T^2}; \quad (T > 3) \quad (2-57)$$

Para o método estático equivalente, o coeficiente para os períodos curtos, até 0,4s, é definido para se ter em  $T = 0,4s$  os mesmos valores dos métodos MRS e NITH:

$$C_h(T) = 1,89; \quad (0 < T \leq 0,4) \quad (2-58)$$



b) Classe de solo C

Os valores a serem utilizados na análise espectral (MRS) e na análise por integração numérica do histórico de tempo (NITH) são dados por:

$$C_h(T) = 1,33 + 1,6 \cdot \left(\frac{T}{0,1}\right); \quad (0 < T \leq 0,1) \quad (2-59)$$

$$C_h(T) = 2,93; \quad (0,1 < T \leq 0,3) \quad (2-60)$$

$$C_h(T) = 2,0 \left(\frac{0,5}{T}\right)^{0,75}; \quad (0,3 < T \leq 1,5) \quad (2-61)$$

$$C_h(T) = \frac{1,32}{T}; \quad (1,5 < T \leq 3) \quad (2-62)$$

$$C_h(T) = \frac{3,96}{T^2}; \quad (T > 3) \quad (2-63)$$

Para o método estático equivalente, o coeficiente para os períodos curtos, até 0,4s, será:

$$C_{h(T)} = 2,36; \quad (0 < T \leq 0,4) \quad (2-64)$$

c) Classes de solo D

Os valores a serem utilizados na análise espectral (MRS) e na análise por integração numérica do histórico de tempo (NITH) são dados por:

$$C_h(T) = 1,12 + 1,88 \left(\frac{T}{0,1}\right); \quad (0 < T \leq 0,1) \quad (2-65)$$

$$C_h(T) = 3,00; \quad (0,1 < T \leq 0,56) \quad (2-66)$$

$$C_h(T) = 2,4 \left(\frac{0,75}{T}\right)^{0,75}; \quad (0,56 < T \leq 1,5) \quad (2-67)$$

$$C_h(T) = \frac{2,14}{T}; \quad (1,5 < T \leq 3) \quad (2-68)$$

$$C_h(T) = \frac{6,42}{T^2}; \quad (T > 3) \quad (2-69)$$

Para o método estático equivalente, o coeficiente para os períodos curtos, até 0,56s, será:

$$C_h(T) = 3,00; \quad (0 < T < 0,56) \quad (2-70)$$

d) Classes de solo E

Os valores a serem utilizados na análise espectral (MRS) e na análise por integração numérica do histórico de tempo (NITH) são dados por:

$$C_h(T) = 1,12 + 1,88 \left( \frac{T}{0,1} \right); \quad (0 < T \leq 0,1) \quad (2-71)$$

$$C_h(T) = 3,00; \quad (0,1 < T \leq 1) \quad (2-72)$$

$$C_h(T) = 3,0 \left( \frac{1,0}{T} \right)^{0,75}; \quad (1,00 < T \leq 1,5) \quad (2-73)$$

$$C_h(T) = \frac{3,32}{T}; \quad (1,5 < T \leq 3) \quad (2-74)$$

$$C_h(T) = \frac{9,96}{T^2}; \quad (T > 3) \quad (2-75)$$

Para o método estático equivalente, o coeficiente para períodos curtos, até 0,56s, é:

$$C_h(T) = 3,00; \quad (0 < T \leq 1,0) \quad (2-76)$$

Deve-se notar que dois conjuntos de formas espectrais são fornecidos. O primeiro conjunto é convencional, mas no segundo conjunto o ramo inicial do espectro é removido. Este segundo conjunto de formas espectrais deve ser usado com o Método da Força Lateral (análise estática equivalente), quando a modelagem não captura todas as frequências naturais da estrutura.

### 2.5.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

Para a direção horizontal, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right]; \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (2-77)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta; \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (2-78)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]; \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (2-79)$$

$$S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]; \quad (T_D \leq T \leq 4s) \quad (2-80)$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2-81)$$

A definição dos termos contidos nas expressões (2-77) a (2-81) é a mesma já apresentada no item 2.5.2.

### 2.5.12. Turquia - TBEC 2018

A aceleração horizontal espectral de projeto,  $S_{ae}(T)$ , é obtida de acordo com os períodos de vibração das estruturas, em termos dos parâmetros  $T_A$  e  $T_B$ , utilizando as seguintes expressões.

$$S_{ae}(T) = \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_A}\right) \cdot S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2-82)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B); \quad (2-83)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L); \quad (2-84)$$

$$S_{ae}(T) = (S_{D1}T_L)/T^2 \quad (T_L \leq T). \quad (2-85)$$

Onde:

–  $S_{DS} = S_S \cdot F_S$  é a aceleração espectral para período curto (ver item 2.3.2.12);

–  $S_{D1} = S_1 \cdot F_1$  é a aceleração espectral para período longo (ver item 2.3.2.12);

–  $T$  é o período estrutural;

–  $T_A = 0,2 \cdot (S_{D1}/S_{DS})$ ;

–  $T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ e};$

–  $T_L = 6\text{s}$  - é o período limite superior do trecho de velocidade espectral constante.

### 2.5.13. Comparação entre as normas

O espectro de resposta é a parametrização que relaciona a aceleração máxima que uma estrutura estará sujeita durante um evento sísmico e o período natural da estrutura. As normas estudadas apresentam espectros semelhantes, contudo, há 4 tipos principais:

parametrização em 3 partes, parametrização em 4 partes, parametrização em 5 partes ou por interpolação polinomial ponto-a-ponto.

Tabela 2-40 - comparação entre formas do espectro de resposta de projeto

País	Tipo de parametrização
Brasil - ABNT NBR-15421	3 trechos (linear, platô, inversa)
Bulgária - BDS EN 1998-1	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
Canadá - NBCC 2015	Interpolação polinomial ponto-a-ponto
EUA - ASCE/SEI 7-16	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
França - NF EN 1998-1	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
Grécia - EAK2000	3 trechos (linear, platô, inversa)
Itália – Dec.17/jan/2018	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
Japão - BSL-1981	3 trechos (linear, platô, inversa)
México – Dec. 15/Dez/2017	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
Nova Zelândia - NZS1170.5	5 trechos (linear, platô, inversa, inversa, inversa quadrática)
Portugal – NP EN 1998-1	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)
Turquia - TBEC 2018	4 trechos (linear, platô, inversa, inversa quadrática)

### 3. Exemplo Numérico

Este capítulo apresenta a resposta sísmica de um edifício típico por meio de modelagem numérica. Nele são descritos a geometria da estrutura e os carregamentos sísmicos utilizados no exemplo numérico do Edifício Padrão (*Model Building*) analisado neste trabalho, utilizando-se o programa SAP2000 (versão 20). A modelagem tem como objetivo comparar os esforços e os deslocamentos da estrutura para cada norma de vários países.

#### 3.1. Características Gerais da Edificação

As Figuras 3-1 e 3-2 apresentam a planta do pavimento tipo e uma seção longitudinal da edificação analisada, respectivamente. Esse modelo se baseia no originalmente estudado por GHOSH e FANELLA (2003).

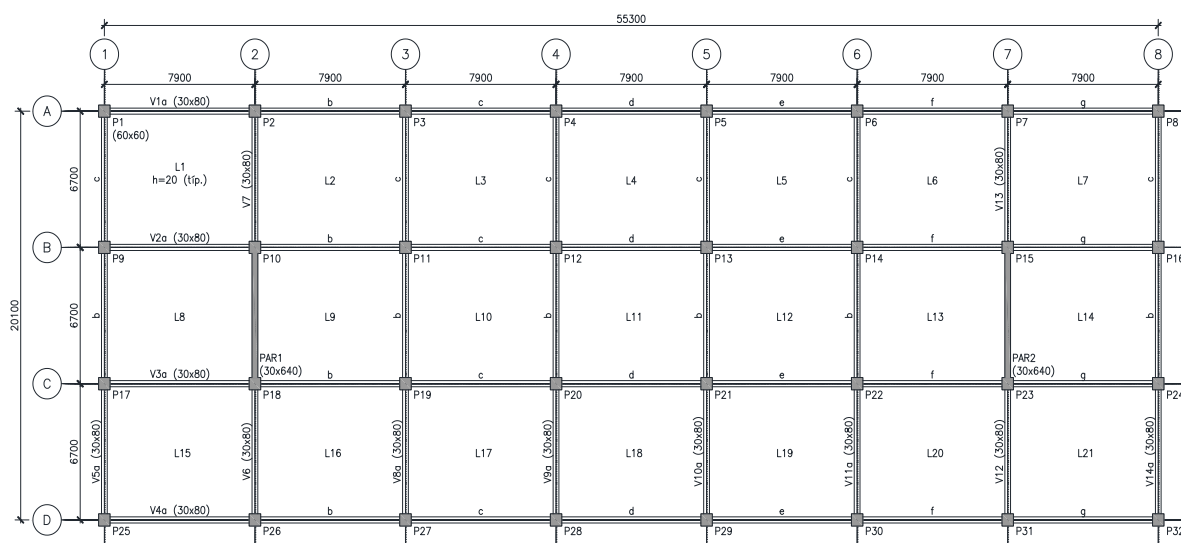


Figura 3-1 – Edifício Padrão - Planta do pavimento tipo (dimensões em milímetros)

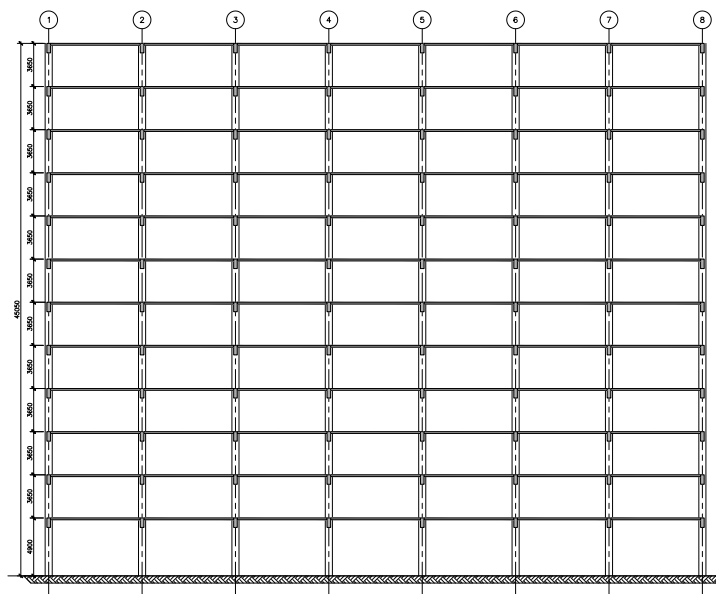


Figura 3-2 – Edifício Padrão - Seção longitudinal (dimensões em milímetros)

Na Figura 3-3 é apresentada uma perspectiva do modelo estrutural elaborado no programa SAP2000. Foram utilizados elementos de barra que simulam pilares e vigas e elementos tipo “*shell*” que simulam as lajes e os pilares parede.

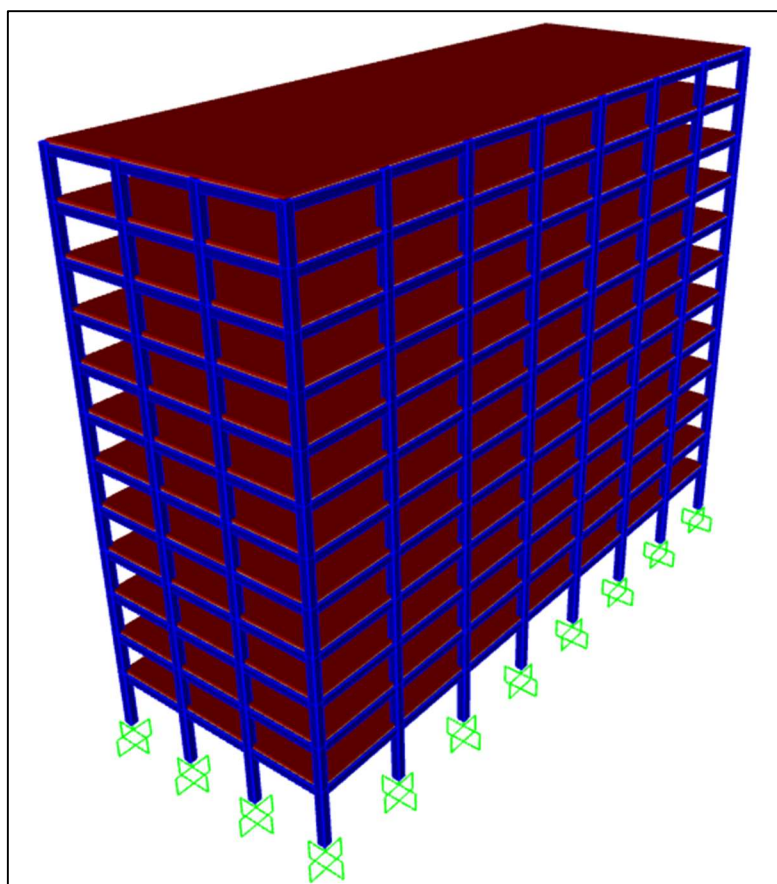


Figura 3-3 - Perspectiva da estrutura modelada no SAP2000

O Edifício Padrão é uma estrutura retangular com dupla simetria. Os principais dados para a análise do edifício são apresentados a seguir. Na definição das propriedades geométricas dos elementos não foi considerada a redução de rigidez devida à fissuração, o que é conservador na determinação dos esforços.

