

Lucas Depollo Ferreira

# **Aspectos Normativos de Ações e Análises Sísmicas em Edificações**

Vitória

2019



Lucas Depollo Ferreira

# **Aspectos Normativos de Ações e Análises Sísmicas em Edificações**

Dissertação submetida à coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Universidade Federal do Espírito Santo – UFES

Centro Tecnológico

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Eng. Walnório Graça Ferreira

Vitória

2019

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

---

F383a Ferreira, Lucas Depollo, 1991-  
Aspectos normativos de ações e análises sísmicas em edificações / Lucas Depollo Ferreira. - 2019.  
190 f. : il.

Orientador: Walnório Graça Ferreira.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Engenharia de estruturas. 2. Dinâmica estrutural. 3. Terremotos. I. Ferreira, Walnório Graça. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

---

# UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

## ASPECTOS NORMATIVOS DE AÇÕES E ANÁLISES SÍSMICAS EM EDIFICAÇÕES

**Lucas Depollo Ferreira**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **29 de agosto de 2019** por:



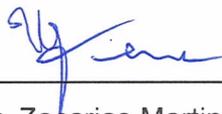
---

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira  
Doutor em Engenharia Civil  
Orientador – UFES



---

Prof. Dr. Rodrigo Silveira Camargo  
Doutor em Engenharia Civil  
Examinador Interno – UFES



---

 Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia  
Doutor em Engenharia Civil  
Examinador Externo – UPF  
Por meio de video conferência



# Agradecimentos

Ao meu orientador Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira pela paciência e confiança em mim depositada e a oportunidade de desenvolver este trabalho;

Aos Profs. Dr. Silvio de Souza Lima e Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, pelas indicações, esclarecimentos e contribuições para este trabalho;

À minha família, pelo apoio incondicional em todas minhas decisões;

À minha namorada, por sempre tornar meus dias melhores;

À Deus, pelo dom da vida e da inteligência;

E a todos os amigos que de alguma forma contribuíram para este trabalho.



# Resumo

Apesar de estar situado no meio da estável placa tectônica Sul-Americana, o Brasil é um país sismicamente ativo. Os efeitos dos abalos sísmicos não podem ser ignorados nos projetos de estruturas e a norma brasileira NBR15421:2006 regulamenta os procedimentos para a análise dinâmica de estruturas, a fim de estabelecer parâmetros de verificação para possíveis ocorrências de sismos em território brasileiro. Este trabalho apresenta uma revisão dos conceitos básicos e fundamentais de ondas e abalos sísmicos, para entendimento dos fatores sismológicos envolvidos em um terremoto. São apresentados também conceitos de dinâmica estrutural necessários para compreensão dos diferentes métodos apresentados nas normas técnicas, além de definir os parâmetros necessários para realizar as referidas análises. É feita também uma revisão da parte referente à parametrização e análises sísmicas nas normas técnicas brasileira (NBR15421:2006), americana (ASCE 7-16) e europeia (EN 1998-1:2004), e comparando seus procedimentos e valores utilizados. São objetos deste trabalho a análise sísmica de três sistemas estruturais em concreto armado. A primeira com estrutura do tipo pêndulo invertido, a segunda de um Shear Building de 3 pavimentos, e conseqüentemente 3 graus de liberdade, e a terceira, sendo a análise sísmica espacial de um edifício de 12 pavimentos com auxílio computacional de software com modelagem tridimensional. Estas estruturas são analisadas pelo Método Simplificado, Método das Forças Horizontais Equivalentes, Método Espectral e Método das Acelerações no Tempo (Integração direta), com o auxílio computacional para obtenção dos dados necessários para realização das análises dinâmicas, de acordo com as normas técnicas apresentadas neste trabalho.

**Palavras-chaves:** Análise Sísmica. Estruturas. Concreto Armado. Aspectos Normativos. Análise Dinâmica. Vibrações.



# Abstract

Despite being located in the middle of the stable South American tectonic plate, Brazil is a seismically active country. The effects of seismic actions cannot be ignored in structural designs and the Brazilian standard NBR15421:2006 regulates the procedures for the dynamic analysis of structures in order to establish verification parameters for possible earthquake occurrences in the Brazilian territory. This work presents a review of the basic and fundamental concepts of seismic waves and quakes to understand the seismological factors involved in an earthquake. It also presents concepts of structural dynamics necessary to understand the different methods presented in the design codes, including the definition of the necessary parameters to perform the referred analysis. The definition of the parameters and the seismic analysis methods are reviewed in the Brazilian (NBR15421:2006), American (ASCE 7-16) and European (EN 1998-1:2004) design codes, comparing their procedures and values used in their procedures. The main objective of this work are the seismic analysis of three structural systems in reinforced concrete. The first one consists of an inverted pendulum structure, the second with a 3-storey Shear Building, and consequently 3 degrees of freedom, and the third being the seismic analysis of a 12-storey building on a three dimensional model with computational aid. These structures are analyzed by the Simplified Method, Equivalent Horizontal Forces Method, Spectral Method and Time History Method (Direct Integration), with the help of computational softwares to obtain the necessary data to perform the dynamic analysis, according to the standards presented in this work.

**Keywords:** Seismic analysis. Structures. Reinforced concrete. Normative Aspects. Dynamic analysis. Vibrations.



# Lista de ilustrações

Figura 1 – Sismos ocorridos em território brasileiro . . . . .	27
Figura 2 – Risco sísmico na América do Sul, em função das acelerações máximas prováveis, em $m/s^2$ . . . . .	28
Figura 3 – Mapeamento sísmico atualizado para o território brasileiro . . . . .	29
Figura 4 – Hipocentro e Epicentro . . . . .	35
Figura 5 – Localização e divisão das placas tectônicas . . . . .	36
Figura 6 – Distribuição dos terremotos ocorridos entre os anos de 1977 e 1986 . . . . .	36
Figura 7 – Tipologia das falhas geológicas . . . . .	38
Figura 8 – Tipos de Ondas Sísmicas . . . . .	39
Figura 9 – Acelerograma do sismo El Centro. . . . .	41
Figura 10 – Acelerações do solo registradas para diferentes terremotos . . . . .	43
Figura 11 – Espectro de resposta tripartido para o sismo El Centro com $\xi = 0; 0,02; 0,05; 0,1$ e $0,2$ . . . . .	44
Figura 12 – Formato de um espectro de resposta de projeto . . . . .	44
Figura 13 – Zonas sísmicas no território brasileiro, para terrenos de classe B (Rocha). . . . .	48
Figura 14 – Espectro de resposta de projeto - NBR15421:2006 . . . . .	51
Figura 15 – Elementos para utilização do fator $\Omega_0$ . . . . .	52
Figura 16 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral $S_S$ de 0,2 segundos (Parte 1). . . . .	61
Figura 17 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral $S_S$ de 0,2 segundos (Parte 2). . . . .	62
Figura 18 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral $S_1$ de 1,0 segundo (Parte 1). . . . .	63
Figura 19 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral $S_1$ de 1,0 segundo (Parte 2). . . . .	64
Figura 20 – Espectro de Resposta de Projeto. . . . .	69
Figura 21 – Período de transição de longo período $T_L$ , em segundos, nos Estados Unidos (Parte 1). . . . .	70
Figura 22 – Período de transição de longo período $T_L$ , em segundos, nos Estados Unidos (Parte 2). . . . .	71
Figura 23 – Determinação dos deslocamentos relativos . . . . .	79
Figura 24 – Mapeamento de risco sísmico unificado da Europa e Mediterrâneo (ESC-SESAME) para acelerações de pico. . . . .	84
Figura 25 – Zoneamento sísmico em Portugal. . . . .	85
Figura 26 – Forma do espectro de resposta elástica . . . . .	88
Figura 27 – Esquema da curva de capacidade . . . . .	98

Figura 28 – Curvas de capacidade com degradação da rigidez . . . . .	99
Figura 29 – Curvas de capacidade do tipo dente de serra . . . . .	99
Figura 30 – Espectro de resposta de projeto segundo NBR15421:2006 . . . . .	105
Figura 31 – Espectro de resposta de projeto segundo ASCE 7-16 . . . . .	106
Figura 32 – Espectro de resposta elástico para sismo do tipo 1 segundo EN 1998-1:2004	107
Figura 33 – Espectros de respostas . . . . .	108
Figura 34 – Acelerograma El Centro . . . . .	108
Figura 35 – Acelerograma El Centro escalado . . . . .	108
Figura 36 – Estrutura tipo shear building com um pavimento - Exemplo 01 . . . . .	109
Figura 37 – Análise histórico no tempo - Modelo 01 . . . . .	112
Figura 38 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 01 . . . . .	117
Figura 39 – Estrutura tipo Shear Building de 3 pavimentos - Exemplo 02 . . . . .	119
Figura 40 – Modos de vibração considerados - Exemplo 02 . . . . .	120
Figura 41 – Análise histórico no tempo - Deslocamentos desacoplados - Modelo 02 .	126
Figura 42 – Análise histórico no tempo - Deslocamentos combinados - Modelo 02 .	127
Figura 43 – Análise histórico no tempo - Forças desacopladas - Modelo 02 . . . . .	128
Figura 44 – Análise histórico no tempo - Forças combinadas - Modelo 02 . . . . .	129
Figura 45 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 02 . . . . .	136
Figura 46 – Planta baixa dos pavimentos - Exemplo 03 . . . . .	139
Figura 47 – Corte esquemático e vistas 3D do edifício - Exemplo 03 . . . . .	140
Figura 48 – Modos de vibração do edifício - Exemplo 03 . . . . .	141
Figura 49 – Deslocamentos - Método simplificado - Exemplo 03 . . . . .	142
Figura 50 – Deslocamentos - Método Força horizontal equivalente (NBR) - Exemplo 03 . . . . .	145
Figura 51 – Deslocamentos - Método espectral (NBR) - Exemplo 03 . . . . .	147
Figura 52 – Deslocamentos - Método do histórico no tempo - Exemplo 03 . . . . .	147
Figura 53 – Deslocamentos - Método força horizontal equivalente (ASCE) - Exemplo 03 . . . . .	151
Figura 54 – Deslocamentos - Método espectral (ASCE) - Exemplo 03 . . . . .	153
Figura 55 – Deslocamentos - Método histórico no tempo (ASCE) - Exemplo 03 . .	155
Figura 56 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 03 . . . . .	155
Figura 57 – Deslocamentos - Método força horizontal equivalente (EN) - Ex. 03 . .	156
Figura 58 – Deslocamentos - Método espectral (EN) - Exemplo 03 . . . . .	158
Figura 59 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Exemplo 01 . . . . .	159
Figura 60 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Exemplo 01 . . . . .	160
Figura 61 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Exemplo 02 . . . . .	160
Figura 62 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Exemplo 02 . . . . .	161
Figura 63 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Direção X - Exemplo 03 . . . . .	162

Figura 64 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Direção Y - Exemplo 03 . . . . .	163
Figura 65 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Direção X - Exemplo 03	163
Figura 66 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Direção Y - Exemplo 03	164
Figura 67 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Exemplo 01 . . . .	165
Figura 68 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Exemplo 01 . . . .	165
Figura 69 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Exemplo 02 . . . .	166
Figura 70 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Exemplo 02 . . . .	166
Figura 71 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Direção X - Exemplo 03 . . . . .	167
Figura 72 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Direção Y - Exemplo 03 . . . . .	168
Figura 73 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Direção X - Exemplo 03 . . . . .	168
Figura 74 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Direção Y - Exemplo 03 . . . . .	169



# Lista de tabelas

Tabela 1 – Evolução das normas sísmicas no mundo . . . . .	30
Tabela 2 – Escala Mercalli Modificada . . . . .	40
Tabela 3 – Zonas sísmicas e categorias sísmicas . . . . .	47
Tabela 4 – Classes dos Terrenos . . . . .	49
Tabela 5 – Categorias de utilização da estrutura . . . . .	49
Tabela 6 – Fatores de amplificação sísmica $C_a$ e $C_v$ . . . . .	51
Tabela 7 – Coeficientes de projeto para sistemas básicos sismo resistentes de concreto	53
Tabela 8 – Coeficientes $C_T$ e $x$ . . . . .	55
Tabela 9 – Coeficiente de limitação do período $C_{up}$ . . . . .	55
Tabela 10 – Classe do Terreno (Site Classification). . . . .	65
Tabela 11 – Categorias de risco de construções e estruturas. . . . .	66
Tabela 12 – Coeficiente do Terreno para período curto, $F_a$ . . . . .	67
Tabela 13 – Coeficiente do Terreno para período longo, $F_v$ . . . . .	68
Tabela 14 – Categoria sísmica de projeto baseada no $S_{DS}$ . . . . .	72
Tabela 15 – Categoria sísmica de projeto baseada no $S_{D1}$ . . . . .	72
Tabela 16 – Coeficientes de projeto para sistemas sismo resistentes de concreto. . .	74
Tabela 17 – Métodos de análise sísmica permitidos . . . . .	75
Tabela 18 – Coeficiente de limitação de período $C_u$ . . . . .	77
Tabela 19 – Coeficiente de período da estrutura . . . . .	77
Tabela 20 – Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ em Portugal . . . . .	84
Tabela 21 – Classe do terreno . . . . .	86
Tabela 22 – Classe de importância e coeficiente de importância dos edifícios . . . .	87
Tabela 23 – Valores dos parâmetros sísmicos para definição do espectro de resposta elástica tipo 1 . . . . .	88
Tabela 24 – Valores dos parâmetros sísmicos para definição do espectro de resposta elástica tipo 2 . . . . .	89
Tabela 25 – Coeficiente de comportamento $q_0$ , para sistemas regulares em altura . .	91
Tabela 26 – Coeficiente $\varphi$ . . . . .	93
Tabela 27 – Valores recomendados para o coeficiente $\Psi_2$ para edifícios . . . . .	93
Tabela 28 – Acelerações espectrais $S_a$ , segundo NBR15421:2006 - Exemplo 02 . . .	122
Tabela 29 – Resumo análise sísmica pelo método espectral - Exemplo 02 . . . . .	124
Tabela 30 – Acelerações espectrais $S_a$ , segundo ASCE - Exemplo 02 . . . . .	133
Tabela 31 – Resumo análise sísmica pelo método espectral, segundo ASCE - Exemplo 02 . . . . .	133
Tabela 32 – Acelerações espectrais $S_e$ e $S_d$ , segundo EN1998-1 - Exemplo 02 . . . .	137
Tabela 33 – Resumo análise sísmica pelo método espectral elástico - Exemplo 02 . .	138