- Resistência à compressão característica do concreto:  $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ ;
- Módulo de elasticidade do concreto:  $E_c = 32 \text{ GPa}$ ;
- Peso específico do concreto:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Peso de acabamento não estrutural, pisos típicos:  $1,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- Peso de acabamento não estrutural, piso superior:  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (distribuído);
- Peso de reservatório de água: quatro cargas concentradas de 900 kN;
- Dimensões do plano: 20,1 m x 55,3 m (entre os eixos das colunas);
- Altura total do edifício: 45,15 m, em 12 andares;
- Dimensões das colunas: 60 cm x 60 cm;
- Dimensões das vigas: 30 cm x 80 cm;
- Dimensões dos pilares - parede: 30 cm x 640 cm;
- Espessura das lajes: 20 cm;
- Peso total do edifício (peso permanente): 154,14 MN.

### 3.2. Dados sísmicos considerados

Com o objetivo de facilitar a comparação entre as várias normas, a escolha do local a ser estudado foi feita para que os parâmetros sísmicos estivessem contemplados em todas as normas simultaneamente.

O nível de sismicidade analisado é igual a  $a_g = 0,15g$ , para que se possibilite a comparação das normas. Foi preciso optar por uma aceleração que esteja presente em todos os zoneamentos sísmicos, garantindo assim abrangência normativa. O Brasil,

comparado com outros países, é aquele que tem menor nível de sismicidade sendo este valor de aceleração horizontal é o maior valor definido no zoneamento sísmico.

Conforme visto no item 2.4.2 deste trabalho, para levar em conta uma análise da não-linearidade física da estrutura, pode ser aplicado um coeficiente de modificação de resposta ( $R$ ) ou um fator de comportamento ( $q$ ) para corrigir os esforços na estrutura. Para a análise aqui apresentada, não será feita essa consideração e o comportamento será totalmente elástico e isto significa que tais fatores serão considerados iguais a um.

O coeficiente de importância da estrutura também é considerado igual a um.

Para este estudo são consideradas somente as acelerações horizontais e o terreno tipo rocha.

Para a análise espectral no programa SAP 2000, a CQC (*complete quadratic combination*) foi utilizada para fazer a combinação das respostas correspondentes aos diversos modos de vibração. O método CQC é a raiz quadrada do somatório de cada combinação de participação de massa com a aceleração espectral para qual está associada. Notadamente, por este método, torna-se uma atividade complexa determinar as forças de base e deslocamento, requerendo ferramentas computacionais para esta atividade.

### 3.2.1. Brasil - ABNT NBR-15421(2006)

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.1 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Brasileira

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo B – Rocha
Fator de amplificação do solo para período de 0s	$C_a$	1,0
Fator de amplificação do solo para período de 1s	$C_v$	1,0
Aceleração Característica de projeto	$a_g$	0,15g



### 3.2.2. Bulgária - BDS EN 1998-1 (CE 8-1)

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.2 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-2.

Tabela 3-2 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Búlgara

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_B$	0,1
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_C$	0,3
Período final de velocidade constante	$T_D$	2,0
Aceleração característica de projeto	$a_g$	0,15g

### 3.2.3. Canadá - National Building Code of Canada 2015

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.3 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-3.

Tabela 3-3 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Canadense

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A – Rocha
Aceleração Espectral para período de 0,0s	$S_a(0,00)$	0,192000
Aceleração Espectral para período de 0,2s	$S_a(0,20)$	0,303500
Aceleração Espectral para período de 0,5s	$S_a(0,50)$	0,173900
Aceleração Espectral para período de 1,0s	$S_a(1,00)$	0,089100
Aceleração Espectral para período de 2,0s	$S_a(2,00)$	0,043200
Aceleração Espectral para período de 5,0s	$S_a(5,00)$	0,011700
Aceleração Espectral para período de 10,0s	$S_a(10,0)$	0,004267

### 3.2.4. Estados Unidos - ASCE/SEI 7-16

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.4 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-4. Observar que para a construção do espectro será aplicado o fator 2/3 prescrito pela norma. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 – Parâmetros para definição do espectro pela Norma Americana

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo B Rocha
Fator de amplificação no solo para período curto	$F_a$	0,9
Fator de amplificação no solo para período longo	$F_v$	0,8
Aceleração espectral para o período de 0,2s	$S_{DS}$	0,624g
Aceleração espectral para o período de 1,0s	$S_{D1}$	0,187g

### 3.2.5. França - NF EN 1998-1:2005

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.5 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Francesa

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_B$	0,15
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_C$	0,4
Período final de velocidade constante	$T_D$	2,0
Aceleração característica de projeto	$a_g$	0,15g

### 3.2.6. Grécia - EAK2000

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.6 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-6.

Tabela 3-6 - Parâmetros para definição do espectro pela norma grega

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Fator de influência da fundação	$\theta$	1,0
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_1$	0,1
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_2$	0,4
Aceleração Característica de Projeto	A	0,15g

### 3.2.7.Itália - DECRETO MINISTERIAL ITALIANO de 17 de janeiro de 2018

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.7 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-7.

Tabela 3-7 - Parâmetros para definição do espectro pela norma italiana

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_B$	0,1
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_C$	0,3
Periodo final de velocidade constante	$T_D$	2,0
Aceleração Característica de Projeto	$a_g$	0,15g
Fator de Amplificação Espectral Máxima	$F_0$	2,5

### 3.2.8.Japão - BSL-1981

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.8 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-8.

Tabela 3-8 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Japonesa

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo 1 – Rocha
Zoneamento Sísmico	Z	0,70
Fator de Amplificação da Superfície do Solo	$G_S$	1,35

### 3.2.9.México - Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - 15 de Diciembre de 2017

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.9 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-9.

Tabela 3-9 - Parâmetros para definição do espectro pela norma mexicana

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Fator de redução devido ao amortecimento	$\beta$	1,0
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_a$	0,10
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_b$	0,6
Coefficiente de Aceleração do Solo	$a_0$	0,15g
Relação entre Deslocamentos Máximos do Solo e da Estrutura	$k$	1,0

### 3.2.10. Nova Zelândia - NZS1170.5:2004

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.10 a) deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-10.

Tabela 3-10 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Neozelandesa

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A – Rocha
Fator de Risco Sísmico	$Z$	0,15g
Fator de Período de Retorno	$R$	1,0
Fator de Proximidade a uma Falha Geológica	$N(T, D)$	1,0

### 3.2.11. Portugal – NP EN 1998-1:2010

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.11 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-11.

Tabela 3-11 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Portuguesa

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo A Rocha
Período inicial do patamar de aceleração espectral constante	$T_B$	0,15
Período final do patamar de aceleração espectral constante	$T_C$	0,4
Período final de velocidade constante	$T_D$	2,0
Aceleração Característica de Projeto	$a_g$	0,15g

### 3.2.12. Turquia - TBEC 2018

Os espectros de resposta elástica foram definidos de acordo com o item 2.5.12 deste trabalho. Os parâmetros para a definição do espectro são definidos na Tabela 3-12.

Tabela 3-12 - Parâmetros para definição do espectro pela Norma Turca

Parâmetro	Simbologia	Valores
Tipo de Solo	-	Tipo B - Rocha
Fator de amplificação no solo para período curto	$F_s$	0,9
Fator de amplificação no solo para período longo	$F_1$	0,8
Aceleração espectral para o período de 0,2s	$S_s$	0,562g
Aceleração espectral para o período de 1,0s	$S_1$	0,15g

### 3.2.13. Comparação entre as normas

A Figura 3-4 apresenta os espectros de resposta elástica de projeto definidos nos subitens anteriores, para solo do tipo rocha.

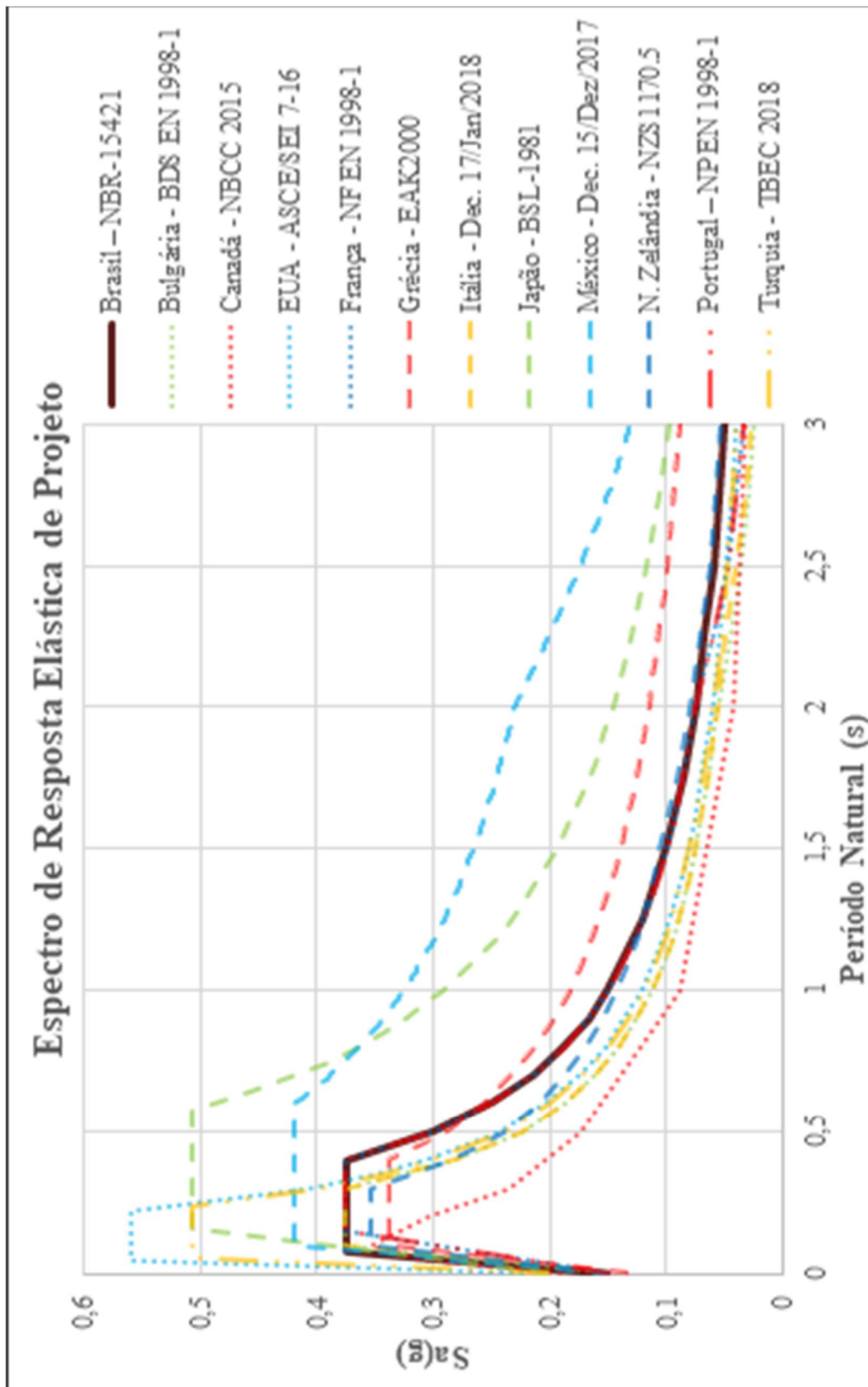


Figura 3-4 – Espectros de resposta elástica de acordo com as várias normas

### 3.3. 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).

#### 3.3.1. Modos de Vibração, Frequências Naturais e Fatores de Participação de Massa

A análise modal foi realizada no programa SAP2000. As Figuras Figura 3-5 e Figura 3-6 mostram a representação gráfica do primeiro e do segundo modos de vibração deslocando-se, respectivamente, na direção X e na direção Y, extraídos com o programa SAP2000.

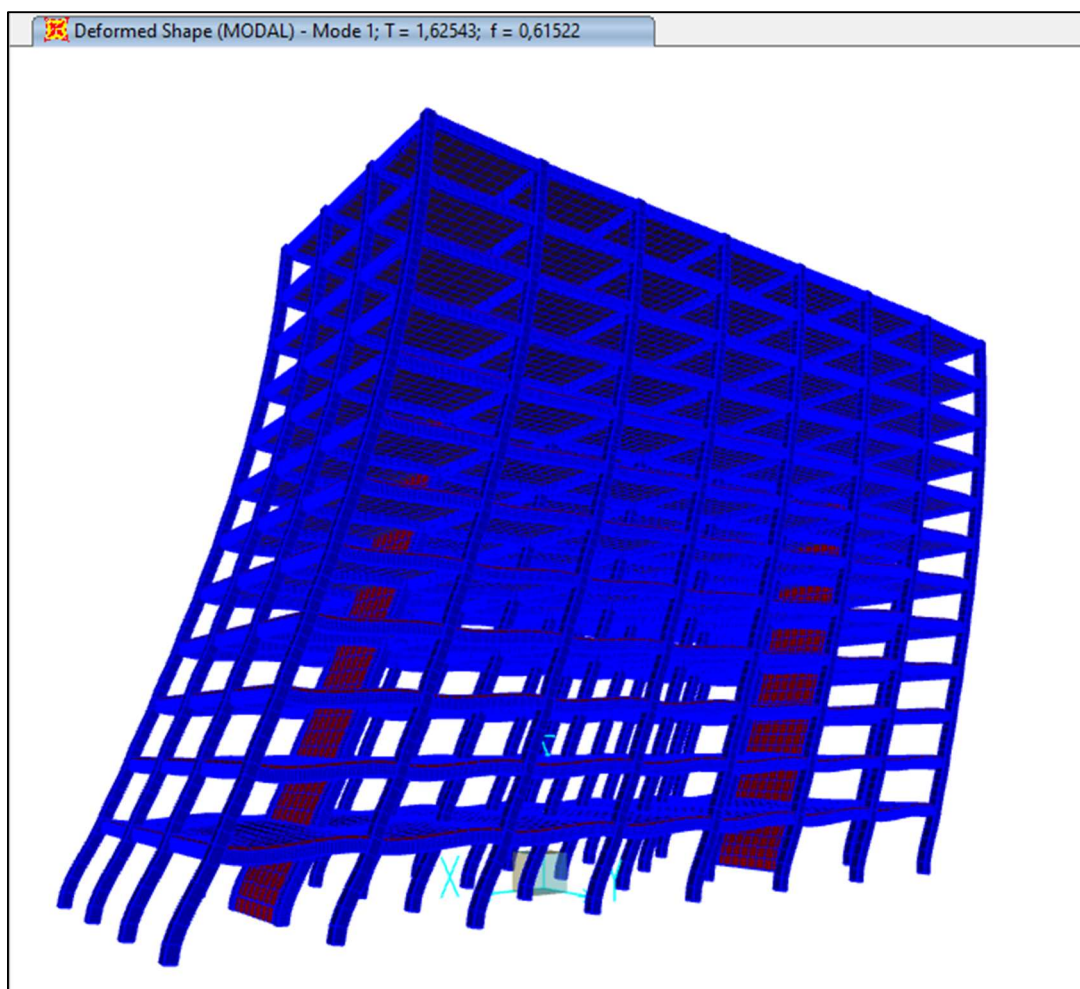


Figura 3-5 – Primeiro modo de vibração obtido com o SAP2000, deslocamento na direção X.

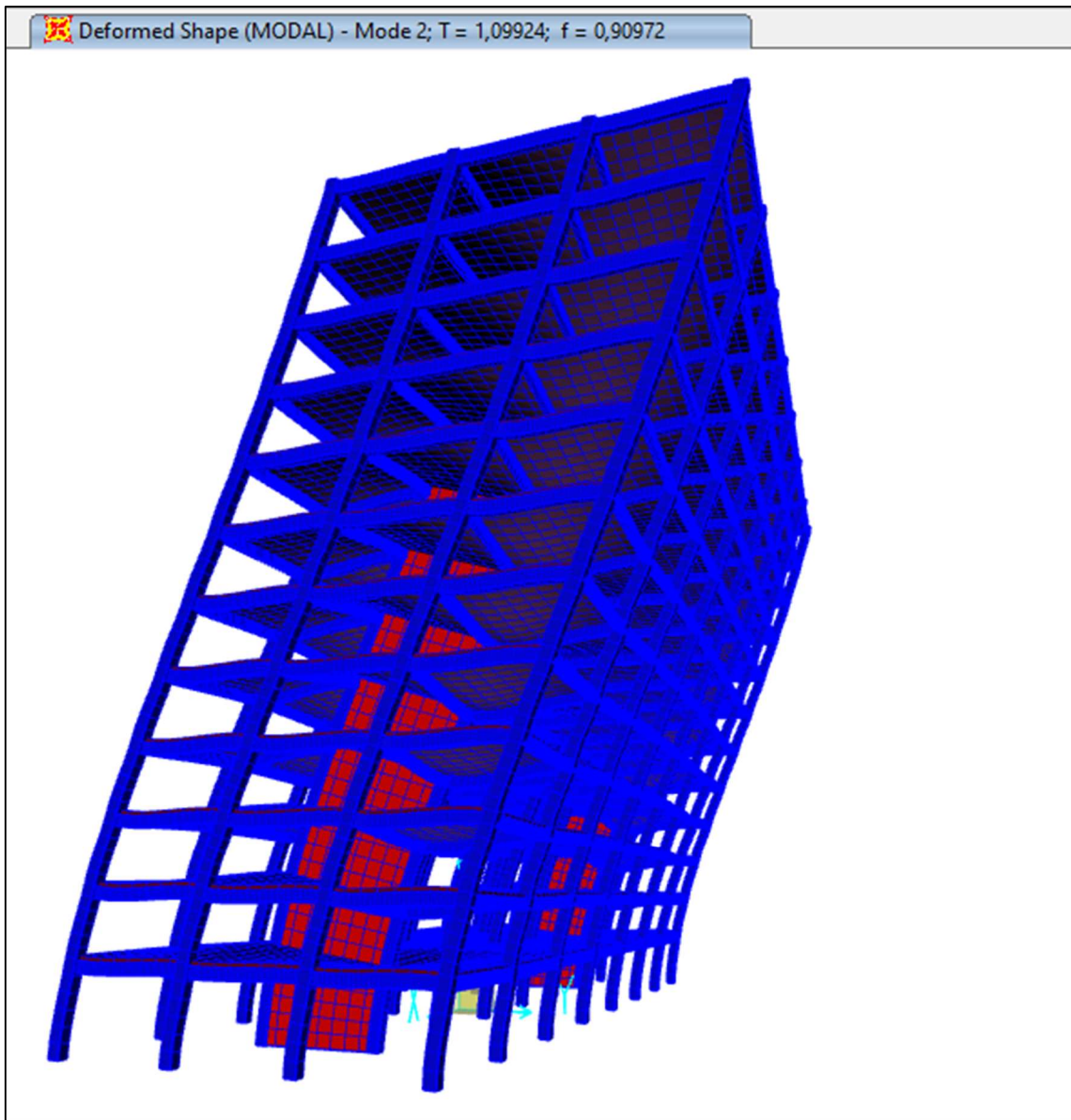


Figura 3-6 – Segundo modo de vibração obtido com o SAP2000, deslocamento da direção Y

A Tabela 3-13 apresenta os valores dos períodos naturais e respectivos coeficientes de participação modal do 1º até o 20º modo de vibração. A Tabela 3-14 apresenta os valores acumulados dos coeficientes de participação modal do 1º ao 20º modo de vibração.

Os modais que tem participação de massa importante na direção X são: 1, 4, 5, 8, 10, 16 e 17. Na direção X, a partir do modal 4 se ultrapassa 90% da participação modal acumulada.



Os modais que tem participação de massa importante na direção Y são: 2, 6, 12, 13 e 20. Na direção Y, a partir do modal 13 se ultrapassa 90% da participação modal acumulada.

Os modais que tem participação de massa importante na direção Z são: 9, 14 e 18. Na translação da direção Z, nos vinte primeiros modais não se atingiu 90% da participação modal acumulada.

Tabela 3-13 – Resultados da análise modal: períodos naturais e fatores de participação modal

Modal	Período (seg)	UX <sup>1</sup>	UY <sup>2</sup>	UZ <sup>3</sup>	RX <sup>4</sup>	RY <sup>5</sup>	RZ <sup>6</sup>
1	1,625	0,852	0,000	0,000	0,000	0,059	0,000
2	1,099	0,000	0,729	0,000	0,245	0,000	0,000
3	0,948	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,729
4	0,536	0,093	0,000	0,000	0,000	0,270	0,000
5	0,313	0,028	0,000	0,000	0,000	0,022	0,000
6	0,299	0,000	0,161	0,000	0,386	0,000	0,000
7	0,258	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,160
8	0,218	0,012	0,000	0,000	0,000	0,029	0,000
9	0,194	0,000	0,000	0,426	0,000	0,000	0,000
10	0,165	0,006	0,000	0,000	0,000	0,010	0,000
11	0,164	0,000	0,000	0,000	0,000	0,132	0,000
12	0,152	0,000	0,004	0,000	0,020	0,000	0,000
13	0,147	0,000	0,053	0,000	0,134	0,000	0,000
14	0,139	0,000	0,000	0,341	0,000	0,000	0,000
15	0,134	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002
16	0,132	0,001	0,000	0,000	0,000	0,289	0,000
17	0,130	0,002	0,000	0,000	0,000	0,074	0,000
18	0,125	0,000	0,000	0,057	0,000	0,000	0,000
19	0,124	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,054
20	0,118	0,000	0,001	0,000	0,045	0,000	0,000

<sup>1</sup> deslocamento translacional na direção X; <sup>2</sup> deslocamento translacional na direção Y;

<sup>3</sup> deslocamento translacional na direção Z; <sup>4</sup> deslocamento rotacional na direção X;

<sup>5</sup> deslocamento rotacional na direção Y; <sup>6</sup> deslocamento rotacional na direção Z.

Tabela 3-14 – Resultados da análise modal: períodos naturais e fatores de participação modal acumulados

Modal	Período (seg)	UX <sup>1</sup>	UY <sup>2</sup>	UZ <sup>3</sup>	RX <sup>4</sup>	RY <sup>5</sup>	RZ <sup>6</sup>
1	1,625	0,852	0,000	0,000	0,000	0,059	0,000
2	1,099	0,852	0,729	0,000	0,245	0,059	0,000
3	0,948	0,852	0,729	0,000	0,245	0,059	0,729
4	0,536	0,945	0,729	0,000	0,245	0,329	0,729
5	0,313	0,973	0,729	0,000	0,245	0,351	0,729
6	0,299	0,973	0,890	0,000	0,631	0,351	0,729
7	0,258	0,973	0,890	0,000	0,631	0,351	0,889
8	0,218	0,985	0,890	0,000	0,631	0,380	0,889
9	0,194	0,985	0,890	0,426	0,631	0,380	0,889
10	0,165	0,991	0,890	0,426	0,631	0,390	0,889
11	0,164	0,991	0,890	0,426	0,631	0,522	0,889
12	0,152	0,991	0,894	0,426	0,652	0,522	0,889
13	0,147	0,991	0,947	0,426	0,786	0,522	0,889
14	0,139	0,991	0,947	0,767	0,786	0,522	0,889
15	0,134	0,991	0,947	0,767	0,786	0,522	0,891
16	0,132	0,992	0,947	0,767	0,786	0,811	0,891
17	0,130	0,994	0,947	0,767	0,786	0,885	0,891
18	0,125	0,994	0,947	0,825	0,786	0,885	0,891
19	0,124	0,994	0,947	0,825	0,786	0,885	0,945
20	0,118	0,994	0,948	0,825	0,831	0,885	0,945

<sup>1</sup> deslocamento translacional na direção X; <sup>2</sup> deslocamento translacional na direção Y;  
<sup>3</sup> deslocamento translacional na direção Z; <sup>4</sup> deslocamento rotacional na direção X;  
<sup>5</sup> deslocamento rotacional na direção Y; <sup>6</sup> deslocamento rotacional na direção Z.