Tabela 34 – Resumo análise sísmica pelo método espectral de cálculo - Exemplo 02	138
Tabela 35 – Propriedades dinâmicas - Exemplo 03 . . . . .	142
Tabela 36 – Deslocamentos - Método simplificado - Exemplo 03 . . . . .	143
Tabela 37 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - NBR - Ex. 03 . . .	144
Tabela 38 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - NBR - Ex. 03 . .	145
Tabela 39 – Deslocamentos - Método espectral (NBR) - Exemplo 03 . . . . .	146
Tabela 40 – Deslocamentos - Método do histórico no tempo - Exemplo 03 . . . . .	148
Tabela 41 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - FHE - ASCE - Exemplo 03 . . . . .	150
Tabela 42 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - FHE - ASCE - Ex. 03 . . . . .	150
Tabela 43 – Deslocamentos - Método espectral (ASCE) - Exemplo 03 . . . . .	152
Tabela 44 – Deslocamentos - Método histórico no tempo (ASCE) - Exemplo 03 . .	154
Tabela 45 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - FHE - EN1998-1 - Exemplo 03 . . . . .	156
Tabela 46 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - FHE - EN1998-1 - Exemplo 03 . . . . .	157
Tabela 47 – Deslocamentos - Método espectral (EN) - Exemplo 03 . . . . .	158
Tabela 48 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método simplificado . .	170
Tabela 49 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método FHE . . . . .	170
Tabela 50 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método espectral . . .	171
Tabela 51 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método histórico no tempo . . . . .	171

# Lista de abreviaturas e siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
ASCE	American Society of Civil Engineers
EN	Europäische Norm (Norma europeia)
EC	Eurocódigo
UBC	Uniform Building Code
EUA	Estados Unidos da América
SEAOC	Structural Engineers Association of California
ATC	Applied Technology Council
SHA	Seismic Hazard Analysis (análise de risco sísmico)
DSHA	Deterministic Seismic Hazard Analysis
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
PSD	Power Spectral Density
USGS	United States Geological Survey
ABSSUM	Absolute Sum (Soma absoluta)
SRSS	Square root sum of squares (Raiz quadrada da soma dos quadrados)
CQC	Complete Quadratic Combination (Combinação quadrática completa)
SEI	Structural Engineering Institute
MCE	Maximum Considered Earthquake
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ESC	European Seismological Commission
SESAME	Site Effects Assessment using Ambient Excitations
NA	National Annex (Anexo nacional)



# Lista de símbolos

$R$	Coeficiente de resposta
$M$	Magnitude de um sismo na escala Richter
$m$	Massa
$A$	Amplitude máxima da onda sísmica
$\ddot{u}_G(t)$	Aceleração do solo
$u$	Deslocamento
$\dot{u}$	Velocidade
$\ddot{u}$	Aceleração
$c$	Amortecimento
$k$	Rigidez
$g$	Aceleração da gravidade
$T$	Período
$T_a$	Período aproximado
$\xi$	Taxa de amortecimento
$S_a$	Aceleração espectral
$p$	Carregamento externo
$t$	Tempo
$\phi$	Vetor de forma do modo de vibração
$\Phi$	Matriz modal
$\omega$	Frequência de vibração
$a_g$	Aceleração horizontal
$v_s$	Velocidade de propagação das ondas de cisalhamento
$N_{SPT}$	Número de golpes do ensaio SPT

$I$	Fator de importância de utilização
$C_a$	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 0 segundos
$C_v$	Fator de amplificação sísmica do solo para o período de 1 segundo
$\Omega_0$	Coefficiente de sobre resistência
$C_d$	Coefficiente de amplificação dos deslocamentos
$F_x$	Força sísmica horizontal
$C_T$	Coefficiente de período da estrutura
$h_n$	Altura do edifício
$C_{up}$	Coefficiente de limitação do período
$H$	Força horizontal total na base
$W$	Peso da estrutura
$C_S$	Coefficiente de resposta sísmica
$k$	Expoente de distribuição
$\delta$	Deslocamento absoluto
$\Delta$	Deslocamento relativo
$s_u$	Resistência média ao cisalhamento do solo não drenado
$S_s$	Fator de aceleração do solo para períodos curtos
$S_1$	Fator de aceleração do solo para períodos de 1 segundo
$F_a$	Coefficiente do Terreno para período curto
$F_v$	Coefficiente do Terreno para período de 1 segundo
$S_{MS}$	Parâmetros de resposta de aceleração espectral de período curto
$S_{M1}$	Parâmetros de resposta de aceleração espectral de período 1 segundo
$S_{DS}$	Parâmetros de resposta de aceleração espectral de projeto de período curto
$S_{D1}$	Parâmetros de resposta de aceleração espectral de projeto de período 1 segundo
$V_E$	Máxima força horizontal elástica na base

$V_I$	Máxima força horizontal inelástica na base
$\eta$	Fator de escala de forças horizontais
$S_e$	Aceleração espectral elástica
$S$	Coefficiente do solo
$q$	coeficiente de comportamento
$S_d$	Aceleração espectral de cálculo
$G$	Cargas permanentes
$Q$	Cargas acidentais
$\Psi$	Coefficiente de combinação
$\lambda$	Fator de correção
$A_i$	Área efetiva da seção transversal do pilar parede
$l_{wi}$	Comprimento do pilar parede
$d_e$	Deslocamento elástico
$d_s$	Deslocamento de cálculo



# Sumário

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>27</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos</b>	<b>31</b>
1.1.1	Objetivo geral	31
1.1.2	Objetivos específicos	31
<b>1.2</b>	<b>Revisão da literatura</b>	<b>31</b>
<b>1.3</b>	<b>Estrutura do trabalho</b>	<b>33</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAIS TEÓRICOS</b>	<b>35</b>
<b>2.1</b>	<b>Sismicidade</b>	<b>35</b>
2.1.1	Tipos de Falhas e Ondas	37
2.1.2	Intensidade e Magnitude	37
<b>2.2</b>	<b>Dinâmica Estrutural e Sísmica</b>	<b>40</b>
2.2.1	Acelerogramas	40
2.2.2	Espectros de Projeto	41
2.2.3	Análise modal pelo espectro de resposta de projeto	44
<b>3</b>	<b>NORMAS TÉCNICAS</b>	<b>47</b>
<b>3.1</b>	<b>Norma Técnica Brasileira NBR15421:2006</b>	<b>47</b>
3.1.1	Parâmetros para definição dos valores das ações sísmicas	47
3.1.1.1	Zoneamento e categorias sísmicas	47
3.1.1.2	Classe do terreno	47
3.1.1.3	Categoria de Utilização da Estrutura	48
3.1.1.4	Definição do espectro de resposta de projeto	50
3.1.2	Requisitos sísmicos para as estruturas de edifícios	51
3.1.3	Métodos de análise sísmica	54
3.1.3.1	Dispensa de análise sísmica	54
3.1.3.2	Método Simplificado	54
3.1.3.3	Método das forças horizontais equivalentes	54
3.1.3.4	Método Espectral	57
3.1.3.5	Método do histórico das acelerações no tempo	58
<b>3.2</b>	<b>Norma Técnica Americana ASCE 7-16</b>	<b>59</b>
3.2.1	Parâmetros para definição dos valores das ações sísmicas	59
3.2.1.1	Zoneamento sísmico	59
3.2.1.2	Classe do terreno	65
3.2.1.3	Categoria de Utilização da Estrutura	65

3.2.1.4	Coeficientes do terreno e parâmetros de resposta de aceleração espectral para o $MCE_R$ . . . . .	67
3.2.1.5	Definição do espectro de resposta de projeto . . . . .	68
3.2.1.6	Categoria sísmica de projeto . . . . .	72
3.2.2	Requisitos sísmicos para as estruturas de edifícios . . . . .	72
3.2.3	Métodos de análise sísmica . . . . .	73
3.2.3.1	Definição do método de análise a ser empregado . . . . .	73
3.2.3.2	Método da força lateral estática . . . . .	73
3.2.3.3	Método das forças horizontais equivalentes . . . . .	75
3.2.3.4	Método Espectral . . . . .	80
3.2.3.5	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	80
<b>3.3</b>	<b>Norma Técnica Europeia EN1998 . . . . .</b>	<b>82</b>
3.3.1	Parâmetros sísmicos . . . . .	83
3.3.1.1	Zoneamento sísmico . . . . .	83
3.3.1.2	Classe do terreno . . . . .	83
3.3.1.3	Classes de importância das estruturas . . . . .	85
3.3.1.4	Definição do espectro de resposta . . . . .	86
3.3.2	Coeficientes de comportamento de estruturas . . . . .	90
3.3.2.1	Cálculo da massa do edifício . . . . .	92
3.3.3	Métodos de análise sísmica . . . . .	93
3.3.3.1	Método de análise por forças laterais . . . . .	94
3.3.3.2	Análise modal por espectro de resposta . . . . .	95
3.3.3.3	Análise estática não linear pelo método <i>pushover</i> . . . . .	96
3.3.3.4	Análise não linear pelo histórico no tempo . . . . .	99
3.3.4	Combinação dos efeitos da ação sísmica horizontal . . . . .	100
<b>3.4</b>	<b>Comparação entre as normas técnicas . . . . .</b>	<b>101</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISES SÍSMICAS - EXEMPLOS NUMÉRICOS . . . . .</b>	<b>103</b>
<b>4.1</b>	<b>Parâmetros sísmicos e espectros de resposta . . . . .</b>	<b>103</b>
<b>4.2</b>	<b>Modelo shear building com um pavimento . . . . .</b>	<b>109</b>
4.2.1	Cálculos preliminares . . . . .	109
4.2.2	Análises segundo NBR15421:2006 . . . . .	110
4.2.2.1	Método simplificado . . . . .	110
4.2.2.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	110
4.2.2.3	Método espectral . . . . .	111
4.2.2.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	111
4.2.3	Análises segundo ASCE 7-16 . . . . .	113
4.2.3.1	Método da força lateral estática . . . . .	113
4.2.3.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	113
4.2.3.3	Método espectral . . . . .	115

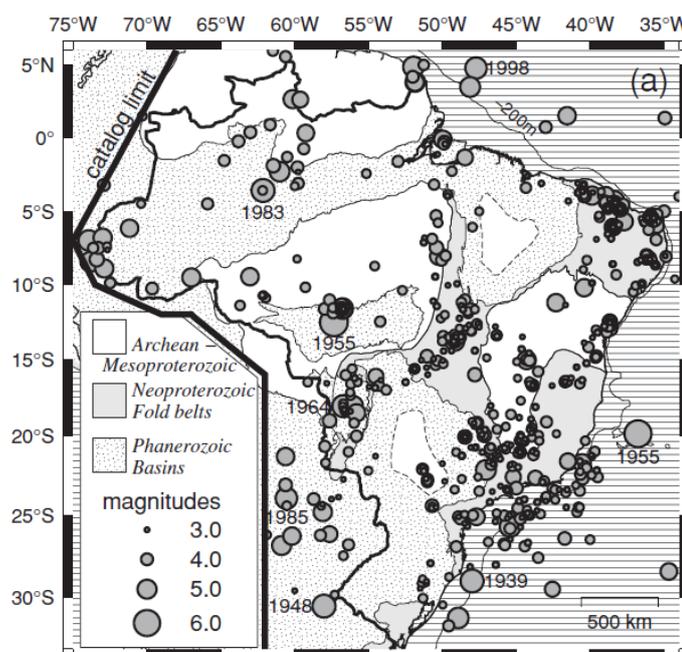
4.2.3.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	115
4.2.4	Análises segundo EN 1998-1:2004 . . . . .	116
4.2.4.1	Método da força horizontal equivalente . . . . .	116
4.2.4.2	Método espectral . . . . .	117
<b>4.3</b>	<b>Modelo shear building 3 pavimentos . . . . .</b>	<b>118</b>
4.3.1	Cálculos preliminares . . . . .	119
4.3.2	Análises segundo NBR15421:2006 . . . . .	120
4.3.2.1	Método simplificado . . . . .	120
4.3.2.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	121
4.3.2.3	Método espectral . . . . .	122
4.3.2.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	125
4.3.3	Análises segundo ASCE 7-16 . . . . .	130
4.3.3.1	Método da força lateral estática . . . . .	130
4.3.3.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	131
4.3.3.3	Método espectral . . . . .	133
4.3.3.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	135
4.3.4	Análises segundo EN 1998-1:2004 . . . . .	135
4.3.4.1	Método da força horizontal equivalente . . . . .	136
4.3.4.2	Método espectral . . . . .	137
<b>4.4</b>	<b>Modelo edifício espacial 12 pavimentos . . . . .</b>	<b>138</b>
4.4.1	Cálculos preliminares . . . . .	139
4.4.2	Análises segundo NBR15421:2006 . . . . .	140
4.4.2.1	Método simplificado . . . . .	140
4.4.2.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	143
4.4.2.3	Método espectral . . . . .	145
4.4.2.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	146
4.4.3	Análises segundo ASCE 7-16 . . . . .	148
4.4.3.1	Método da força lateral estática . . . . .	148
4.4.3.2	Método da força horizontal equivalente . . . . .	149
4.4.3.3	Método espectral . . . . .	151
4.4.3.4	Método do histórico das acelerações no tempo . . . . .	153
4.4.4	Análises segundo EN 1998-1:2004 . . . . .	154
4.4.4.1	Método da força horizontal equivalente . . . . .	154
4.4.4.2	Método espectral . . . . .	156
<b>4.5</b>	<b>Análise dos resultados . . . . .</b>	<b>157</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO . . . . .</b>	<b>173</b>
	<b>REFERÊNCIAS . . . . .</b>	<b>175</b>