### 3.3.2.Deslocamentos

Os deslocamentos são obtidos em análises espectrais em que é aplicado o método CQC (*complete quadratic combination*) para a combinação das componentes modais.

### 3.3.2.1.Deslocamentos no Topo da Estrutura

Os deslocamentos obtidos no topo do prédio são apresentados nas Figuras 3-7 e 3-8, para as direções X e Y, respectivamente. Esses valores são também apresentados em tabelas no Anexo A.

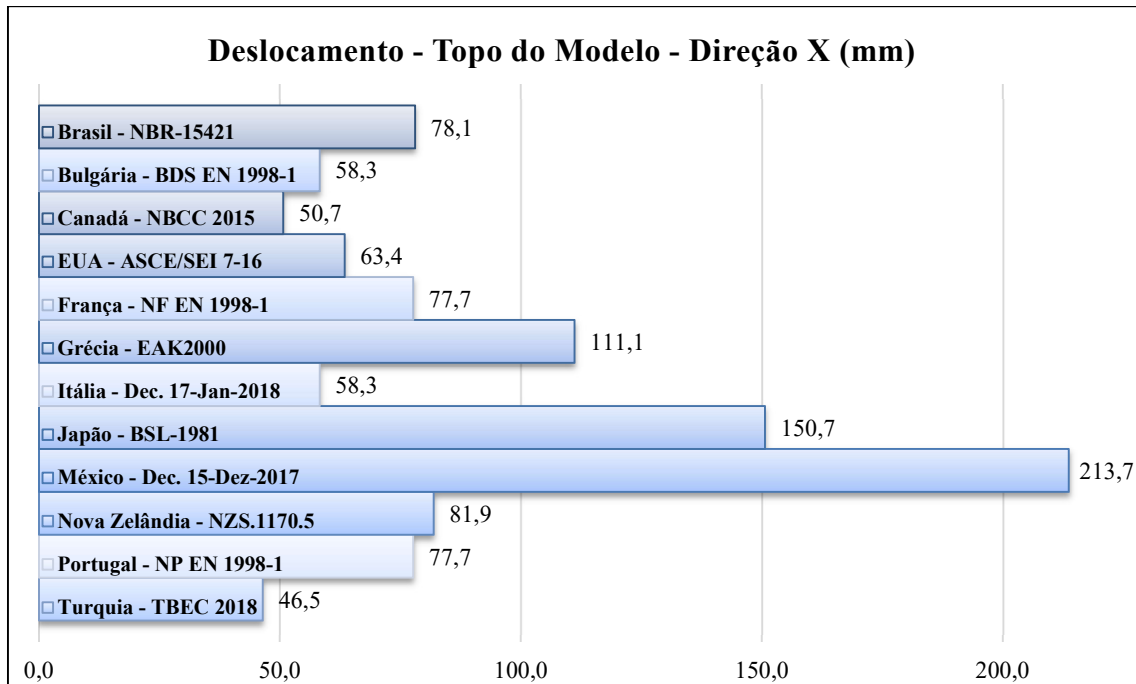


Figura 3-7 – Deslocamentos obtidos na direção X

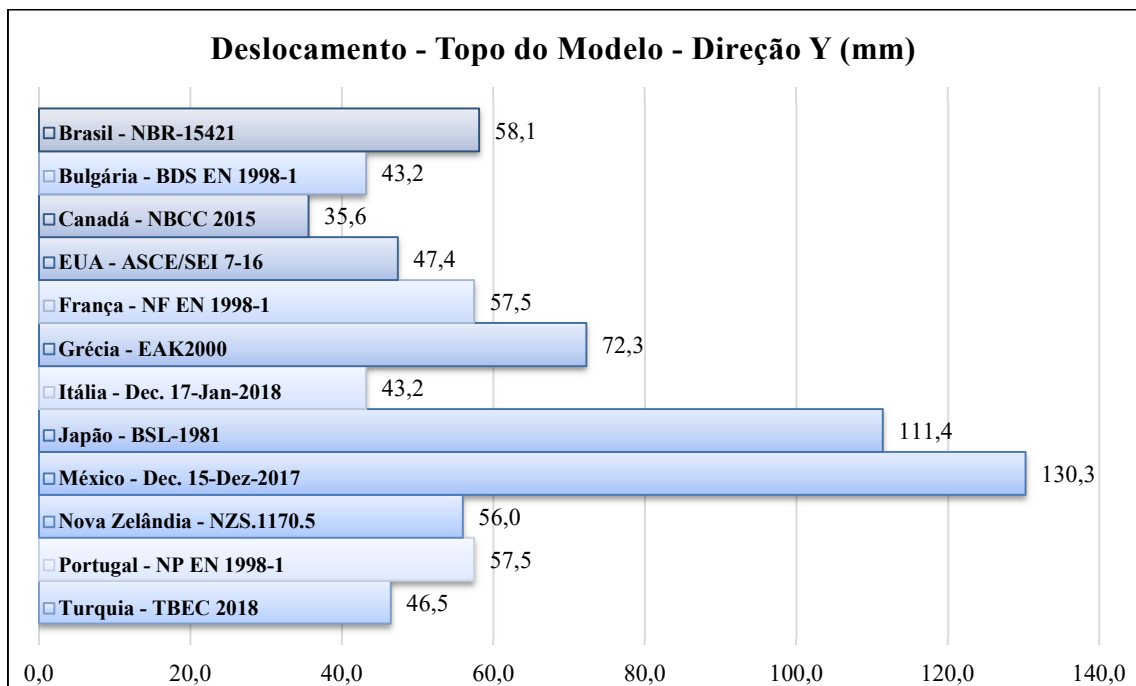


Figura 3-8 – Deslocamentos obtidos na direção Y

### 3.3.2.2. Deslocamentos ao Longo da Estrutura

Os deslocamentos obtidos ao longo da altura da estrutura são apresentados nas Figuras 3-9 e 3-10, respectivamente, nas direções X e Y.

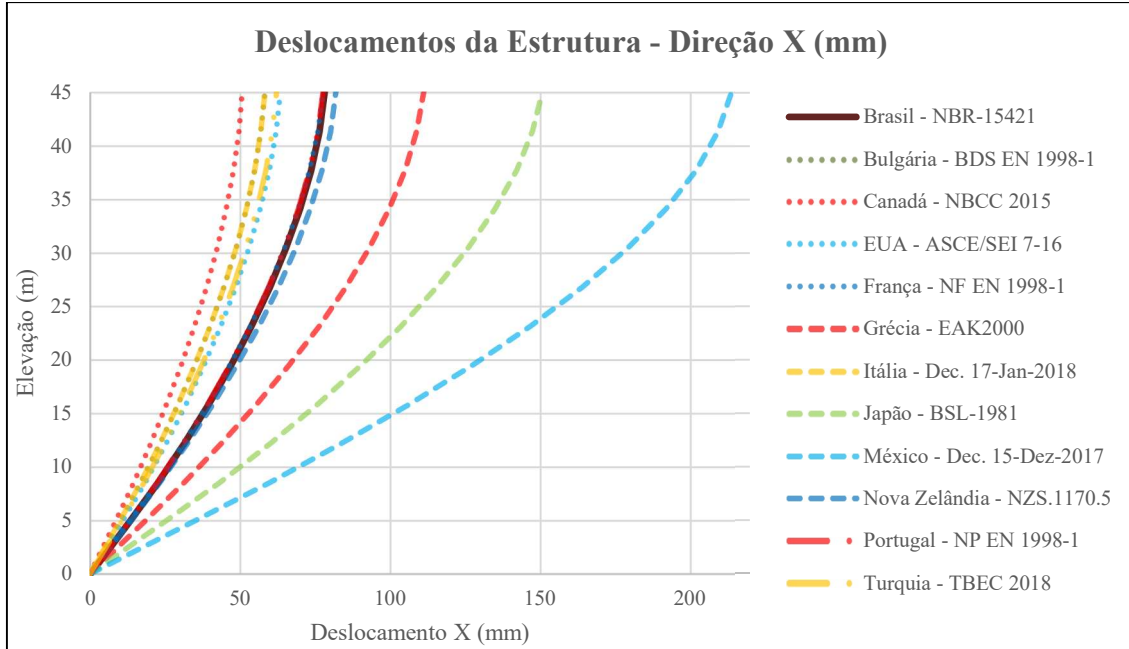


Figura 3-9 – Deslocamentos na Direção X (mm).

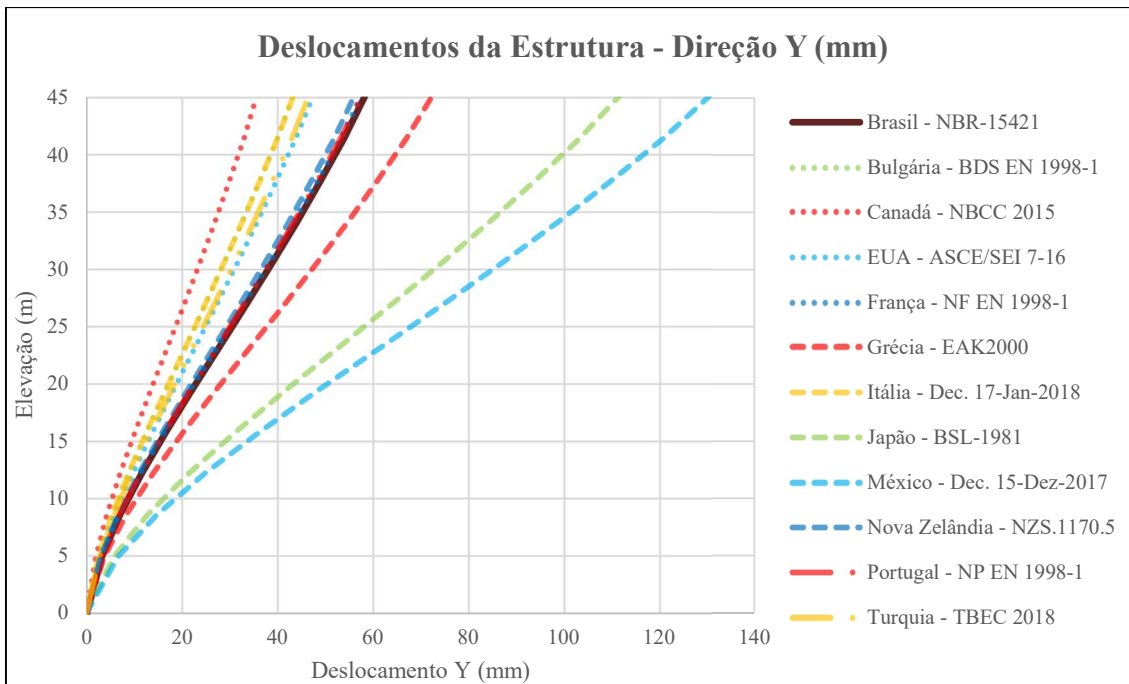


Figura 3-10 – Deslocamentos na Direção Y (mm)

### 3.3.3. Força Total na Base

As forças totais na base do modelo, em kN, obtidas através de análises espectrais são mostradas nas Figuras 3-11 e 3-12 e também em tabelas no Anexo A.

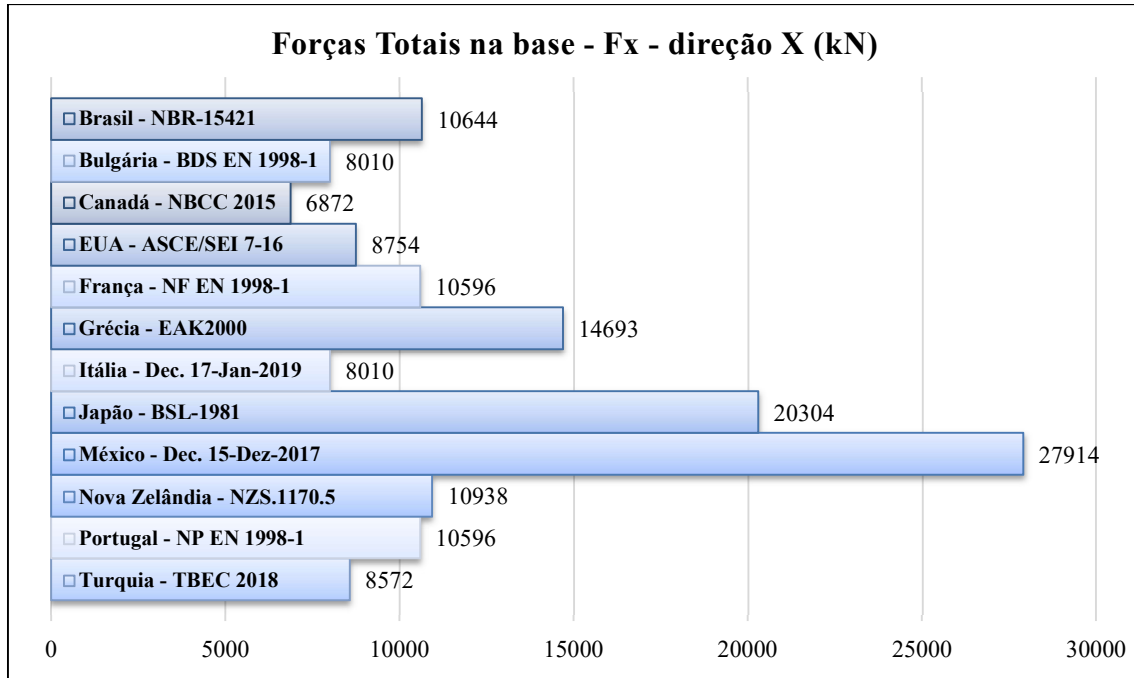


Figura 3-11 – Forças totais obtidas na base na Direção X.

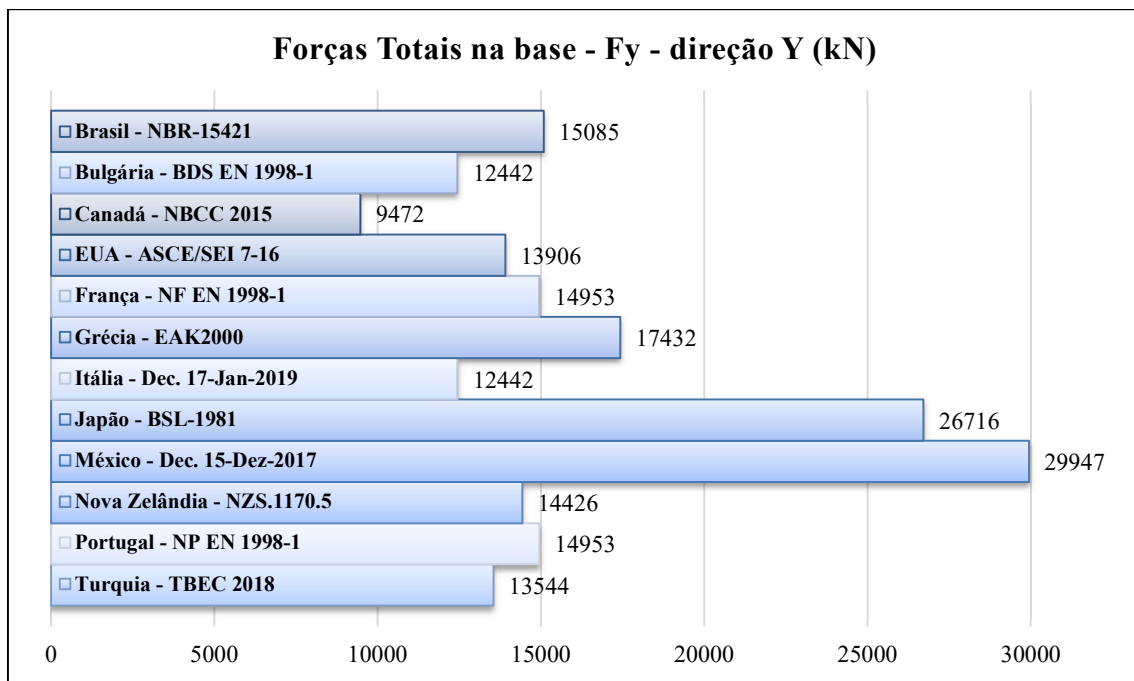


Figura 3-12 – Forças totais obtidas na base na Direção Y.

### 3.3.4. Análise dos Resultados

Se observa na Figura 3-13, que os espectros grego, japonês e mexicano se destacam acima dos demais espectros e abaixo de todos fica o espectro canadense. Isto é válido para os modais 1, 2 e 3. A partir do modal 4 há uma mudança nesta disposição, mas se

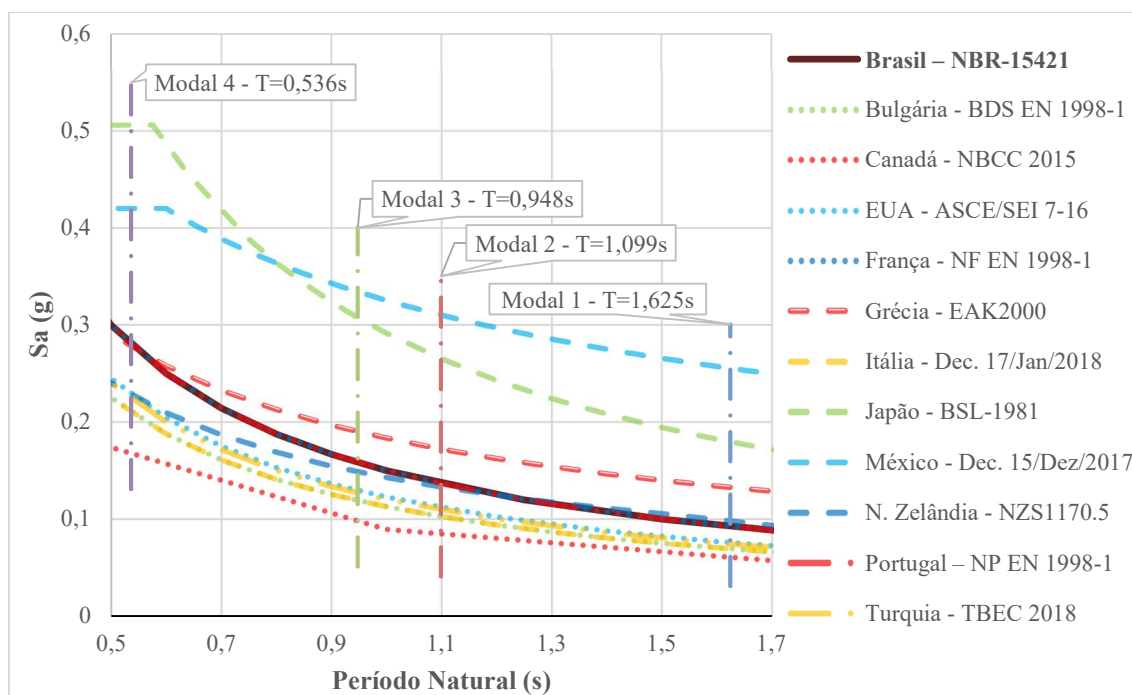


Figura 3-13 – Espectro de Resposta Elástica no intervalo do período natural entre  $0,5s < T < 1,7s$

mantém ainda uma proximidade entre os espectros brasileiro, búlgaro, americano, francês, grego, italiano, neozelandês, português e turco.

O comportamento dos deslocamentos e forças horizontais na base na direção X são:

- México, Japão e Grécia apresentam, nesta ordem, os maiores deslocamentos no topo da estrutura, respectivamente de 214mm, 151mm e 111mm;
- México, Japão e Grécia apresentam, nesta ordem, as maiores forças horizontais na base, respectivamente de 27914kN, 20304kN e 14693kN;
- Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam valores próximos de deslocamento no topo da estrutura, respectivamente de 78mm, 78mm, 82mm e 78mm;

- d) Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam valores próximos de forças horizontais na base, respectivamente de 10644kN, 10596kN, 10938kN e 10596kN;
- e) Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam valores próximos de deslocamento no topo da estrutura, respectivamente de 58mm, 63mm, 58mm e 47mm;
- f) Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam valores próximos de forças horizontais na base, respectivamente de 8010kN, 8754kN, 8010kN e 8572kN;
- g) Canadá apresenta valor de deslocamento do topo da estrutura de 51mm;
- h) Canadá apresenta valor de força horizontal na base de 6872kN.

Conforme os resultados apresentados no item 3.3.1, nota-se que os modais 1, 4, 5, 8 e 10 movimentam, respectivamente, 85,2%, 9,3%, 2,8%, 1,2% e 0,6% da massa na direção X. É possível notar que os modais 1 e 4 juntos mobilizam 94,5% da massa e Japão e México apresentam espectros que se destacam acima dos outros países, seguida pela curva grega, que apesar de apresentar seu patamar próximo aos patamares dos países que possuem espectros de resposta médios, apresenta o terceiro trecho do espectro acima da maiorias dos espectros dos outros países.

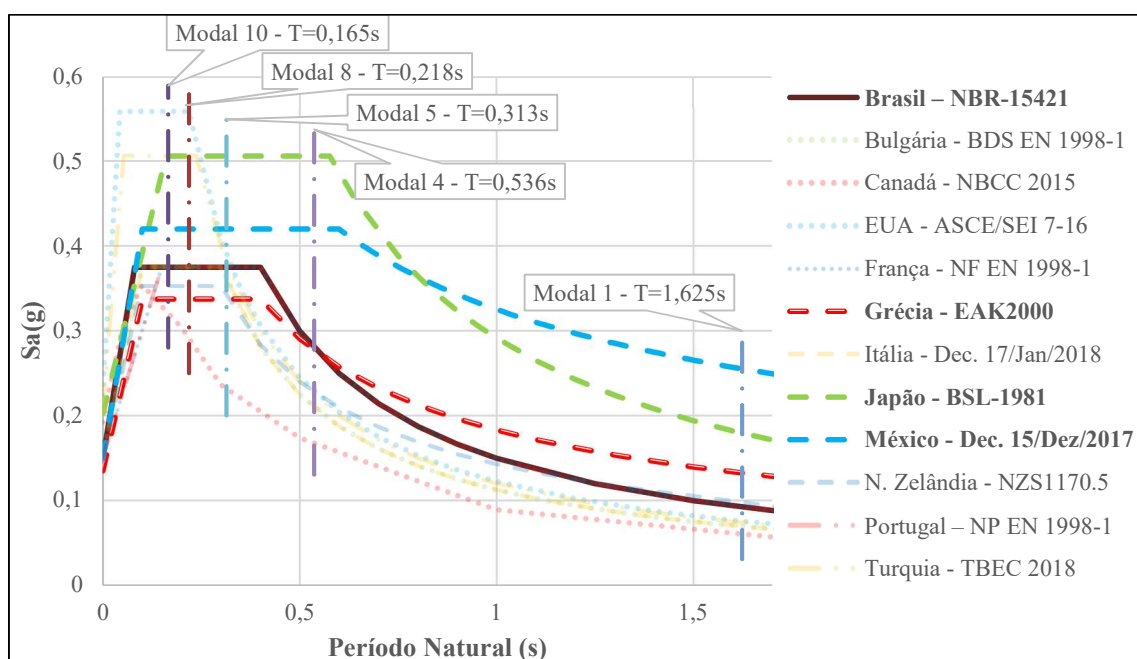


Figura 3-14 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 1, 4, 5, 8 e 10 referentes ao deslocamentos na direção X

Conforme pode-se observar na Figura 3-14, apesar da intersecção e da inversão das curvas a partir de  $T=0,75s$ , o modal 1 representa 85,2% da massa, o que faz com que a força sísmica da curva mexicana seja maior do que a da curva japonesa. Para o modal 4, a curva espectral japonesa se apresenta acima da mexicana, contudo a participação de massa é de 9,3% o que não leva a um grande aumento da força sísmica na estrutura.

A Grécia está neste grupo de países com maiores forças sísmicas devido ao modal 1. A partir do modal 4, o espectro grego se reúne ao espectro da maioria dos países estudados.