<b>APÊNDICES</b>	<b>179</b>
<b>APÊNDICE A – ROTINA PARA MÉTODO NEWMARK-BETA - EXEMPLO 01 . . . . .</b>	<b>181</b>
<b>APÊNDICE B – ROTINA PARA MÉTODO NEWMARK-BETA - EXEMPLO 02 . . . . .</b>	<b>183</b>

# 1 Introdução

Diz-se que o Brasil é um país onde não ocorrem terremotos ou abalos sísmicos. Pouca importância se dá para este assunto fora do mundo técnico devido ao fato do território brasileiro estar situado no meio de uma estável placa tectônica (Plataforma Sul-Americana). Porém, segundo Branco (2009), membro do serviço Geológico do Brasil, ocorre no país em média vinte sismos com magnitude maior que 3,0 na escala Richter e dois com magnitude maior que 4,0 por ano. Os maiores terremotos já registrados em território brasileiro<sup>1</sup> aconteceram no Mato Grosso, Serra do Trombador, em 1955 com magnitude de 6,6 graus na escala Richter, e no litoral de Vitória, Espírito Santo, com magnitude de 6,3 graus na escala Richter, também no ano de 1955. Além destes terremotos, com origem em território brasileiro, vale citar também atividades sísmicas com epicentro próximo à fronteira brasileira, que são sentidos com alta intensidade nas cidades vizinhas. Como exemplo, pode-se citar um terremoto que ocorreu em novembro de 2015, com epicentro no Peru e intensidade de 7,6 graus na escala Richter, que pôde ser sentido nos estados do Amazonas, Rondônia e Acre. A Figura 1 apresenta os sismos ocorridos no território brasileiro e proximidades cuja magnitude foi igual ou superior a 3,0 graus na escala Richter. (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2016)

Figura 1 – Sismos ocorridos em território brasileiro

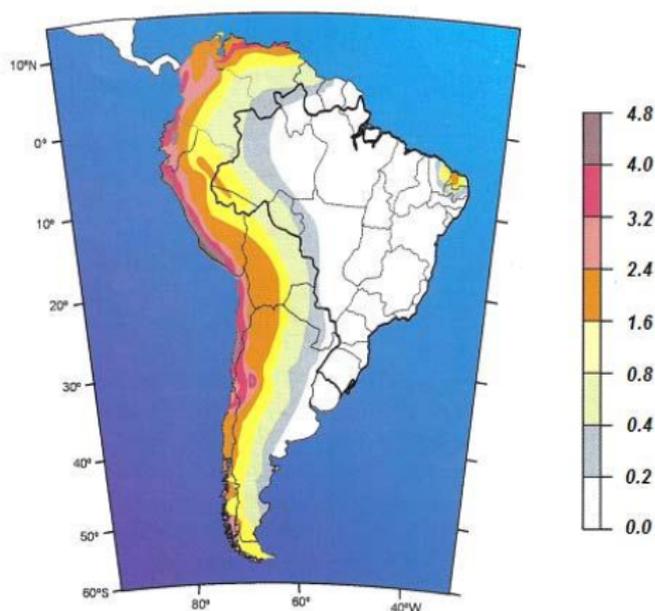


Fonte – Assumpção *et al.* (2016)

<sup>1</sup> Fonte: Exame. Disponível em <<https://exame.abril.com.br/brasil/os-7-maiores-terremotos-que-ja-ocorreram-no-brasil/>>. Acesso em Fev. 2018.

A Figura 2 mostra o risco sísmico na América do Sul, em função das acelerações máximas prováveis, em  $m/s^2$ , com probabilidade de 90% de não ser excedida em um período de 50 anos (ASSUMPCÃO; NETO, 2003).

Figura 2 – Risco sísmico na América do Sul, em função das acelerações máximas prováveis, em  $m/s^2$ .



Fonte – Assumpção e Neto (2003)

Percebe-se então que o Brasil não é um país inteiramente livre de abalos sísmicos, principalmente no oeste da região Norte do país (Acre e Amazonas) e no estado do Ceará, onde existe probabilidade de ocorrerem acelerações máximas consideráveis.

Além disso, fatores não naturais, ou seja, produzidos pelo homem, também podem gerar tremores de terra, com comportamentos semelhantes aos produzidos pela movimentação de placas tectônicas. Como exemplo, pode-se citar trabalhos com energia nuclear, envolvendo usinas para produção de energia e testes com produtos nucleares.

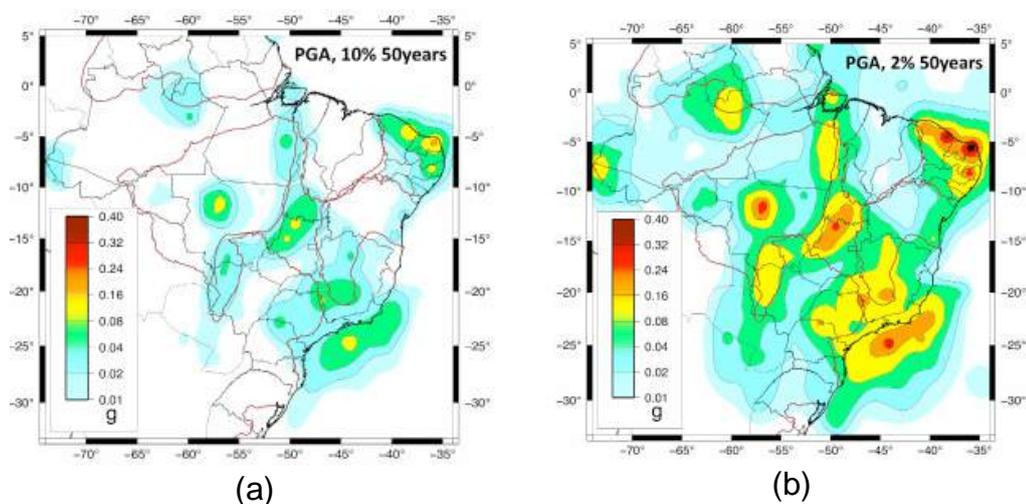
A partir destes dados, vê-se a importância do estudo e análise dinâmica de estruturas na elaboração de projetos levando-se em conta também os fatores ligados às solicitações devido aos tremores de terra para estruturas localizadas no território brasileiro. Como não é possível prever terremotos, a prevenção é a solução mais indicada frente a este tipo de solicitação. É desejável que as estruturas sejam concebidas para resistirem sem dano nenhum ou com danos controlados em casos de terremotos leves ou moderados e que não colapsem em casos de sismos severos, a fim de minimizar danos materiais e preservar a vida humana.

Para regulamentar e guiar a forma de como são concebidas as estruturas submetidas a sismos, em suas fases de projeto, cada país ou grupo de países elaboram suas

normativas técnicas, descrevendo com detalhes cada particularidade de cada território frente à possibilidade da ocorrência de um terremoto. Segundo Fajfar (2018), a engenharia sísmica é uma disciplina relativamente nova. As primeiras recomendações para análises sísmicas foram feitas no início dos anos 1900, na Itália, com a proposta de formalizar parâmetros para realizar análises estáticas. De lá até os dias atuais, as tecnologias foram se aprimorando e os métodos e abordagens para tentar prever a resposta de um edifício frente a um terremoto foram ficando mais complexas. A Tabela 1 apresenta a evolução das normas técnicas referentes a sismos no mundo.

No Brasil, a norma técnica referente a sismos NBR15421 foi criada em 2006, baseada em grande parte na norma americana ASCE 7 de 2005. Essa norma leva em consideração um mapa de risco sísmico conforme a Figura 2, que apresenta um risco sísmico praticamente nulo na maior parte do território brasileiro. Porém, Assumpção *et al.* (2016) elaborou um novo mapa de risco sísmico para o território brasileiro, mostrado na Figura 3 (para (a) 10% e (b) 2% de chance de ocorrência em 50 anos), mostrando que a norma técnica brasileira em vigor deveria ser revisada contemplando outros valores de acelerações e em mais partes do território brasileiro.

Figura 3 – Mapeamento sísmico atualizado para o território brasileiro



Fonte – Assumpção et al. (2016)

Desta forma, é de fundamental importância o conhecimento da ação sísmica e de sua influência em estruturas de edifícios. Para isso serão apresentados neste trabalho os conceitos básicos de sismos e os parâmetros e métodos de análises sísmicas segundo as normas técnicas vigentes, em especial as normas brasileira (NBR15421:2006), americana (ASCE 7-16) e europeia (EN 1998-1:2004) com o anexo nacional de Portugal (AC2009), exemplificando em três modelos de estruturas de graus de complexidades diferentes para melhor entendimento dos procedimentos, além de realizar um comparativo entre os resultados obtidos.

Tabela 1 – Evolução das normas sísmicas no mundo

1909	Itália	Mundialmente a primeira regulamentação sísmica para construções, com disposições para análise estática equivalente. Para o primeiro pavimento, a força horizontal considerada no primeiro pavimento era igual a 1/12 do peso total do edifício, e no segundo e terceiro pavimentos a força horizontal era de 1/8 do peso do edifício
1924	Japão	A primeira norma técnica referente a sismos no Japão. O coeficiente sísmico era igual a 10%
1927	EUA	Primeira edição do Uniform Building Code (UBC) com disposições sísmicas opcionais. O coeficiente sísmico variava entre 7,5 e 10% da carga total permanente e acidental do edifício, dependendo das condições do solo
1933	EUA	Primeira norma técnica referente a sismos obrigatória nos Estados Unidos. O coeficiente sísmico variava entre 2 e 10%
1943	EUA	Los Angeles promulgou sua primeira norma, que relacionava o coeficiente sísmico com a flexibilidade da estrutura
1956	EUA	San Francisco promulgou uma norma com a explícita dependência das cargas sísmicas com o período da estrutura
1957	União Soviética	Implementou o método de análise modal pelo espectro de resposta, que posteriormente se tornou o principal método de análise sísmica da Europa
1959	EUA	O modelo de norma técnica da Structural Engineers Association of California (SEAOC) levou em conta o impacto da capacidade de dissipação de energia das estruturas no regime inelástico
1977	Itália/ Slovênia	Um procedimento básico de análise pelo método pushover foi implementado para construções em alvenaria em um código regional em Friuli, na Itália
1978	EUA	O começo das normas técnicas modernas, com as diretrizes da ATC 3-06, que envolvem mapas probabilísticos de risco sísmico e o coeficiente de resposta R
1981	Iugoslávia	Adoção do método de análise linear e não linear do histórico das acelerações no tempo para construções muito importantes e para protótipos de edifícios pré-fabricados nas normas técnicas
1986	EUA	O método do espectro de capacidade baseado em pushover foi implementado nas diretrizes do "Tri-services"
2010	EUA	Análise probabilística explícita foi permitida na ASCE 7-10

Fonte – Fajfar (2018)

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo geral

Apresentar de forma simples e didática os conceitos necessários ao entendimento básico do comportamento de edifícios submetidos a ações sísmicas. Criar um material de fácil consulta e entendimento para que estudantes e engenheiros com pouca bagagem nesta disciplina possam se aprimorar e se capacitar para estudos mais complexos.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar e comparar as metodologias, parâmetros e métodos de análise das normas técnicas brasileira, americana e europeia vigentes;
- Exemplificar os métodos de análises sísmicas prescritos na norma técnica brasileira e os métodos equivalentes nas normas internacionais citadas neste trabalho;
- Comparar os resultados entre os métodos de análise e entre as normas técnicas.

## 1.2 Revisão da literatura

Estudos recentes no campo dos efeitos dos sismos em estruturas tratam, entre outros assuntos, de comparações de conceitos e parâmetros entre normas técnicas de diversos países, propostas de métodos de análises sísmicas, geração de acelerogramas artificiais para utilização em projetos e suas correções para adequação aos espectros de projeto das normas técnicas.

Santos *et al.* (2017) realizou um estudo comparativo entre normas técnicas de diversos países relativas a projetos de estruturas resistentes a sismos. Foram comparadas as normas dos Estados Unidos, Europa, Itália, Romênia, Brasil, Bulgária e Chile com foco em pontos considerados críticos como: período de retorno, definição do espectro de resposta de projeto, consideração da amplificação do solo, classificação das estruturas em função do grau de importância, definição dos sistemas sísmo resistentes e seus respectivos coeficientes de modificação e consideração dos efeitos de irregularidades na estrutura. Com a utilização dos softwares SAP2000 e SOFISTIK, foram realizadas análises em um mesmo modelo estrutural de concreto armado com 12 pavimentos, respeitando os critérios de cada norma técnica, e concluiu-se que existem muitas diferenças envolvendo as definições e coeficientes adotados, como o período de retorno e definição do espectro de resposta de projeto, que levam a diferenças de mais de 100% em termos de esforços na base ou deslocamentos no topo do edifício. (SANTOS *et al.*, 2017)

Katsanos *et al.* (2010) produziram um estado da arte sobre os procedimentos baseados em métodos consolidados para seleção de acelerogramas gerados por terremotos para utilização em projetos de estruturas. São apresentados métodos de seleção baseados em duas metodologias de análise de risco sísmico (SHA): a metodologia determinística (DSHA) e a metodologia probabilística (PSHA). São exemplos dos métodos citados: Seleção baseada na magnitude e distância do sismo; Seleção baseada na compatibilidade do espectro de resposta; Seleção baseada na intensidade de movimentação da base; Investigação da intensidade da movimentação de base de forma escalar e de forma vetorial. Concluiu-se que, apesar de existirem diversos métodos para seleção dos acelerogramas, ainda não é possível explicitar um método em que a resposta das estruturas seja uniforme para a maioria dos casos estudados. Desta forma, as normas técnicas até hoje adotam procedimentos simplificados que sejam de fácil aplicação para obtenção de esforços, mas que consigam abranger à maior parte das estruturas projetadas. Para casos mais específicos, recomenda-se a utilização de métodos mais refinados.