Conforme pode-se observar na Figura 3-15, o modal 1 representa 85,2% da massa, e Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam espectros reunidos numa mesma aceleração para este modal. Este grupo de países apresenta forças sísmicas médias. A partir do modal 5, apesar dos espectros apresentarem alguma dispersão, devido a uma baixa participação de massa para os modais restantes, não há alteração da força horizontal na base e deslocamentos já estabelecidos pelos modais 1 e 4.

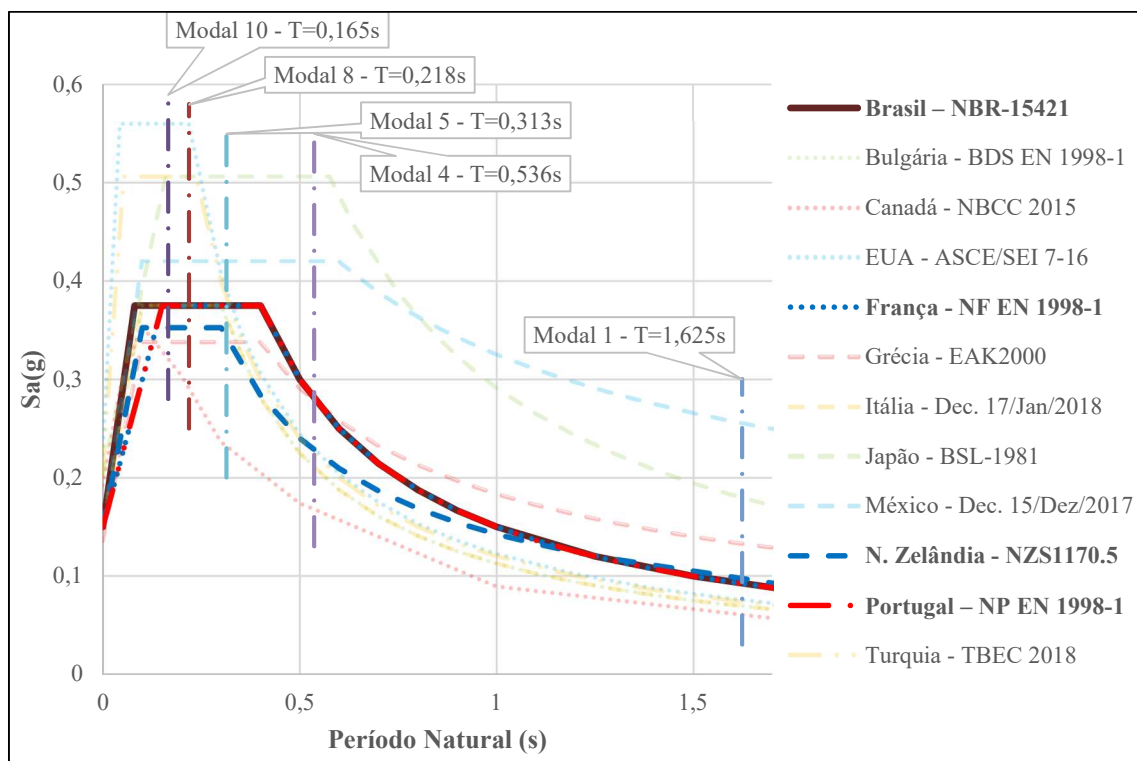


Figura 3-15 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 1, 4, 5, 8 e 10 referente ao deslocamentos na direção X



Conforme pode-se observar na Figura 3-15, o modal 1 representa 85,2% da massa, e Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam espectros reunidos numa mesma aceleração para este modal. Este grupo de países apresenta forças sísmica médias. O Canadá se destaca com a menor força sísmica e o menor deslocamento por ter a menor curva espectral entre todos os países analisados.

O comportamento dos deslocamentos e forças horizontais na base na direção Y são:

- a) México, Japão e Grécia apresentam, nesta ordem, os maiores deslocamentos no topo, respectivamente de 130mm, 111mm e 72mm;
- b) México, Japão e Grécia apresentam, nesta ordem, as maiores forças horizontais na base, respectivamente de 29947kN, 26716kN e 17432kN;
- c) Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam valores próximos de deslocamentos no topo, respectivamente de 58mm, 58mm, 56mm e 58mm;
- d) Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam valores próximos de forças horizontais na base, respectivamente de 15085kN, 14953kN, 14426kN e 14953kN;
- e) Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam valores próximos de deslocamentos no topo, respectivamente de 43mm, 47mm, 43mm e 47mm;
- f) Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam valores próximos de forças horizontais na base, respectivamente de 12442kN, 13906kN, 12442kN e 13544kN;
- g) Canadá apresenta valor de deslocamento no topo de 36mm;
- h) Canadá apresenta valor de força horizontal na base de 9472kN.

Conforme os resultados apresentados no item 3.3.1, nota-se que os modais 2, 6, 12, 13 e 20 movimentam, respectivamente, 72,9%, 16,1%, 0,4%, 5,3% e 0,1% da massa na direção Y. É possível notar que os modais 2 e 6 mobilizam 89% da massa, observando que o Japão e México apresentam espectros que se destacam acima dos outros países, seguida pela curva grega, que apesar de apresentar seu patamar próximo aos patamares dos países que possuem espectros de resposta médios, apresenta o terceiro trecho do espectro acima da maiorias dos espectros dos outros países.

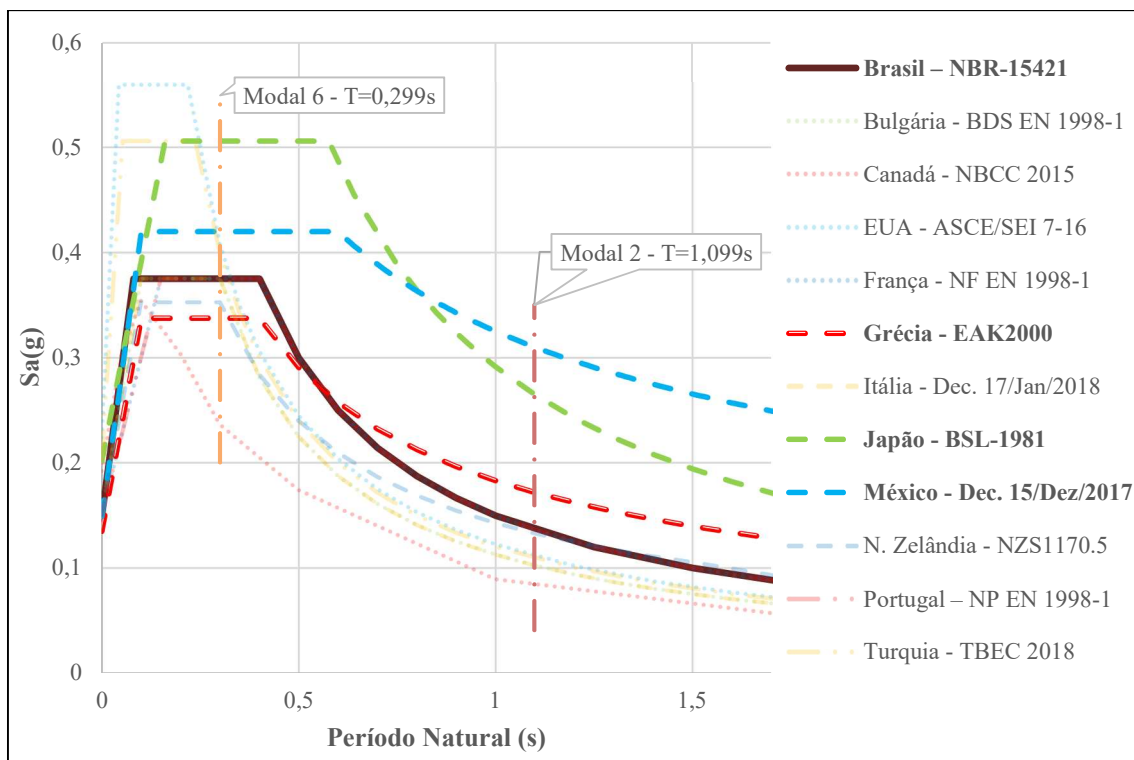


Figura 3-16 – Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 2 e 6 referentes ao deslocamentos na direção Y

Conforme pode-se observar na Figura 3-16, apesar da intersecção e da inversão das curvas a partir de  $T=0,75s$ , o modal 2 representa 72,9% da massa, o que faz com que a força sísmica da curva mexicana seja maior do que a da curva japonesa. Para o modal 6, a curva espectral japonesa se apresenta acima da mexicana, contudo a participação de massa é de 16,1%, o que representa um aumento menos importante da força sísmica pela norma japonesa.

A Grécia está neste grupo de países com maiores forças sísmicas por causa do modal 2. A partir do modal 6, o espectro grego se reúne ao espectro da maioria dos países estudados.

Conforme pode-se observar na Figura 3-17, o modal 2 representa 72,9% da massa, e Brasil, França, Nova Zelândia e Portugal apresentam espectros reunidos numa mesma aceleração para este modal. Este grupo de países apresenta força sísmica média. A partir do modal 6, apesar dos espectros apresentarem alguma dispersão, devido a uma baixa participação de massa para os modais restantes, não há alteração da força horizontal na base e deslocamentos já estabelecidos pelos modais 2 e 6.

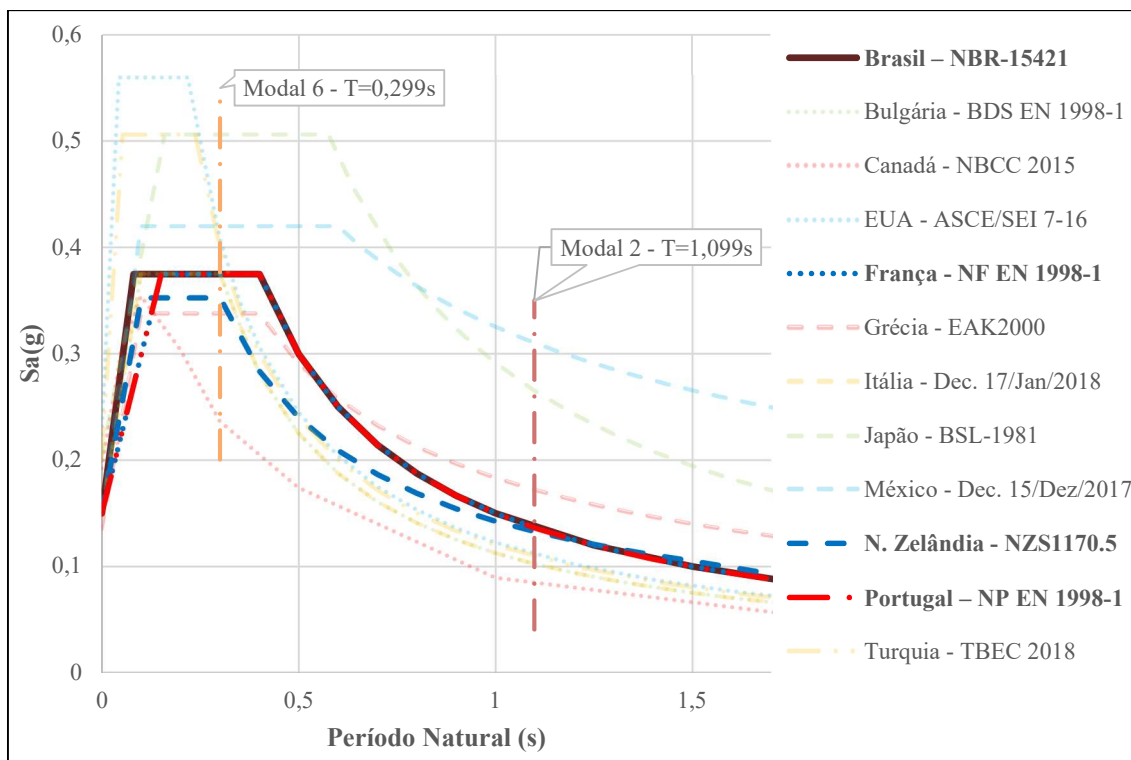


Figura 3-17 - Espectro de Resposta Elástica com as marcações dos modais 2 e 6 referente ao deslocamentos na direção Y

Conforme pode-se observar na Figura 3-17, o modal 2 representa 72,9% da massa, e Bulgária, EUA, Itália e Turquia apresentam espectros reunidos numa mesma aceleração para este modal. Este grupo de países apresenta forças sísmicas menores. A partir do modal 6, os espectros apresentam alguma dispersão. Estes apresentam alguma participação de massa, contudo não suficientes para que os resultados para força horizontal na base e deslocamentos se dispersassem. O Canadá se destaca com a menor força sísmica e menor deslocamento, por ter a menor curva espectral entre todos os países analisados.