Barone *et al.* (2015) propõe um modelo analítico simples para solução da função Densidade Espectral de Potência (PSD), tornando a função compatível com um determinado espectro de resposta. Este procedimento faz com que um acelerograma artificial gerado com base nesta função seja compatível com espectros de resposta de normas técnicas, como é prescrito nas mesmas para realização de análises sísmicas para projetos de estruturas. Valida-se o modelo proposto com uma comparação entre o modelo analítico e um modelo numérico compatível com um espectro de resposta com quatro ramos, e obtém-se resultados muito próximos.

Chopra e Goel (2002) propõem um método pushover de análise modal, onde a ação sísmica em termos de força é determinada utilizando a distribuição da força de inércia para cada modo de vibração da estrutura. A combinação destes esforços nos três primeiros modos provém uma estimativa para a ação de um sismo em sistemas inelásticos. Quando aplicado em um sistema elástico, este método se apresenta equivalente com o método tradicional de análise espectral (espectro de resposta). Desta forma, este método se apresenta de forma simples e computacionalmente atrativa para engenheiros utilizarem na prática do desenvolvimento de projetos.

Miranda (2010) realizou uma avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios na realidade predial brasileira utilizando o método de Hirosawa adaptado. Este método é utilizado para avaliar o desempenho de estruturas de concreto armado existentes ou que já sofreram danos, sendo limitado a edifícios de oito pavimentos. Ele se baseia na comparação de dois índices: índice de desempenho sísmico  $I_s$  e o índice de solicitação sísmica  $I_{s0}$ . Foram avaliados quatro modelos propostos de estruturas, variando, para cada uma delas, os parâmetros presentes na norma técnica brasileira em termos de aceleração do solo e da classe do terreno e concluiu-se que com o método é possível identificar quais estruturas

são consideradas vulneráveis e implicam análises mais detalhadas em termos de reforços estruturais, de acordo com suas características e localização.

Rodrigues (2012) e Brito (2017) estudaram métodos para geração de acelerogramas artificiais compatíveis com espectros de resposta de normas brasileiras e internacionais para utilização em projetos de edifícios submetidos a ações sísmicas. Foram gerados e testados acelerogramas e comparados seus respectivos espectros de resposta com o espectro da norma brasileira e obteve-se resultados muito próximos ao prescrito na norma técnica.

Varum (2003) realizou um estudo de avaliação de edifícios existentes no sul da Europa, construídos até o final dos anos 1970 para prever os danos nestas estruturas frente a um possível abalo sísmico e suas necessidades de reparos e reforços estruturais. Foi ensaiado no laboratório ELSA (localizado em Ispra, na Itália), um edifício de quatro pavimentos em escala real, construído levando-se em conta as condições dos materiais e técnicas construtivas do final dos anos 70 e submetido a diferentes acelerações de base para medir o comportamento e a resistência dos elementos estruturais de concreto armado. Também foi estudado a influência das paredes de alvenaria na resistência final do conjunto. Além disso, foram ensaiados diferentes tipos de reforços estruturais, comprovando sua eficácia na redução dos riscos de falência estrutural.

Menasri *et al.* (2012) propõem um método estocástico denominado de movimentação média autorregressiva (Autorregressive Moving Average – ARMA) para análise e simulação de movimentações de base devido a terremotos intensos. O método foi utilizado para sintetizar os terremotos Boumerdes-1, Boumerdes-2 e Boumerdes-3, registrados em solos densos na Argélia no ano de 2003. Concluiu-se que o método foi capaz de gerar um acelerograma capaz de preservar as características de terremotos reais registrados com diferentes frequências.

Fajfar (2018) realizou um estudo do passado, presente e futuro das normas técnicas de ações sísmicas no mundo. Apresentou um histórico desde o início do surgimento de prescrições técnicas quanto às ações sísmicas em edifícios, onde prevalecia o método de análise estática que com o tempo foi sendo introduzido o conceito de dinâmica de estruturas para as análises. Mostrou que atualmente acontece a gradual implementação de métodos de análises não lineares e prevê que o futuro dos estudos para normas técnicas irão passar pela discussão da avaliação de riscos, onde métodos probabilísticos explícitos causam dúvidas para engenheiros que não sejam especialistas no assunto, e que a consideração dos riscos feita de forma quantitativa (determinística) seria uma possibilidade mais realista.

### 1.3 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido da seguinte forma: no capítulo 1 são apresentados a introdução, motivação e os objetivos a serem alcançados com este trabalho, bem como uma

revisão da literatura sobre o assunto; no capítulo 2 o referencial teórico utilizado como base para o desenvolvimento do trabalho é apresentado; no capítulo 3 são apresentadas as normas técnicas que servirão de base para realizar as análises numéricas; o capítulo 4 consiste nos exemplos numéricos a serem analisados sob ações sísmicas e a análise dos resultados; e finalmente, no capítulo 5, a conclusão do trabalho é apresentada.

## 2 Referenciais teóricos

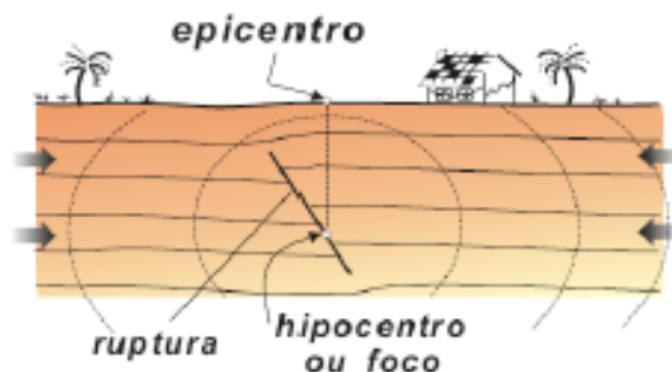
### 2.1 Sismicidade

Sismos são fenômenos de vibrações bruscas e passageiras da superfície da terra. As forças sísmicas, de caráter totalmente aleatório de ocorrência ou de intensidade, têm capacidade de causar grandes danos materiais à sociedade e podem ser consideradas uma das ações mais destrutivas da natureza.

Quanto à origem, os sismos podem ser classificados em dois tipos: Sismos de origem natural e sismos induzidos. A maioria dos sismos que ocorrem são os sismos de origem natural, que são resultados de movimentos subterrâneos de placas rochosas (ou placas tectônicas), de atividades vulcânicas ou da movimentação de gases no interior da Terra. Devido a estas movimentações, a litosfera acumula energia à medida em que as rochas se deformam e se atritam, até o ponto em que atingem o limite de resistência mecânica do material e se rompem, liberando esta energia acumulada em forma de ondas de vibração que irradiam em todas as direções a partir do ponto de ruptura da rocha, segundo Clough e Penzien (2003).

O ponto exato de ruptura da rocha, de onde ocorre a liberação da energia é chamado de Hipocentro. O ponto na superfície da terra, também chamado de crosta terrestre, diretamente acima do hipocentro é chamado de Epicentro e a distância entre o Hipocentro e o Epicentro é chamado de Profundidade Focal.

Figura 4 – Hipocentro e Epicentro

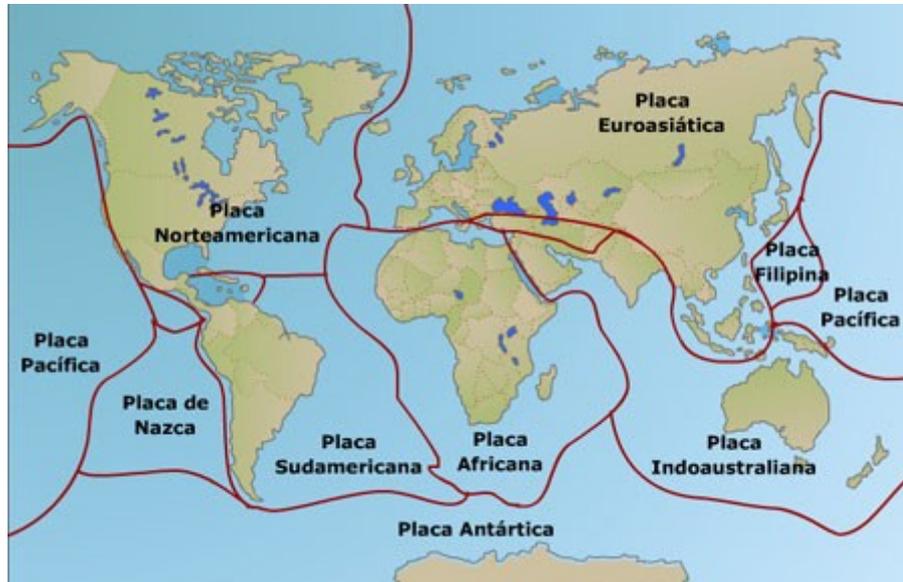


Fonte – Assumpção e Neto (2003)

A grande maioria das atividades sísmicas de origem natural ocorrem nas regiões de fronteiras entre as grandes placas tectônicas, conforme ilustrado nas Figura 5 e Figura 6,

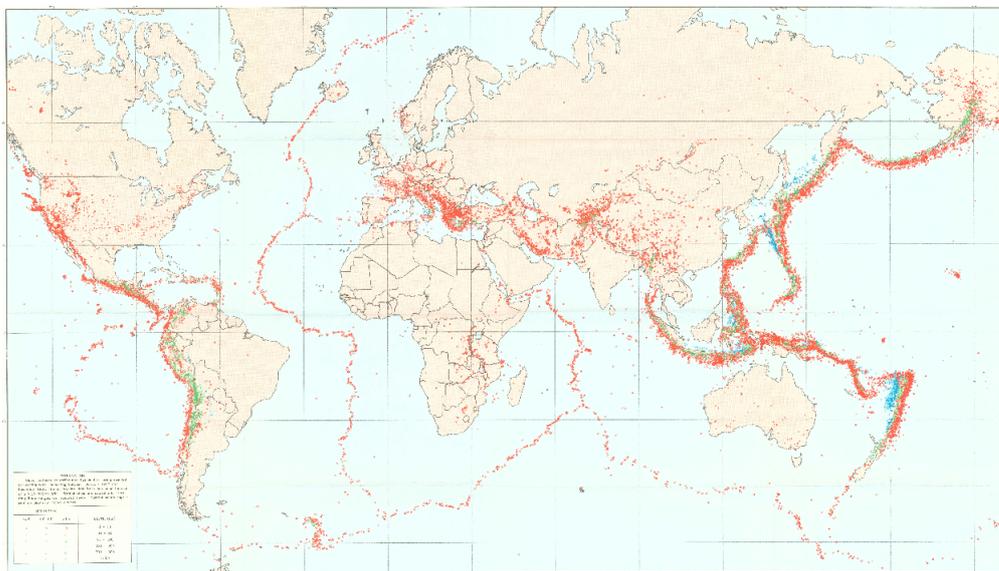
contendo um mapa esquemático da localização e divisão de cada placa, e da distribuição das ocorrências de terremotos no planeta entre os anos de 1977 a 1986, respectivamente.

Figura 5 – Localização e divisão das placas tectônicas



Fonte – Portal São Francisco<sup>1</sup>

Figura 6 – Distribuição dos terremotos ocorridos entre os anos de 1977 e 1986



Fonte – U.S. Geological Survey, por Susan K. Goter

Porém, as ondas sísmicas não são liberadas apenas na fronteira das grandes placas tectônicas do planeta quando elas se movimentam, mas no interior de cada grande placa tectônica existem recortes que são conhecidos por falhas tectônicas, que podem também

<sup>1</sup> Disponível em <<http://www.portalsaofrancisco.com.br/geografia/placas-tectonicas>>. Acesso em Fev. 2018.

liberar energia para produzir movimentação e conseqüentemente abalos sísmicos. No Brasil, o maior número de falhas concentra-se nas regiões Sudeste e Nordeste, seguidos das regiões Norte, Centro-Oeste e Sul (SAADI, 2002).

Já os sismos induzidos são terremotos localizados causados pelo homem devido a ações como explosões, minerações, tráfego de veículos, acomodações de solo devido à extração de água de aquíferos e bate-estacas. Regiões próximas a usinas nucleares e usinas hidrelétricas, por exemplo, são regiões com alta propensão de ocorrência de sismos induzidos.

### 2.1.1 Tipos de Falhas e Ondas

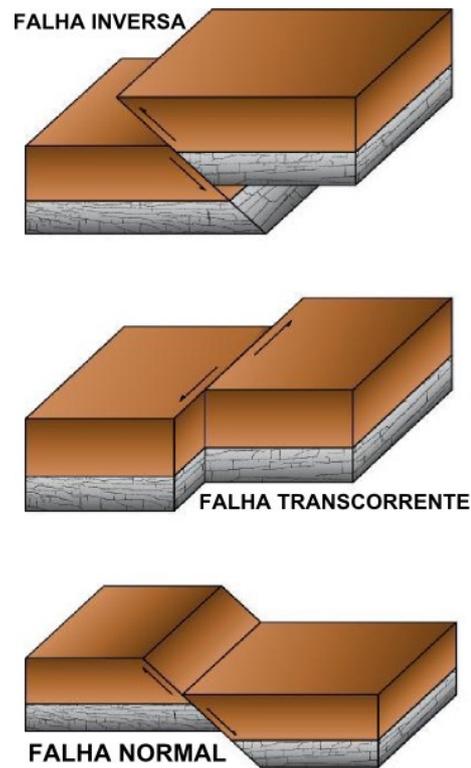
Os abalos sísmicos de origem natural têm como mecanismo de iniciação a falha geológica. Pode-se definir as falhas geológicas em função do tipo da falha e de sua orientação, e usualmente são divididas em três grandes tipos de falhas, conforme ilustradas na Figura 7: Falhas Normais, onde ocorre um afastamento entre as placas, ocasionado quando parte da rocha no local “desce” em relação ao nível da falha; Falhas Inversas, quando ocorre movimento contrário aos das falhas normais, ou seja, há convergência entre as placas, resultando em parte da rocha “subindo” em relação ao nível da falha; E as Falhas Transcorrentes, quando há um movimento horizontal entre as placas. Os blocos rochosos se deslocam paralelamente, sem movimento de subida ou descida entre as placas.