## 4. Conclusões

---

Foi apresentado neste trabalho um estudo comparativo de alguns dos principais pontos de diversas normas de estruturas resistentes a sismos. As normas abrangidas pelo estudo foram: brasileira, búlgara, canadense, americana, francesa, grega, italiana, japonesa, mexicana, neozelandesa, portuguesa e turca.

Com exceção do Brasil, todos estes países apresentam atividade sísmica de moderada a forte. Apesar da ocorrência das atividades sísmicas variar muito entre os países estudados (de raros a frequentes), todos apresentam eventos registrados de grande importância. Isso levou cada país a adotar períodos de recorrência variando entre 475 e 2475 anos, podendo chegar a períodos de recorrência menores quando as exigências para o tipo de construção e vida útil são baixas como para os casos de Itália, Nova Zelândia e Turquia.

Os zoneamentos sísmicos são variados e, naturalmente, atendem aos estudos locais de geologia e sismologia relacionados a sismos. Os países localizados próximos às bordas das placas tectônicas apresentam valores de aceleração de projeto maiores do que aqueles que estão mais distantes.

Os critérios de classificação dos solos são muito próximos entre as normas. Todos apontam para uma relação entre rigidez do solo e amplificação das ações do sismo sobre a estrutura: quanto mais rígidos os solos (rocha, argilas duras ou areia compactada) menor é a amplificação das ações sísmicas sobre a estrutura. Todas as normas apresentam critérios com cinco ou seis tipos de solo, onde: dois são solos rígidos (rocha, argila dura ou areia compactada), um solo apresenta rigidez mediana (argila média ou areia média) e dois são solos moles (argila mole, areia fofa e solos orgânicos). Para a classificação do solo, além de uma descrição do perfil estratigráfico, as normas definem critérios numéricos como velocidade de propagação de onda no solo, número de golpes na sondagem à percussão e coesão do solo.

Com relação à liquefação do solo, todas as normas apresentam algum texto sobre o assunto. Contudo, a profundidade na abordagem do assunto é muito variada. Bulgária, França, Itália, Portugal e Turquia apresentam critérios bem detalhados em relação à avaliação do risco de liquefação.

Todas as normas apresentam critérios para a interação solo-estrutura. Contudo, o nível de abordagem é bem variado. As normas do Brasil, Itália e Nova Zelândia apenas alertam sobre a necessidade de estudos complementares e não apresentam nenhuma expressão, método ou critério para análise. A Bulgária, França, Canadá, Japão, México, Portugal e Turquia tratam do assunto mais conceitualmente, mas não apresentam nenhum critério quantitativo. As normas dos Estados Unidos e Grécia são as mais detalhadas neste tema, apresentando expressões e critérios de análise.

O reconhecimento do grau de importância da estrutura é contemplado em todas as normas, exceto na japonesa, por considerar todas as estruturas igualmente importantes. A relação que existe é que quanto maior a importância da estrutura maior é o fator amplificador da ação sísmica. Esse valor varia de 0,8 até 1,5 em três ou quatro categorias, a depender da norma.

Todas as normas ressaltam a necessidade de que o projeto assegure às estruturas suficiente ductilidade para a dissipação de energia no domínio não-linear. Esse aspecto é tratado de forma similar em todas as normas, definindo um fator de sobrerresistência e um fator de modificação de resposta. Esses fatores estão associados ao tipo de sistema sismo-resistente existente na estrutura. Esses tipos estruturais estão definidos em maior detalhe nas normas da Bulgária, Canadá, Estados Unidos, França, Itália, Portugal e Turquia. Nas normas do Brasil, Grécia, Japão e México também se definem esses tipos estruturais, mas com um detalhamento menor. A norma neozelandesa deixa a cargo da norma de estruturas do país a responsabilidade de fazer essas definições sobre análise não-linear física e ductilidade mínima da estrutura.

A análise do texto das diversas normas de projeto sísmico indica uma concordância entre as normas com relação às principais características desejáveis em uma estrutura sismo-resistente: simplicidade, simetria, uniformidade, redundâncias, etc.

Os espectros de resposta elástica se mostraram convergentes para a Brasil, Bulgária, Canadá, França, Itália, Nova Zelândia e Portugal. Os espectros de Japão e México são mais rigorosos do que maioria dos espectros em todos os períodos naturais. Os espectros dos Estados Unidos e Turquia tem o trecho inicial, em altas frequências do espectro, mais alto do que a média. O espectro grego tem o trecho final do espectro acima da média.

O resultado da análise modal da estrutura indica que os modais 1, 4, 5, 8 e 10, que mobilizam na direção X, a participação de massa é de 85,2%; 9,3%; 2,8%; 1,2% e 0,6%; respectivamente; e períodos naturais de 1,625s; 0,536s; 0,313s; 0,218s e 0,165s; respectivamente. Para os modais 2, 6, 12, 13 e 20, que mobilizam na direção Y, a participação de massa é de 72,9%, 16,1%, 0,4%, 5,3% e 0,1%; respectivamente; e períodos naturais de 1,099s; 0,299s; 0,152s; 0,147s e 0,118s.

O método utilizado para cálculo das forças sísmicas aplicadas a estrutura foi a CQC (*complete quadratic combination*). A CQC é a raiz quadrada do somatório de cada combinação de participação de massa com a aceleração espectral para qual está associada. Notadamente, por este método, torna-se uma atividade complexa determinar as forças de base e deslocamento, requerendo ferramentas computacionais para esta atividade.

Para deslocamentos horizontais, em ambas as direções, México, Japão e Grécia apresentam os maiores valores, variando entre 214mm e 111mm para direção X e variando entre 130mm e 72mm para direção Y. Para Brasil, Bulgária, Estados Unidos, França, Itália, Nova Zelândia e Portugal; tem-se valores médios que variam entre 82mm e 58mm na direção X e variam entre 58mm a 43mm na direção Y. Finalmente, com menores valores estão Canadá e Turquia, que apresenta 51mm e 47mm, respectivamente, na direção X e 36mm e 46mm, respectivamente, na direção Y.

Para forças horizontais, em ambas as direções, México, Japão e Grécia apresentam os maiores valores, variando entre 27,9MN e 14,7MN para direção X e variando entre 29,9MN e 17,4MN para direção Y. Para Brasil, Bulgária, Estados Unidos, França, Itália, Nova Zelândia, Portugal e Turquia; tem-se valores médios que variam entre 10,9MN e 8MN na direção X e variam entre 15MN a 12,4MN na direção Y. Finalmente, com menores valores está Canadá, que apresenta 6,9MN na direção X e 9,4MN na direção Y.

Avaliando os resultados apresentados, as forças horizontais na base e deslocamentos da estrutura obtidos nas análises estão compatíveis com os espectros de respostas elásticas combinados com as participações de massa que foram determinados na análise modal da estrutura pelo método CQC.

A conclusão é que a combinação da análise modal da estrutura com os espectros de projeto dos países leva sempre a resultados distintos. Não é possível afirmar que um espectro de projeto seja um mais conservativo do que o outro na medida que o resultado

final dos deslocamentos e forças na base dependem intrinsecamente da análise modal de cada modelo estrutural. Por exemplo, se o modelo analisado apresentar menores valores para período natural, os países que poderiam apresentar maiores forças na base e deslocamentos seriam Estados Unidos e Turquia.

#### 4.1. Sugestões

Para a proposição da continuidade deste estudo, inicialmente, é preciso classificar qualitativamente o nível de detalhamento de cada item abordado nas várias normas. Cada um dos itens a seguir foi esclarecido em detalhes no item 2 deste trabalho.

- a) Nível de detalhamento do zoneamento sísmico: Alto: Canadá, EUA; Médio: Bulgária, França, Itália, Japão, México, Nova Zelândia, Portugal, Turquia; Baixo: Grécia, Brasil.
- b) Classificação do solo: Alto: França e Portugal; Médio: Brasil, Bulgária, Canadá, EUA, Grécia, Itália, Nova Zelândia e Turquia; Baixo: Japão e México.
- c) Detalhamento dos critérios para definição da amplificação do Solo: Alto: Itália; Médio: Brasil, Bulgária, Canadá, EUA, França, Japão, México, Portugal e Turquia; Baixa: Grécia e Nova Zelândia.
- d) Detalhamento dos critérios para definição da liquefação do solo: Alto: EUA; Médio: Bulgária, França, Itália e Portugal; Baixo: Brasil, Canadá, Grécia, Japão, México, Nova Zelândia e Turquia.
- e) Detalhamento dos critérios para definição da interação solo-estrutura: Alto: EUA e México; Médio: Bulgária, Canadá, França, Grécia, Japão, Portugal e Turquia; Baixo: Brasil, Itália e Nova Zelândia.
- f) Detalhamento dos critérios para definição do Nível de Importância: Alto: Itália; Médio: Bulgária, Canadá, EUA, França, Grécia, Nova Zelândia e Portugal; Baixo: Brasil, Japão, México e Turquia.
- g) Detalhamento dos critérios para definição dos sistemas sismo-resistentes: Alto: Turquia; Médio: Brasil, Bulgária, EUA, França, Itália e Portugal; Baixo: Canadá, Grécia, Japão, México e Nova Zelândia.
- h) Detalhamento dos critérios para definição das irregularidades estruturais: Alto: EUA, Grécia e México; Médio: Bulgária, Canadá, França, Itália, Nova Zelândia e Portugal; Baixo: Brasil, Japão e Turquia.

A gradação proposta nesta comparação entre nível de detalhamento de cada item da norma leva em consideração uma comparação direta entre a normas.

Entendendo-se que a norma mais detalhada é aquela que apresenta mais itens com “nível alto” de detalhamento, constata-se que:

- as normas americana, italiana, francesa e portuguesa são as mais detalhadas;
- as normas búlgara, canadense, grega, mexicana e turca seguem como nível médio de detalhamento;
- as normas brasileira, japonesa e neozelandesa são as que apresentam menor grau de detalhamento.

Essas diferenças de grau de detalhamento entre as normas não significam que as mesmas sejam insuficientes para determinar os esforços sobre uma estrutura. Contudo, há, sim, uma diferença de grau de detalhamento entre as normas, o que não necessariamente confere às mesmas um maior ou menor grau de segurança às estruturas. Recomenda-se que a norma brasileira seja mais detalhada em futuras revisões.

Para estudos futuros, seria interessante analisar o comportamento da estrutura do Edifício Padrão usando acelerogramas na base (*time histories*), naturais ou artificialmente gerados, tendo em vista que as análises apresentadas neste trabalho se limitaram a aplicar a análise espectral.

Outra proposta interessante a ser avaliada é a do dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e pilares-parede), considerando as diversas normas de dimensionamento de estruturas de concreto, comparando-se os resultados.

Este trabalho se limitou a análises elásticas da estrutura, não considerando a não-linearidade física e geométrica. Outra proposta de estudo seria a análise da formação de rótulas plásticas e o estudo da ductilidade das estruturas (análises *pushover*). Estas análises *pushover* são processos iterativos de carregamentos gradativo da força lateral em etapas sucessivas, onde é identificada a sequência de formação de rótulas plásticas na estrutura, e, a depender da formação dessas rótulas, levando ao eventual colapso final da estrutura por esgotamento da capacidade resistente dos nós que ligam as vigas aos pilares.



## 5. Referências Bibliográficas

---

ADMINISTRACIÓN PÚBLICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO, **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO**, Cidade do México: GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO, México, 2017.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS/ STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE, **ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Reston, Virginia, Estados Unidos, 2017.

ARAI, A, **Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos**, Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Projeto de Estruturas da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

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

AUTORIDADE DE GERENCIAMENTO DE DESASTRES E EMERGÊNCIAS (AFET VE ACIL DURUM YÖNETİMİ BAŞKANLIĞI), **TBEC 2018 - Norma de Construção Sísmica Turca (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği)**, Jornal Oficial, Número: 30364, 18 de março de 2018 (Resmi Gazete, Sayı: 30364, 18 Mart 2018), Turquia, 2018.

BARTELS, S. A., VANROOYEN M. J., **Medical complications associated with earthquakes**, revista The Lancet; Volume 379, pág 748, Estados Unidos, 2012. Disponível em: <https://www.thelancet.com/action/showPdf?pii=S0140-6736%2811%2960887-8>. Acesso em: 24 jul. 2020.