Já as ondas produzidas pelas atividades sísmicas podem ser divididas em três tipos, ilustradas na Figura 8 (CLOUGH; PENZIEN, 2003): Ondas “P” ou ondas primárias (P-waves, primary waves), que são as primeiras que chegam à superfície e são identificadas como ondas de compressão ou longitudinais. Elas correspondem a um padrão vibratório de oscilação longitudinal gerando tensões de tração e compressão alternadamente. As ondas “S” ou ondas secundárias (S-waves, secondary waves), são ondas em que as partículas se movem na direção perpendicular ao caminho da propagação, gerando tensões de cisalhamento ou cortes transversais. As ondas superficiais de Rayleigh e de Love (R-waves, Rayleigh waves; L-waves, love waves) são ondas que podem ocorrer quando a energia da vibração se propaga perto da superfície do solo. O comportamento das ondas Rayleigh é análogo ao das ondas “P”, enquanto que o comportamento das ondas Love é análogo ao das ondas “S”, porém elas possuem velocidades inferiores e são amortecidas mais rapidamente.

### 2.1.2 Intensidade e Magnitude

Na ocorrência de abalos sísmicos, dois critérios usualmente são utilizados para quantificar o impacto e o potencial de destruição que o terremoto poderia causar. São eles a magnitude e a intensidade.

Figura 7 – Tipologia das falhas geológicas



Fonte – Mundo Educação<sup>2</sup>

Magnitude é a medida da quantidade de energia liberada durante o sismo, sendo medida pela amplitude das ondas sísmicas registradas através de um sismógrafo. Charles Richter, juntamente com Gutenberg em 1935, desenvolveu uma escala logarítmica que relaciona a magnitude de um sismo com a comparação entre a amplitude medida de um sismo com amplitudes de referência, criando assim a conhecida Escala Richter.

Por definição, a magnitude da escala Richter por:

$$M = \log_{10} A \quad (2.1)$$

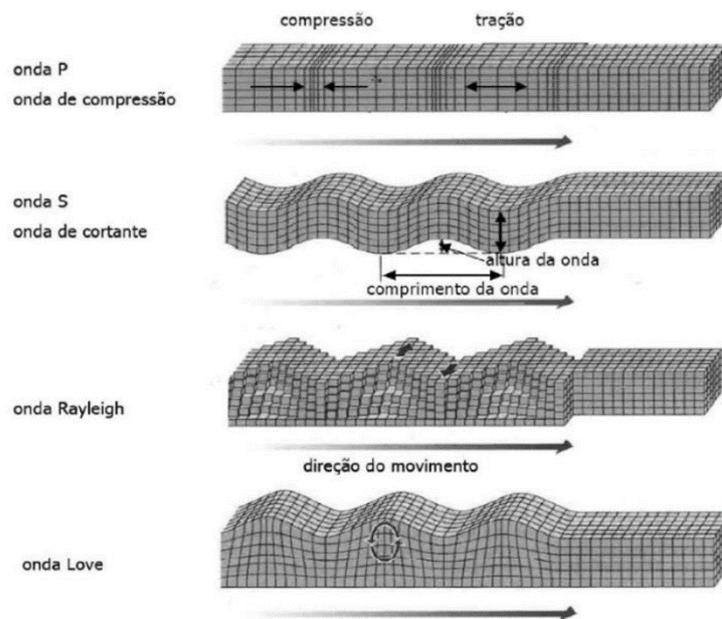
onde  $M$  representa a magnitude da Escala Richter e  $A$  representa a amplitude máxima da onda sísmica, em micrômetros ( $10^{-6}$  m), medido em um sismógrafo de Wood-Anderson a uma distância de 100 km do epicentro do terremoto.

Caso o sismógrafo não esteja a uma distância de 100 km do epicentro, faz-se a correção da magnitude segundo a seguinte expressão:

$$M = \log_{10} A - \log_{10} A_0 \quad (2.2)$$

<sup>2</sup> Disponível em <<http://mundoeducacao.bol.uol.com.br/geografia/falha-geologica.htm>>. Acesso em Fev. 2018.

Figura 8 – Tipos de Ondas Sísmicas



Fonte – Clough e Penzien (2003)

onde  $A_0$  representa um valor que depende da distância do sismógrafo até o epicentro do terremoto.

Atualmente novas escalas já foram desenvolvidas para diversos tipos de análises, como escalas de momento sísmico, energia sísmica e escalas regionais.

Intensidade é uma medida qualitativa dos efeitos de um sismo para a população, para os edifícios, objetos e meio ambiente. A medida da intensidade varia com o local e com a forma como o sismo acontece. Por meio de métodos subjetivos, pode-se avaliar a intensidade de um sismo comparando com os parâmetros descritos por exemplo na Escala Mercalli Modificada (mostrada na Tabela 2), a mais utilizada atualmente para este fim, e com base em valores aproximados das acelerações do movimento do solo. Métodos analíticos envolvem instrumentos para medição da intensidade de um sismo. O método da *Intensidade Espectral de Housner* utiliza um oscilador linear com um grau de liberdade para medir a severidade das oscilações. Outro método é a *Intensidade de Arias* e calcula a capacidade de dano de um sismo baseado na aceleração medida do sismo e da aceleração da gravidade.

Tabela 2 – Escala Mercalli Modificada

Intensidade	Descrição
I	Vibrações só registradas por instrumentos.
II	Pessoas em repouso em andares altos sentem o tremor.
III	Sentido por algumas pessoas no interior das habitações. Objetos pendurados podem balançar.
IV	Perceptível por quase todas as pessoas no interior das habitações. Vidros e louças tilintam.
V	Perceptível no exterior: Pessoas acordam e podem cair pequenos objetos.
VI	Pessoas saem para as ruas. Os móveis se deslocam e alvenarias de má qualidade trincam.
VII	Transeuntes têm dificuldades em se deslocar. Há trincas nos edifícios, tijolos e mosaicos caem. Sinos grandes tocam.
VIII	Condução de automóveis é afetada. Há colapsos parciais de edifícios de má qualidade e fendas no solo.
IX	Danos consideráveis em edificações. Areia e lama brotam do solo.
X	Destruição da maioria dos edifícios. Grandes desabamentos de terra.
XI	Trilhos ferroviários dobram, estradas abrem fendas e canalizações subterrâneas são danificadas.
XII	Destruição total: Topografia alterada.

Fonte – Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da USP (IAG)

## 2.2 Dinâmica Estrutural e Sísmica

### 2.2.1 Acelerogramas

Segundo Chopra (2012), a forma mais útil de se definir, em termos de engenharia, um terremoto é pela variação no tempo das acelerações no solo. É a aceleração  $\ddot{u}_G(t)$  que aparece do lado direito da Equação diferencial do movimento (Equação 2.3) que governa a resposta de estruturas submetidas à excitação sísmica. Para Soriano (2014) um acelerograma é a representação gráfica ou digitalizada da variação temporal da aceleração de um sismo, que depende da distância da estrutura ao epicentro e das características locais do solo, captada e gravada por um instrumento chamado acelerômetro.

$$\mathbf{m} \ddot{u} + \mathbf{c} \dot{u} + \mathbf{k} u = -\mathbf{m} \ddot{u}_G(t) \quad (2.3)$$

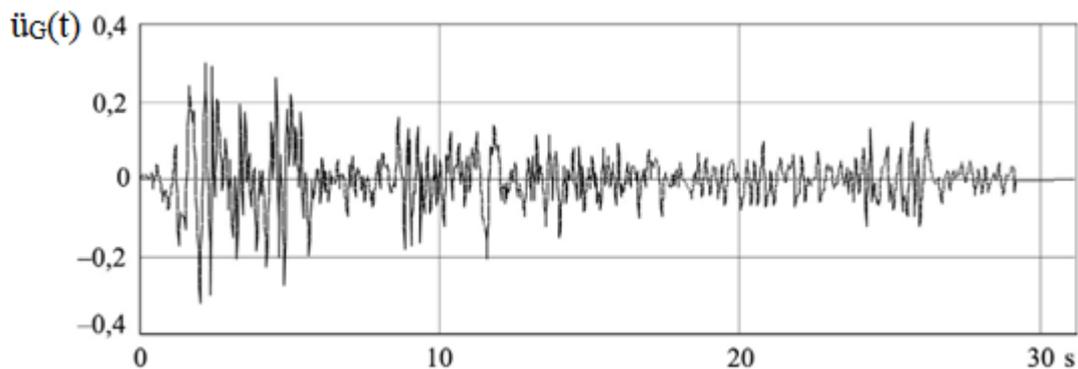
A aceleração do solo é definida por valores numéricos em instantes discretos de tempo. Estes instantes de tempo devem ser pouco espaçados, de forma que seja suficiente

para descrever a variação irregular da aceleração com o tempo. Normalmente, os intervalos escolhidos variam entre 0,01 e 0,02 segundos (CHOPRA, 2012).

A ocorrência de um sismo e a forma e duração de seu acelerograma registrado ocorrem de maneira completamente aleatória. A Figura 10 exemplifica a grande variação de amplitudes e durações para diferentes sismos. Segundo Parisenti (2011), uma consideração importante sobre os acelerogramas é que, apesar das acelerações máximas serem importantes, outro ponto a ser levado em conta é que ocorrem danos às estruturas ao longo de todo o período de um terremoto, e o dano total está mais relacionado à duração do terremoto do que a eventuais acelerações máximas que ocorram no registro. Por esta razão, um parâmetro importante na avaliação de acelerações é a duração do movimento. Outro parâmetro é o conteúdo de frequência de excitação no acelerograma, sendo classificados em acelerogramas de banda estreita ou de banda larga.

Um importante acelerograma para os estudos de sismicidade, é o registro da componente Norte-Sul do sismo El Centro, apresentado na Figura 9, ocorrido em 18 de maio de 1940, no *Imperial Valley, California*. Esse acelerograma tem magnitude 6,7, duração de 30 segundos e aceleração de pico de 0,319g, equivalente a  $3,13 \text{ m/s}^2$  (SORIANO, 2014) e será utilizado nas análises sísmicas do Capítulo 4.

Figura 9 – Acelerograma do sismo El Centro.



Fonte – Soriano (2014)

### 2.2.2 Espectros de Projeto

A partir de acelerogramas, podem-se obter Espectros de Resposta, que são um conceito fundamental para a engenharia sísmo-resistente. São representações dos valores de pico de respostas de osciladores simples (sistemas de 1 grau de liberdade) com diferentes períodos e amortecimentos, quando excitados segundo as acelerações de base  $\ddot{u}_G(t)$ . Em análises sísmicas são utilizados os espectros de deslocamento, de velocidade e de aceleração.

A construção de um espectro de resposta, segundo Chopra (2012), pode ser feita a partir dos seguintes passos:

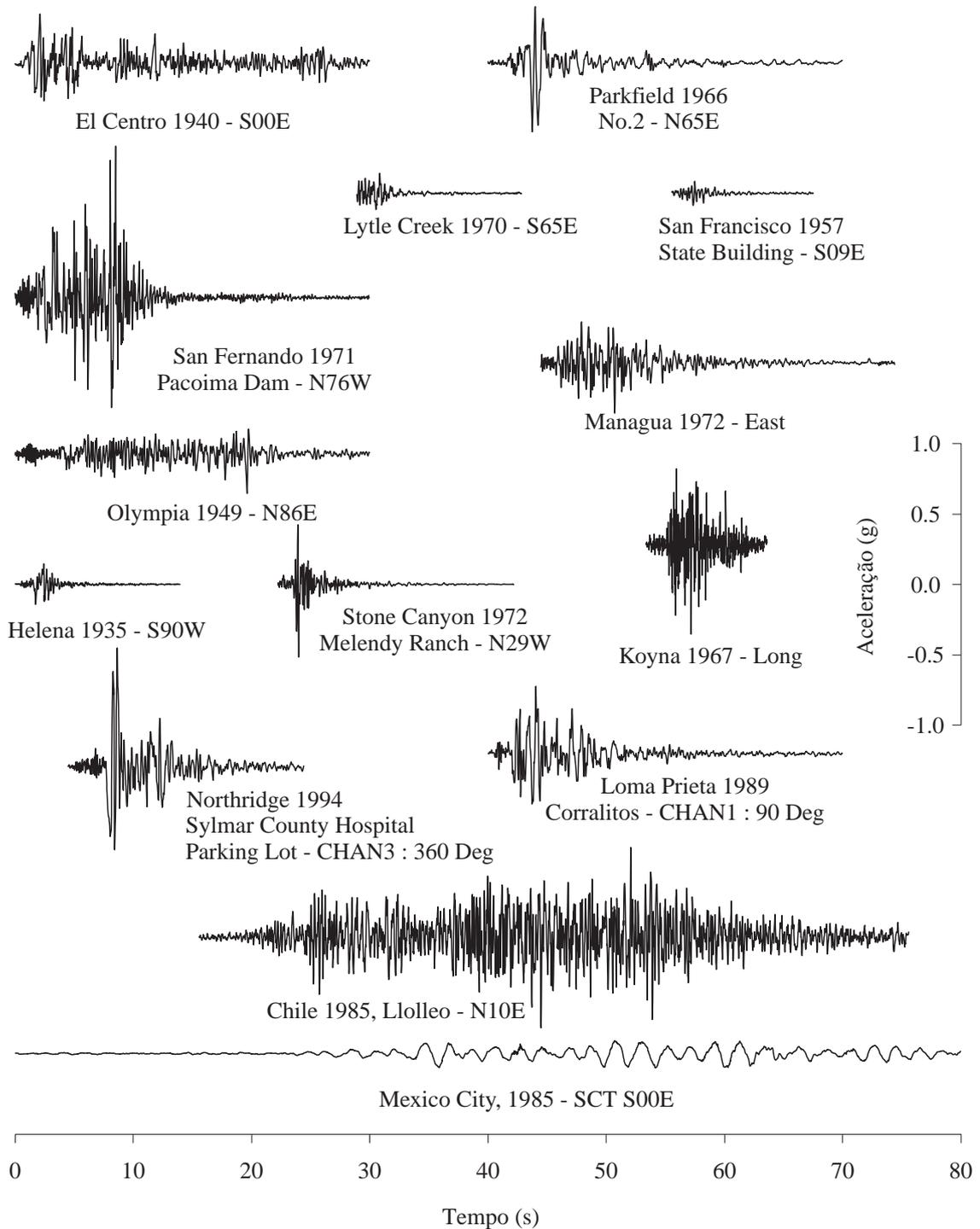
1. Definir numericamente a aceleração do solo  $\ddot{u}_G(t)$ ;
2. Selecionar um período natural de vibração  $T_n$  e uma taxa de amortecimento  $\xi$  para um sistema de um grau de liberdade;
3. Determinar os deslocamentos  $u(t)$  deste sistema 1GL devido à aceleração do solo através de algum método numérico, como por exemplo a integral de Duhamel;
4. Calcular o valor do deslocamento máximo  $u_0$  em  $u(t)$ ;
5. As coordenadas espectrais são dadas, então, por:  $D = u_0$ ,  $V = (2\pi/T_n) D$ , e  $A = (2\pi/T_n)^2 D$ , onde  $D$  se refere ao deslocamento,  $V$  à velocidade e  $A$  à aceleração espectral;
6. Repetir os passos 2 a 5 variando os valores do período natural  $T_n$  e da taxa de amortecimento  $\xi$  para cobrir todos os valores de interesse;
7. Apresentar graficamente os resultados, ou Espectros de Resposta.