COMISSÃO TÉCNICA PORTUGUESA DE NORMALIZAÇÃO - EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIIS CT 115, **NP EN 1998-1 (2005): Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos. Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios**, Caparica: Instituto Português de Qualidade: Portugal, 2010.

COMMISSION DE NORMALISATION PARASISMIQUE BNTB CN/PS, **NF EN 1998-1:2005 : Eurocode 8 - Calcul des Structures Pour Leur Résistance Aux Séismes - Partie 1 : Règles Générales, Actions Sismiques Et Règles Pour Les Bâtiments**, Saint-Denis: Association Française de Normalisation, França, 2005.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., **SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 20**. CSI Inc, Berkeley, California, Estados Unidos, 2016.

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**, Bruxelles: European Committee for Standardization, Belgica, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, **Bulletin 69, Critical Comparison of Major Seismic Codes for Buildings**, Lausanne, Suíça, 2013.

GHOSH, S. K.; FANELLA D. A., **Seismic and Wind Design of Concrete Buildings (2000 IBC, ASCE 7-98, ACI 318-99)**, 3<sup>rd</sup>. Ed. Virginia: International Code Council, Estados Unidos, 2003.

INSTITUTO BÚLGARO DE NORMALIZAÇÃO (БЪЛГАРСКИ ИНСТИТУТ ЗА СТАНДАРТИЗАЦИЯ), **BDS EN 1998-1 (2004): EUROCODE 8: Projeto de Estruturas para Resistir aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Efeitos Sísmicos e Regras de Construção Aplicação Nacional (ЕВРОКОД 8: ПРОЕКТИРАНЕ НА КОНСТРУКЦИИТЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ Част 1: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради Национално приложение)**, Sofia, Bulgária, 2010.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, **Decreto del Ministero delle infrastrutture, 17 gennaio 2018: Norme Tecniche per le Costruzioni**, Roma: Gazzetta Ufficiale Della Repubblica Italiana, Itália, 2018.

MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE, TRANSPORT AND TOURISM, **BSL-1981, Building Standard Law Enforcement Order**, Japão, 1981.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA (NRC), **National Building Code of Canada 2015**, Ottawa, Canadá, 2015.

NEW ZEALAND STANDARD, **NZS 1170-5 (S1) (2004): Structural Design Actions - Part 5: Earthquake Actions**, Wellington: Standards New Zealand, Nova Zelândia, 2004.

ORGANIZATION FOR EARTHQUAKE RESISTANT PLANNING AND PROTECTION, MINISTRY OF ENVIRONMENT PLANNING AND PUBLIC WORKS (OASP), **Greek code for Seismic Resistant Structures - EAK2000**, Grécia, 2000.

SANTOS, S. H. C., ARAI, A., LIMA, S. S., **Comparative Study of Seismic Standards in South American Countries**, 35<sup>th</sup> Annual Symposium of IABSE, Londres, 2011.

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

SANTOS, S. H. C., ARAI, A., LIMA, S. S., **Análise de um Prédio Residencial Considerando Normas Sísmicas de Diversos Países**, VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

SANTOS, S. H. C., ZANAICA, L., BUCUR C., LIMA, S. S., ARAI, A., **Comparative Study of Codes for the Seismic Design of Structures**, Mathematical Modelling in Civil Engineering, Vol. 9, nº1, Bucareste, Romênia, 2013.

SANTOS, S. H. C., GIARLELIS, C., TRAYKOVA, M., BUCUR, C., ZANAICA, L., LIMA, S. S., **Comparative Study of a Set of Codes for The Design of Buildings**, 39<sup>th</sup> IABSE Symposium, “Engineering the Future”, Vancouver, Canadá, 2017a.

SANTOS, S. H. C., ZANAICA, L., BUCUR C., TRAYKOVA, M., GIARDELIS, C., LIMA S. S., ARAI A., **Comparative Study of Some Seismic Codes for Design of Buildings**. *16WCEE, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 2017b.

SANTOS, S. H. C., GIARLELIS, C., TRAYKOVA, M., LIMA, S. S., BUCUR, C., ORRALA, F. H., **Comparative Study of Some Seismic Codes for Building Design Regarding Criteria for Non-Linear Methods of Analysis**, 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Grécia, 2018.

SANTOS, S. H. C., GIARLELIS C., JARA J., LAMPROPOULOS A., PRESTI D. L., MONTENS S., SUTCU F., TAKEUCHI T., TRAIKOVA M., VARUM H., WHITE J., ZMIGRODZKI S., **Comparative Study of International Major Codes for the Seismic Design of Buildings**, IABSE Symposium, ISBN 978-3-85748-169-7 – Wroclaw, Polônia, 2020.

## 6. Sítios Da Internet

---

BUREAU DE RECHERCHES GÉOLOGIQUES ET MINIÈRES, **Le site internet de la prévention du risque sismique**, disponível em: [http://www.planseisme.fr/IMG/jpg/zonage\\_sismique\\_france\\_1501\\_300dpi.jpg](http://www.planseisme.fr/IMG/jpg/zonage_sismique_france_1501_300dpi.jpg), França, 2020.

İÇİŞLERİ BAKANLIĞI, AFET VE ACIL DURUM YÖNETİMİ BAŞKANLIĞI, DEPREM DAİRESİ BAŞKANLIĞI (MINISTÉRIO DO INTERIOR, AUTORIDADE DE GERENCIAMENTO DE DESASTRES E EMERGÊNCIAS, DIREÇÃO DO DEPARTAMENTO DE TERREMOTOS), **Türkiye Deprem Tehlike Haritası (Mapa de Perigo Sísmico da Turquia)**, disponível em: <https://depem.afad.gov.tr/depem-tehlike-haritasi>. Turquia, 2020.

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA, **Mappe Interative di Pericolosità Sísmica**, disponível em: <http://esse1.mi.ingv.it/maps/Pga0475.gif>., Itália, 2020.

NATURAL RESOURCES CANADA, **2015 National Building Code of Canada seismic hazard maps**, disponível em: <https://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-en.php#pga>, Canadá, 2020.

SERVICIO GEOLÓGICO MEXICANO, **Zonas Sísmicas en México**, disponível em: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/imagenes/riesgos/zonas.png>., México, 2020.

TECHNICAL CHAMBER OF GREECE, **Natural Hazard Maps of Greece**, disponível em: [http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC\\_WORK/EKDILOSEIS\\_P/HYPERLINKS/image001.gif](http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/EKDILOSEIS_P/HYPERLINKS/image001.gif), Grécia, 2020.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS), **Latest Earthquakes**, disponível em: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/>, Estados Unidos, 2020.

## 7. ANEXO A – Tabelas dos Resultados Obtidos

---

### 7.1. Deslocamentos no Topo da Estrutura

Nas Tabelas 7-1 a 7-3 são apresentados os deslocamentos dos pavimentos na direção X.

Tabela 7-1 - Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 1/3)

Pavimento	Elevação (m)	Brasil - NBR-15421	Bulgária - BDS EN 1998-1	Canadá - NBCC 2015	EUA - ASCE/SEI 7-16
0	0	0	0	0	0
1	4,9	13,1	9,9	8,5	10,8
2	8,55	22,6	16,9	14,6	18,4
3	12,2	31,3	23,4	20,2	25,5
4	15,85	39,4	29,4	25,5	32,0
5	19,5	46,8	34,9	30,4	38,1
6	23,15	53,6	40,0	34,9	43,6
7	26,8	59,8	44,6	38,9	48,6
8	30,45	65,2	48,7	42,4	53,0
9	34,1	69,8	52,1	45,4	56,7
10	37,75	73,6	54,9	47,8	59,8
11	41,4	76,3	57,0	49,6	62,0
12	45,05	78,1	58,3	50,7	63,4

Tabela 7-2 – Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 2/3)

Pavimento	Elevação (m)	França - NF EN 1998-1	Grécia - EAK2000	Itália - Dec. 17-Jan-2018	Japão - BSL-1981
0	0	0	0	0	0
1	4,9	13,1	18,2	9,9	25,1
2	8,55	22,5	31,4	16,9	43,3
3	12,2	31,1	43,8	23,4	60,1
4	15,85	39,2	55,5	29,4	75,8
5	19,5	46,6	66,4	34,9	90,3
6	23,15	53,4	76,3	40,0	103,5
7	26,8	59,5	85,2	44,6	115,5
8	30,45	64,9	93,1	48,7	125,9
9	34,1	69,5	99,7	52,1	134,9
10	37,75	73,2	104,9	54,9	142,1
11	41,4	75,9	108,8	57,0	147,4
12	45,05	77,7	111,1	58,3	150,7

Tabela 7-3 - Deslocamento dos pavimentos na direção X (medidas em mm)(parte 3/3)

Pavimento	Elevação (m)	México - Dec. 15-Dez-2017	Nova Zelândia - NZS.1170.5	Portugal - NP EN 1998-1	Turquia - TBEC 2018
0	0	0	0	0	0
1	4,9	34,6	13,5	13,1	10,6
2	8,55	59,9	23,3	22,5	18,1
3	12,2	83,7	32,4	31,1	25,0
4	15,85	106,3	41,0	39,2	31,4
5	19,5	127,4	49,0	46,6	37,3
6	23,15	146,6	56,2	53,4	42,7
7	26,8	164,0	62,8	59,5	47,6
8	30,45	179,1	68,5	64,9	51,9
9	34,1	191,8	73,4	69,5	55,6
10	37,75	201,9	77,3	73,2	58,6
11	41,4	209,2	80,2	75,9	60,8
12	45,05	213,7	81,9	77,7	62,2

Nas Tabelas 7-4, 7-5 e 7-6 são apresentados os deslocamentos dos pavimentos na direção Y.

Tabela 7-4 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 1/3)

Pavimento	Elevação (m)	Brasil - NBR-15421	Bulgária - BDS EN 1998-2	Canadá - NBCC 2016	EUA - ASCE/SEI 7-17
0	0	0	0	0	0
1	4,9	3,1	2,5	1,9	2,7
2	8,55	6,8	5,3	4,2	5,9
3	12,2	11,5	8,8	7,0	9,7
4	15,85	16,6	12,6	10,2	13,9
5	19,5	22,1	16,6	13,5	18,2
6	23,15	27,6	20,7	16,9	22,7
7	26,8	33,2	24,7	20,3	27,1
8	30,45	38,6	28,7	23,7	31,5
9	34,1	43,9	32,5	26,9	35,7
10	37,75	49,0	36,3	30,0	39,8
11	41,4	53,8	39,9	32,9	43,8
12	45,05	58,1	43,2	35,6	47,4

Tabela 7-5 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 2/3)

Pavimento	Elevação (m)	França - NF EN 1998-2	Grécia - EAK2001	Itália - Dec. 17-Jan-2019	Japão - BSL-1982
0	0	0	0	0	0
1	4,9	3,1	3,7	2,5	5,7
2	8,55	6,8	8,3	5,3	12,7
3	12,2	11,3	13,9	8,8	21,5
4	15,85	16,4	20,4	12,6	31,3
5	19,5	21,8	27,2	16,6	41,9
6	23,15	27,3	34,2	20,7	52,7
7	26,8	32,8	41,2	24,7	63,5
8	30,45	38,2	48,1	28,7	74,1
9	34,1	43,4	54,7	32,5	84,3
10	37,75	48,4	61,0	36,3	94,0
11	41,4	53,2	66,9	39,9	103,2
12	45,05	57,5	72,3	43,2	111,4

Tabela 7-6 - Deslocamento dos pavimentos na direção Y (medidas em mm)(parte 3/3)

Pavimento	Elevação (m)	México - Dec. 15-Dez-2018	Nova Zelândia - NZS.1170.6	Portugal - NP EN 1998-2	Turquia - TBEC 2019
0	0	0	0	0	0
1	4,9	6,6	3,0	3,1	2,7
2	8,55	14,6	6,6	6,8	5,8
3	12,2	24,8	11,0	11,3	9,5
4	15,85	36,4	16,0	16,4	13,6
5	19,5	48,7	21,2	21,8	17,9
6	23,15	61,5	26,6	27,3	22,2
7	26,8	74,2	31,9	32,8	26,6
8	30,45	86,7	37,2	38,2	30,8
9	34,1	98,6	42,3	43,4	35,0
10	37,75	110,0	47,1	48,4	39,0
11	41,4	120,7	51,8	53,2	42,9
12	45,05	130,3	56,0	57,5	46,5