A representação gráfica dos espectros de resposta pode ser feita de forma separada para cada tipo de resposta (deslocamento, velocidade e aceleração) ou pode ser feita na forma do espectro de resposta tripartido, introduzido por Newmark (1959), com grande utilização na literatura que tratam de análises sísmicas porém com pouca utilização prática na realidade de projetos, segundo Soriano (2014). Este espectro está ilustrado na Figura 11 para o sismo El Centro, em que os traços contínuos de cima para baixo dizem respeito às razões de amortecimento 0; 0,02; 0,05; 0,1 e 0,2. Nas abscissas estão marcados os períodos em segundos, nas ordenadas estão assinaladas as velocidades espectrais em polegadas por segundo, nas diagonais a  $45^\circ$  estão registrados os deslocamentos espectrais em polegadas e nas diagonais a  $-45^\circ$  estão indicadas as acelerações espectrais em termos da gravidade (SORIANO, 2014).

Porém, do ponto de vista de projeto, espectros de resposta criados a partir de acelerogramas de sismos que já ocorreram não são convenientes em caráter normativo. Primeiramente devido ao fato de que cada sismo é único e aleatório. Além disso, fatores como o tipo de solo, tipo de estrutura e uso da estrutura influenciam na escolha de dados para dimensionamento das estruturas e não são levados em conta quando utilizados sismos anteriores. Por fim, estes espectros de resposta possuem variações bruscas, o que dificulta a utilização em normas e em projetos.

Segundo Soriano (2014), para resolver tais questões, os códigos normativos apresentam critérios para a construção de Espectros de Resposta de Projeto que expressam, através de trechos lineares e curvas suavizadas, uma média de vários sismos, com a consideração probabilística da sísmica local e das referidas características.

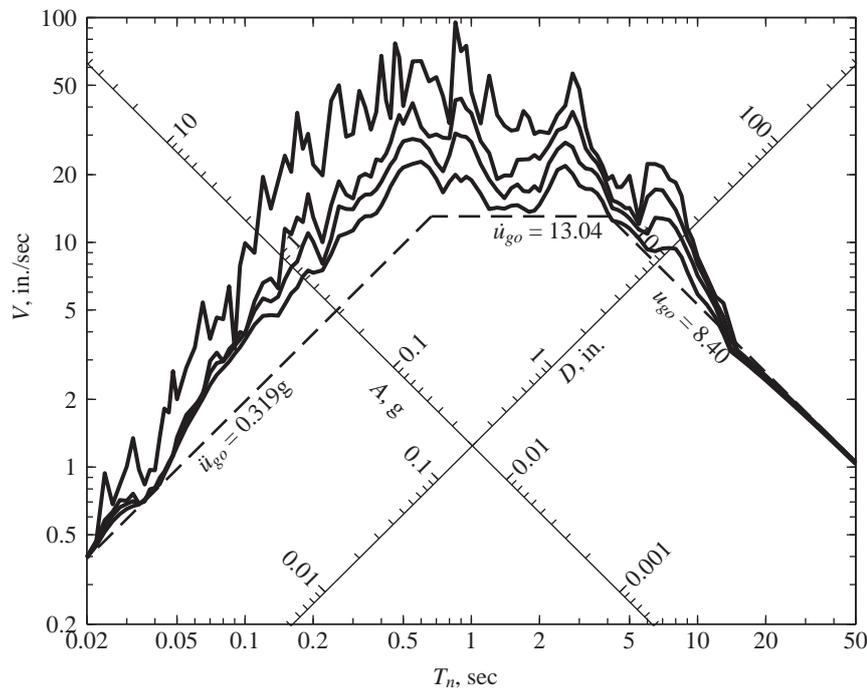
Figura 10 – Acelerações do solo registradas para diferentes terremotos



Fonte – Chopra (2012) (adaptado)

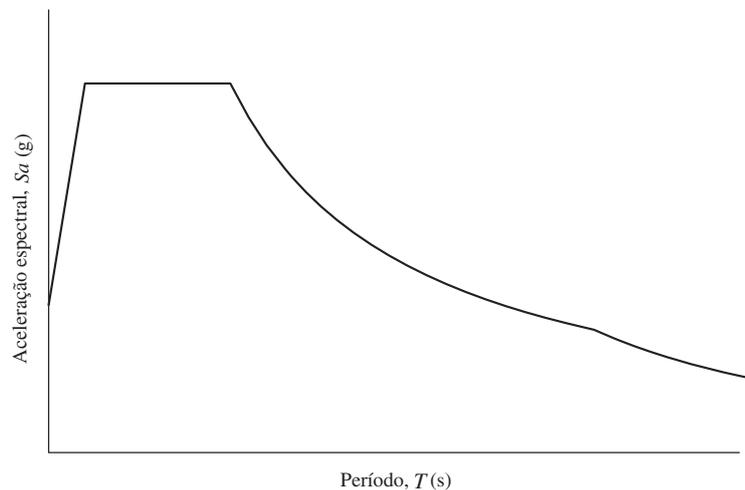
Como exemplo, a Figura 12 ilustra a forma de um Espectro de Resposta de Projeto, com acelerações espectrais em função da aceleração da gravidade  $g$  nas ordenadas, e períodos naturais de vibração  $T$  em segundos nas abcissas.

Figura 11 – Espectro de resposta tripartido para o sismo El Centro com  $\xi = 0; 0,02; 0,05; 0,1$  e  $0,2$



Fonte – Chopra (2012)

Figura 12 – Formato de um espectro de resposta de projeto



Fonte – Elaborada pelo autor

### 2.2.3 Análise modal pelo espectro de resposta de projeto

A partir do espectro de resposta de projeto, é possível determinar a aceleração espectral  $S_a$ , que será tomada em função de cada modo de vibração obtido através de análises dinâmicas das estruturas.

Segundo Brasil e Silva (2015), para o caso de sistemas de um grau de liberdade,

após calcular o valor do período natural  $T_n$  de vibração da estrutura, pode-se determinar a máxima aceleração, aqui denominada  $\ddot{U}$ , a partir do espectro de resposta de projeto adequado, e com este valor obter de forma direta os resultados da estrutura em termos de deslocamentos  $U$ , velocidades  $\dot{U}$  e forças máximas  $F$  da seguinte forma:

$$U = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 \ddot{U}; \quad \dot{U} = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right) \ddot{U}; \quad F = M \ddot{U} \quad (2.4)$$

onde  $M$  representa a massa do sistema.

Para sistemas com múltiplos graus de liberdade (MGL) com modelos de massas concentradas (por exemplo Shear Buildings), a sequência de trabalho de uma análise dinâmica de uma estrutura discretizada em  $n$  graus de liberdade por superposição modal, para o caso particular de excitação da base (sismos), caracterizada por um histórico de aceleração do solo  $\ddot{u}_s$ , é feita da seguinte forma:

Primeiramente, determinam-se as equações do movimento nas coordenadas físicas  $u$ :

$$\mathbf{M}\ddot{u} + \mathbf{C}\dot{u} + \mathbf{K}u = \mathbf{p} = -\mathbf{M}\ddot{u}_s \quad (2.5)$$

Em seguida, calculam-se as frequências naturais  $\omega_r$ , os modos de vibração livre e a matriz modal  $\Phi$ . Para cada modo  $r$ , determina-se a massa modal  $M_r$  e carga modal  $P_r$ , na forma:

$$M_r = \phi_r^T \mathbf{M} \phi_r = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}^2 \quad (2.6)$$

$$P_r = \phi_r^T \mathbf{p} = -\ddot{u}_s \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}$$

Escreve-se então as equações do movimento desacopladas, que para o caso de sismos possuem a forma:

$$\ddot{y}_r + 2 \xi_r \omega_r^2 \dot{y}_r + \omega_r^2 y_r = -\ddot{u}_s \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}^2} \quad (2.7)$$

Pode-se determinar então a resposta máxima da estrutura para cada modo de vibração isolado, como por exemplo para o deslocamento, da seguinte forma:

$$U_r = \frac{1}{\omega_r^2} \ddot{U}_r \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ir}^2} \quad (2.8)$$

Calculadas então as respostas máximas para cada modo de vibração analisado, deve-se obter a resposta máxima na estrutura por superposição dos efeitos. Existem

diferentes métodos de combinações dos resultados, sendo mais comuns o Método da Soma Absoluta (ABSSUM - Absolute Sum), o método da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (SRSS - Square Root of the Sum of the Squares) e o método da Combinação Quadrática Completa (CQC - Complete Quadratic Combination) (CHOPRA, 2012).

O método da soma absoluta consiste em somar algebricamente os resultados encontrados para cada modo de vibração, que gera resultados mais conservadores.

O método da raiz quadrada da soma dos quadrados, indicado para casos em que as frequências dos modos de vibração são bem distintas umas das outras (no mínimo 10% de diferença entre elas), é dada por:

$$U = \sqrt{\sum_{r=1}^k U_r^2} \quad (2.9)$$

onde  $k$  é o número de modos de vibração analisados.

Já o método da combinação quadrática completa é recomendada para os casos em que o método SRSS não seja indicado, e é calculado da seguinte forma:

$$U = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n U_i \rho_{ij} U_j} \quad (2.10)$$

onde  $U_i$  e  $U_j$  são as respostas para os modos  $i$  e  $j$  de vibração, e  $\rho_{ij}$  é um coeficiente dado por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\beta \xi_i + \xi_j) \beta^{3/2}}{(1 - \beta^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \beta (1 + \beta^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta^2} \quad (2.11)$$

onde:

$\xi_i$  e  $\xi_j$  = taxas de amortecimento dos modos  $i$  e  $j$ , respectivamente; e

$\beta = \omega_i/\omega_j$ , sendo relação entre as frequências de dois modos de vibração  $i$  e  $j$ .

## 3 Normas Técnicas

### 3.1 Norma Técnica Brasileira NBR15421:2006

Serão apresentados nesta seção os métodos de análise dos efeitos sísmicos em estruturas segundo a norma brasileira NBR15421:2006, descrevendo os parâmetros e procedimentos necessários para realizar as análises.

#### 3.1.1 Parâmetros para definição dos valores das ações sísmicas

##### 3.1.1.1 Zoneamento e categorias sísmicas

A NBR15421:2006 define 5 zonas sísmicas para o território brasileiro, que são áreas onde o comportamento sísmico é semelhante. Este comportamento é medido baseado nas acelerações horizontais características  $a_g$  normalizadas para terrenos de classe B – Rocha. Essas acelerações são calculadas considerando um período de retorno de 475 anos, significando que os valores característicos nominais para as ações sísmicas têm 10% de chance de serem ultrapassados no sentido desfavorável durante um período de 50 anos.

A Figura 13 ilustra a divisão das zonas sísmicas no território brasileiro, segundo a NBR15421:2006. A Tabela 3 relaciona a aceleração horizontal característica  $a_g$  com as respectivas zonas sísmicas, além de categorizar as construções situadas nas zonas sísmicas.

Tabela 3 – Zonas sísmicas e categorias sísmicas

Zona Sísmica	Aceleração horizontal ( $a_g$ )	Categoria Sísmica
Zona 0	$a_g = 0,025g$	A
Zona 1	$0,025g \leq a_g < 0,05g$	
Zona 2	$0,05g \leq a_g < 0,10g$	B
Zona 3	$0,10g \leq a_g < 0,15g$	C
Zona 4	$a_g = 0,15g$	

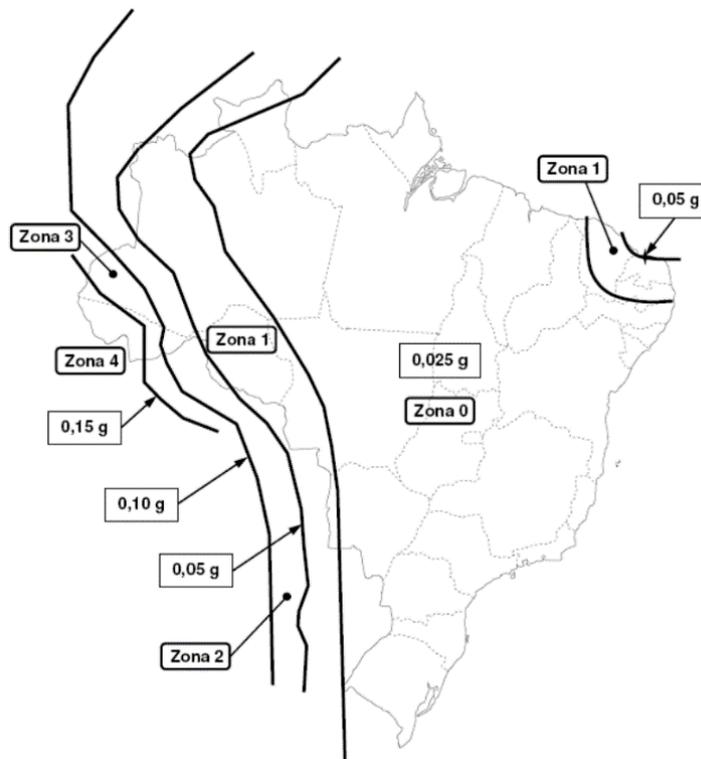
Fonte – ABNT NBR15421:2006

Para estruturas localizadas entre as zonas 1 e 3, os valores da aceleração  $a_g$  podem ser obtidos por interpolação linear nas curvas da Figura 13.

##### 3.1.1.2 Classe do terreno

Uma característica relevante nas análises sísmicas é o tipo de terreno de fundação ao qual as ondas sísmicas irão se propagar. Para este critério, leva-se em consideração a

Figura 13 – Zonas sísmicas no território brasileiro, para terrenos de classe B (Rocha).



Fonte – ABNT NBR15421:2006

velocidade de propagação das ondas de cisalhamento  $v_s$  e, onde a velocidade  $v_s$  não for conhecida, pode-se classificar o terreno a partir do número médio de golpes  $N$  no ensaio Standard Penetration Test (SPT). Esses valores são associados aos valores médios das camadas de solo nos 30 metros superiores do terreno. A Tabela 4 mostra a definição das classes do terreno em função do tipo de solo,  $v_s$  e  $N$ .

### 3.1.1.3 Categoria de Utilização da Estrutura

A toda estrutura deve ser atribuída uma categoria de utilização e conseqüentemente um fator de importância de utilização  $I$ . Essas categorias definem os sistemas estruturais permitidos, as limitações nas irregularidades das estruturas, os componentes estruturais que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas que devem ser realizadas. A Tabela 5 sintetiza as classes e os respectivos fatores de importância de utilização.

Como exemplos de estruturas da categoria de utilização II, a norma técnica cita estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área; estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes; estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes; estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes; instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; instituições

Tabela 4 – Classes dos Terrenos

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

Fonte – ABNT NBR15421:2006

Tabela 5 – Categorias de utilização da estrutura

Categoria de utilização	Natureza da Ocupação	Fator de Importância I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,00
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais para o Estado e para a vida pública	1,50

Fonte – ABNT NBR15421:2006

penitenciárias; quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes; instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III e instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III.

Já como exemplos de estruturas da categoria de utilização III, tem-se instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias; prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência; centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência; instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de

categoria III; torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência; estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo; Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional; instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.

#### 3.1.1.4 Definição do espectro de resposta de projeto

Um espectro de resposta é um gráfico de valores máximos de resposta (deslocamento, velocidade ou aceleração) de sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos naturais de vibração sujeitos à mesma solicitação. Como os espectros de resposta não possuem uma configuração constante e são traçados a partir de um terremoto específico, esses espectros são inapropriados para projetar estruturas porque os terremotos têm características diferentes. Portanto, são usados os espectros de projeto, que não tem variações bruscas (suavizados) e que consideram os efeitos de vários terremotos, ou seja, representam uma envoltória dos espectros de resposta dos terremotos típicos de uma zona. Estes espectros são calculados utilizando ferramentas estatísticas (PEÑA, 2012).

A NBR15421:2006 considera para o espectro de resposta de projeto  $S_a(T)$  a resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com taxa de amortecimento crítico de 5%. O espectro de resposta tem o formato representado na Figura 14 e é definido a partir da aceleração sísmica horizontal característica  $a_g$  e da classe do terreno, da seguinte forma:

$$S_a(T) = \begin{cases} a_{gs0} \left(18,75 T \frac{C_a}{C_v} + 1,0\right), & \text{para } 0 \leq T \leq 0,08 \frac{C_a}{C_v} \\ 2,5 a_{gs0}, & \text{para } 0,08 \frac{C_a}{C_v} < T \leq 0,4 \frac{C_a}{C_v} \\ \frac{a_{gs1}}{T}, & \text{para } T > 0,4 \frac{C_a}{C_v} \end{cases} \quad (3.1)$$

onde:

$a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  = acelerações espectrais para os períodos de 0s e 1s respectivamente, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo, calculados segundo as Equações 3.2 e 3.3;  $C_a$  e  $C_v$  = fatores de amplificação sísmica do solo, para os períodos de 0s e 1s respectivamente, conforme Tabela 6;

$T$  = período natural associado a cada um dos modos de vibração, em segundos.

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (3.2)$$

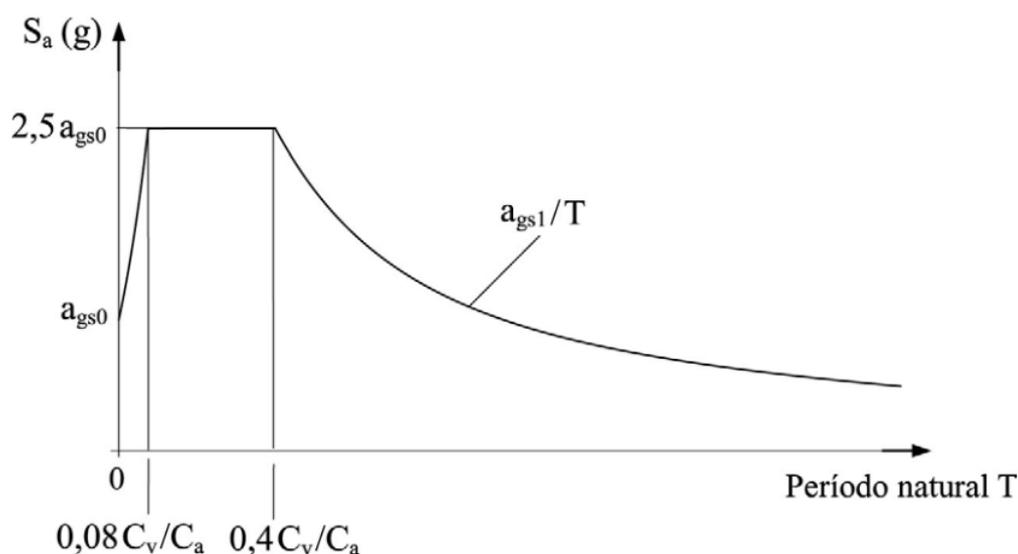
$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (3.3)$$

Tabela 6 – Fatores de amplificação sísmica  $C_a$  e  $C_v$ 

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

Fonte – ABNT NBR15421:2006

Figura 14 – Espectro de resposta de projeto - NBR15421:2006



Fonte – ABNT NBR15421:2006

### 3.1.2 Requisitos sísmicos para as estruturas de edifícios

De acordo com a NBR15421:2006, todo prédio deve possuir um sistema estrutural capaz de fornecer adequada rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia, relativamente às ações sísmicas, no sentido vertical e em duas direções ortogonais horizontais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Os requisitos mínimos são definidos a partir da categoria sísmica à qual a edificação se enquadra.

A Tabela 7 apresenta diversos tipos de sistemas básicos sismo-resistentes em concreto armado e, para cada tipo, são atrelados valores de coeficientes de resposta  $R$ , coeficientes de sobre resistência  $\Omega_0$  e coeficientes de amplificação dos deslocamentos  $C_d$ .

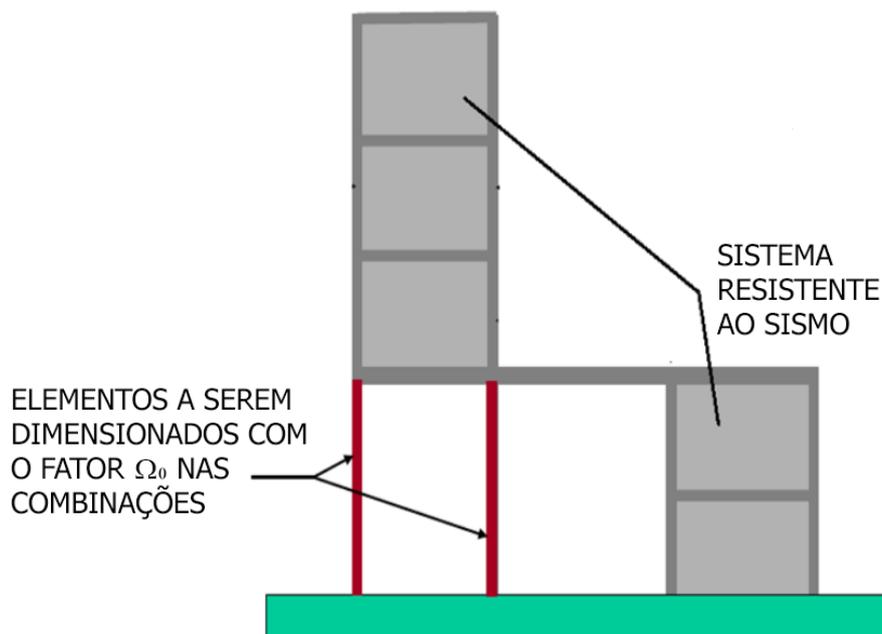
O coeficiente de resposta  $R$  é um fator redutor dos esforços internos, que depende basicamente do sistema sismo-resistente, da sua altura e categoria sísmica, para considerar

o comportamento inelástico da estrutura na situação real. Os esforços internos de estruturas sujeitas a efeitos sísmicos são usualmente determinados através de métodos elásticos, já que a análise inelástica da estrutura é onerosa em termos de tempo e custo. Os valores de  $R$  variam de 1 a 8, sendo 1 para estruturas praticamente não dúcteis e 8 para estruturas de grande ductilidade.

O coeficiente de amplificação dos deslocamentos  $C_d$  é, da mesma forma que o coeficiente de resposta  $R$ , um fator que leva em conta o comportamento inelástico da estrutura real. Sendo a análise feita de forma elástica, os deslocamentos obtidos são menores que os deslocamentos obtidos em um regime plástico, e daí a necessidade de um coeficiente para ajustar os deslocamentos encontrados. Esse coeficiente varia de 1 a 6, sendo 1 para estrutura praticamente não dúcteis e 6 para estrutura de grande ductilidade.

Já o coeficiente ou fator de sobre resistência  $\Omega_0$  é um coeficiente de aplicação local, ou seja, em elementos estruturais específicos, aos quais sua ruptura ou colapso podem trazer a instabilidade total da estrutura, mostrados como exemplo na Figura 15. São valores utilizados para garantir resistência “extra” para estes elementos.

Figura 15 – Elementos para utilização do fator  $\Omega_0$



Fonte – FEMA 451

Tabela 7 – Coeficientes de projeto para sistemas básicos sismo resistentes de concreto

Sistema básico sismo resistente	Coeficiente de modificação de resposta $R$	Coeficiente de sobre resistência $\Omega_0$	Coeficiente de amplificação de deslocamentos $C_d$
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5,0	2,5	5,0
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,0	2,5	4,0
Pórticos de concreto com detalhamento especial	5,0	3,0	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5,0	3,0	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3,0	3,0	2,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7,0	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6,0	2,5	5,0
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5,0
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4,0
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2,0	2,5

Fonte – ABNT NBR15421:2006

### 3.1.3 Métodos de análise sísmica

#### 3.1.3.1 Dispensa de análise sísmica

Segundo a NBR15421:2006, para as estruturas localizadas na zona sísmica 0, ou seja, com acelerações horizontais características inferiores a 0,025g, nenhum requisito de resistência sísmica é exigido, sendo dispensada a análise dinâmica.

#### 3.1.3.2 Método Simplificado

As estruturas situadas na zona sísmica 1, segundo a NBR15421:2006, devem apresentar sistemas estruturais resistentes ao sismo em duas direções ortogonais, inclusive com mecanismos de resistência a esforços de torção. Essas estruturas devem resistir a esforços horizontais aplicados simultaneamente a todos os pisos e independentemente em cada uma das duas direções ortogonais, cujo módulo se dá por:

$$F_x = 0,01 w_x \quad (3.4)$$

onde  $F_x$  representa a força sísmica horizontal de projeto correspondente ao pavimento  $x$  e  $w_x$  representa o peso total da estrutura correspondente ao pavimento  $x$ , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental

#### 3.1.3.3 Método das forças horizontais equivalentes

Pode-se utilizar o método das forças horizontais equivalentes para as estruturas situadas nas zonas sísmicas 2 a 4, desde que sejam respeitados certos limites para irregularidades na estrutura e que a resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibrações mais elevados que o modo fundamental, analisado em cada direção principal.

Pode-se calcular o período natural fundamental da estrutura  $T$  realizando a análise dinâmica da estrutura, por um processo de extração modal, que leva em conta as características mecânicas e de massa da estrutura. Alternativamente, a NBR15421:2006 permite utilizar diretamente o período natural fundamental aproximado da estrutura  $T_a$ , que pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$T_a = C_T h_n^x \quad (3.5)$$

onde  $T_a$  representa o período natural aproximado da estrutura,  $h_n$  a altura do edifício acima da base (em metros) e  $C_T$  e  $x$  representam coeficientes de período da estrutura, apresentados na Tabela 8.

Os coeficientes  $C_T$  e  $x$  variam com os tipos de sistemas estruturais utilizados para resistir aos esforços horizontais provenientes das ações sísmicas.

Tabela 8 – Coeficientes  $C_T$  e  $x$ 

Sistema Estrutural	$C_T$	$x$
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos a ação sísmica	0,0724	0,8
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos a ação sísmica;	0,0466	0,9
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças	0,0731	0,75
Todas as outras estruturas	0,0488	0,75

Fonte – ABNT NBR15421:2006

Caso a análise seja feita utilizando o período natural  $T$  obtido analiticamente, deve-se garantir que:

$$T \leq C_{up} T_a \quad (3.6)$$

onde  $C_{up}$  representa o coeficiente de limitação do período, apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficiente de limitação do período  $C_{up}$ 

Zona sísmica	Coeficiente $C_{up}$
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Fonte – ABNT NBR15421:2006

A força horizontal total  $H$  na base da estrutura em uma dada direção é calculada por:

$$H = C_S W \quad (3.7)$$

onde  $C_S$  representa o coeficiente de resposta sísmica, definido na Equação 3.8, com valor mínimo de 0,01; e  $W$  representa o peso total da estrutura.

$$C_S = 2,5 \frac{\left(\frac{a_{gs0}}{g}\right)}{\left(\frac{R}{I}\right)} \leq \frac{\left(\frac{a_{gs1}}{g}\right)}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3.8)$$

onde:

$a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  = acelerações espectrais para os períodos de 0s e 1s respectivamente, já calculados nas Equações 3.2 e 3.3;

$g$  = aceleração da gravidade;

$R$  = coeficiente de modificação de resposta, função do sistema estrutural adotado para resistir às forças horizontais (Tabela 7);

$I$  = fator de importância da estrutura (Tabela 5);

$T$  = período natural da estrutura.

Esta força horizontal total  $H$  na base deve ser distribuída verticalmente a cada pavimento, de forma que a cada nível  $x$ , seja aplicada uma força  $F_x$ , dada por:

$$F_x = H \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.9)$$

onde:

$w_x$  e  $w_i$  = parcelas do peso efetivo total correspondentes às elevações  $x$  ou  $i$ , respectivamente;

$h_x$  e  $h_i$  = alturas entre as bases e as elevações  $x$  ou  $i$ , respectivamente;

$n$  = número de pavimentos;

$k$  = expoente de distribuição, relacionado ao período  $T$  com os seguintes valores:

- para estruturas com período menor ou igual a 0,5 segundos:  $k = 1$ ;
- para estruturas com período entre 0,5 e 2,5 segundos:  $k = (T + 1,5)/2$ ;
- para estruturas com período maior ou igual a 2,5 segundos:  $k = 2$ .

A distribuição das forças sísmicas entre os elementos verticais sísmo-resistentes de um pavimento deve ser feita levando-se em conta a rigidez relativa de cada elemento que constitui o pavimento em análise.

Os valores de deslocamentos absolutos  $\delta$  e os deslocamentos relativos  $\Delta$  dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Para essa análise, dispensa-se a limitação de períodos no cálculo da obtenção das forças horizontais. Os valores finais dos deslocamentos são calculados por:

$$\delta = \frac{C_d}{I} \delta_e \quad (3.10)$$

onde:

$C_d$  = coeficiente de amplificação dos deslocamentos (Tabela 7) e

$\delta_e$  = deslocamento determinado em uma análise estática, utilizando as forças horizontais obtidas pelo método das forças horizontais equivalentes.

Os deslocamentos relativos  $\Delta$  devem ser calculados como a diferença entre os deslocamentos absolutos do pavimento em questão e o pavimento imediatamente inferior, da seguinte forma:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{(i-1)} \quad (3.11)$$

onde  $i$  representa o pavimento em análise.

#### 3.1.3.4 Método Espectral

O espectro de resposta é usado para dar a representação mais descritiva da influência de um determinado sismo sobre uma estrutura. Para as estruturas que não satisfaçam às condições especificadas que permitem o uso de métodos simplificados, deve-se usar o método espectral. O número de modos a ser considerado na análise espectral deve ser suficiente para mobilizar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise.

Após a análise utilizando o espectro de resposta de projeto nas direções ortogonais analisadas, deve-se multiplicar todos os resultados obtidos em termos de forças, momentos e reações de apoio pelo fator  $I/R$ ; e multiplicar todos os resultados obtidos em termos de deslocamentos (absolutos e relativos) pelo fator  $C_d/R$ , onde  $I$  é o fator de importância da estrutura,  $R$  e  $C_d$  são parâmetros apresentados na seção 3.1.2.

No que diz respeito às combinações das respostas modais, para as respostas elásticas, tanto de deslocamentos como de forças e reações nos pavimentos e na base, devem ser utilizadas regras de combinação como a regra da raiz quadrada da soma dos quadrados

(SRSS) ou a regra da combinação quadrática completa (CQC) das respostas obtidas em cada modo de vibração. Caso as frequências dos modos de vibração sejam muito próximas umas outras (diferenças inferiores a 10%), deve-se aplicar uma regra de combinação mais precisa. Em modelos tridimensionais, as condições expressas devem ser consideradas para cada direção ortogonal de análise.

Para este método, deve-se calcular a força horizontal total  $H$  na base da estrutura pelo método das forças horizontais equivalentes e compará-las com a força horizontal total  $H_t$  calculada pelo método espectral. Caso a força  $H_t$ , em qualquer direção, seja inferior a 85% da força  $H$ , todas as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por  $0,85 H/H_t$ , sendo que esta correção não se aplica aos deslocamentos absolutos e relativos.

### 3.1.3.5 Método do histórico das acelerações no tempo

As recomendações da NBR15421:2006 para a análise sísmica por históricos de aceleração do tempo pode ser descrita como uma análise da resposta dinâmica da estrutura a cada incremento de tempo quando a base está sujeita a um específico movimento do solo já registrado ou simulado. As acelerações no tempo devem ser compatíveis com os espectros de projeto definidos para a estrutura, ou seja, devem ter magnitude, distâncias de aplicação e mecanismos de ocorrência semelhantes. Devem ser usados em análises no mínimo três pares de acelerogramas distintos, sendo cada par formado por um acelerograma em cada direção. Se não for possível contar com o número apropriado de equipamentos, pode-se simular eventos de aceleração para conseguir assim o mínimo para análise. As componentes horizontais dos acelerogramas devem ser obtidas utilizando a regra da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS) para a taxa de amortecimento de 5% e posteriormente multiplicados por um fator de escala que considere os valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para  $0,2T$  e  $1,5T$ , sendo  $T$  o período fundamental da estrutura na direção analisada.

De maneira análoga ao apresentado para o método espectral, deve-se, para cada acelerograma analisado, multiplicar todos os resultados obtidos em termos de forças, momentos e reações de apoio pelo fator  $I/R$ . Para as respostas em termos de deslocamentos, utiliza-se o resultado obtido na análise, sem necessidade de modificações. Também é necessário comparar a força horizontal total máxima  $H_t$  com a força horizontal total  $H$  na base da estrutura de acordo com o método das forças horizontais equivalentes, adotando o valor de 0,01 para o coeficiente de resposta sísmica  $C_S$ . Caso a força horizontal  $H_t$ , obtida através dos acelerogramas, seja inferior à força horizontal total  $H$  calculada, as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por  $H/H_t$ .

## 3.2 Norma Técnica Americana ASCE 7-16

A American Society of Civil Engineers (ASCE), através da normativa técnica ASCE/SEI 7-16: *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (Cargas mínimas de projeto e critérios associados a edificações e outras estruturas), descreve meios de determinação de carregamentos provenientes de ações permanentes, acidentais, cargas de empuxo de terra, enchentes, tsunamis, cargas devido à neve, chuva e granizo, terremotos e ações de vento, além das combinações gerais dos efeitos destes carregamentos para projetos de estruturas. Este documento possui aproximadamente 890 páginas, envolvendo texto normativo e comentários sobre as seções apresentadas.

### 3.2.1 Parâmetros para definição dos valores das ações sísmicas

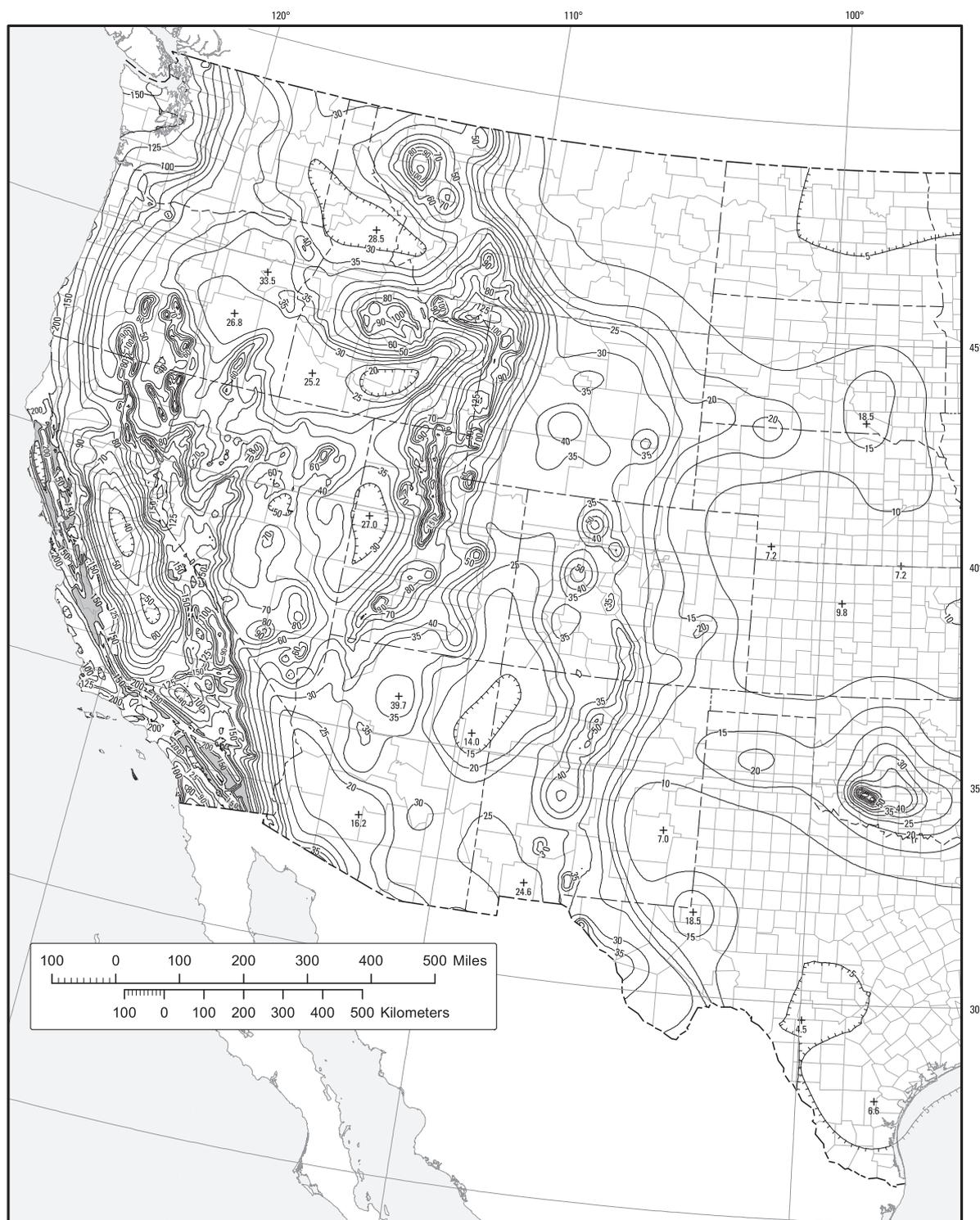
#### 3.2.1.1 Zoneamento sísmico

Para a ASCE 7-16, existem duas abordagens para a consideração do máximo terremoto, ou MCE (Maximum Considered Earthquake): a abordagem da média geométrica das acelerações de pico do solo ( $MCE_G$  - Maximum Considered Earthquake Geometric Mean Peak Ground Acceleration) e a abordagem de se considerar o máximo terremoto que resulte na máxima movimentação horizontal do solo com ajustes visando o risco de colapso da estruturas ( $MCE_R$  - Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake Ground Motion Response Acceleration). A primeira foi utilizada na elaboração dos mapas de parâmetros de aceleração do solo nos Estados Unidos até a chegada da ASCE 7-10, onde este conceito foi substituído pela segunda abordagem, que leva em consideração o risco do terremoto para estruturas. Basicamente, para no primeiro tipo de abordagem ( $MCE_G$ ), os projetos eram concebidos para resistir a uma determinada aceleração uniforme do solo, enquanto que para a segunda abordagem ( $MCE_R$ ), os projetos são concebidos de forma que todas as estruturas possuam a mesma performance sísmica (FAJFAR, 2018). Com esta alteração, os mapas passaram a ser gerados considerando o risco de 1% de risco de colapso em 50 anos, ao invés de 2% de chance de ocorrência do sismo em 50 anos. Isso resultou em um decréscimo de até 30% do valor da aceleração considerada do solo em áreas de grande risco sísmico no centro e leste dos Estados Unidos e na costa de Oregon (GHOSH *et al.*, 2011).

As figuras 16, 17, 18 e 19 apresentam os parâmetros de movimentação do solo para o máximo terremoto com foco no risco às estruturas, sendo as duas primeiras figuras referentes às acelerações espectrais de período curto e as duas últimas referentes às acelerações espectrais de período igual a 1 segundo. Os mapas foram elaborados pelo United States Geological Survey (USGS) em colaboração com a Federal Emergency Management Agency (FEMA) e da American Society of Civil Engineers (ASCE). As considerações para a elaboração destes materiais foram:

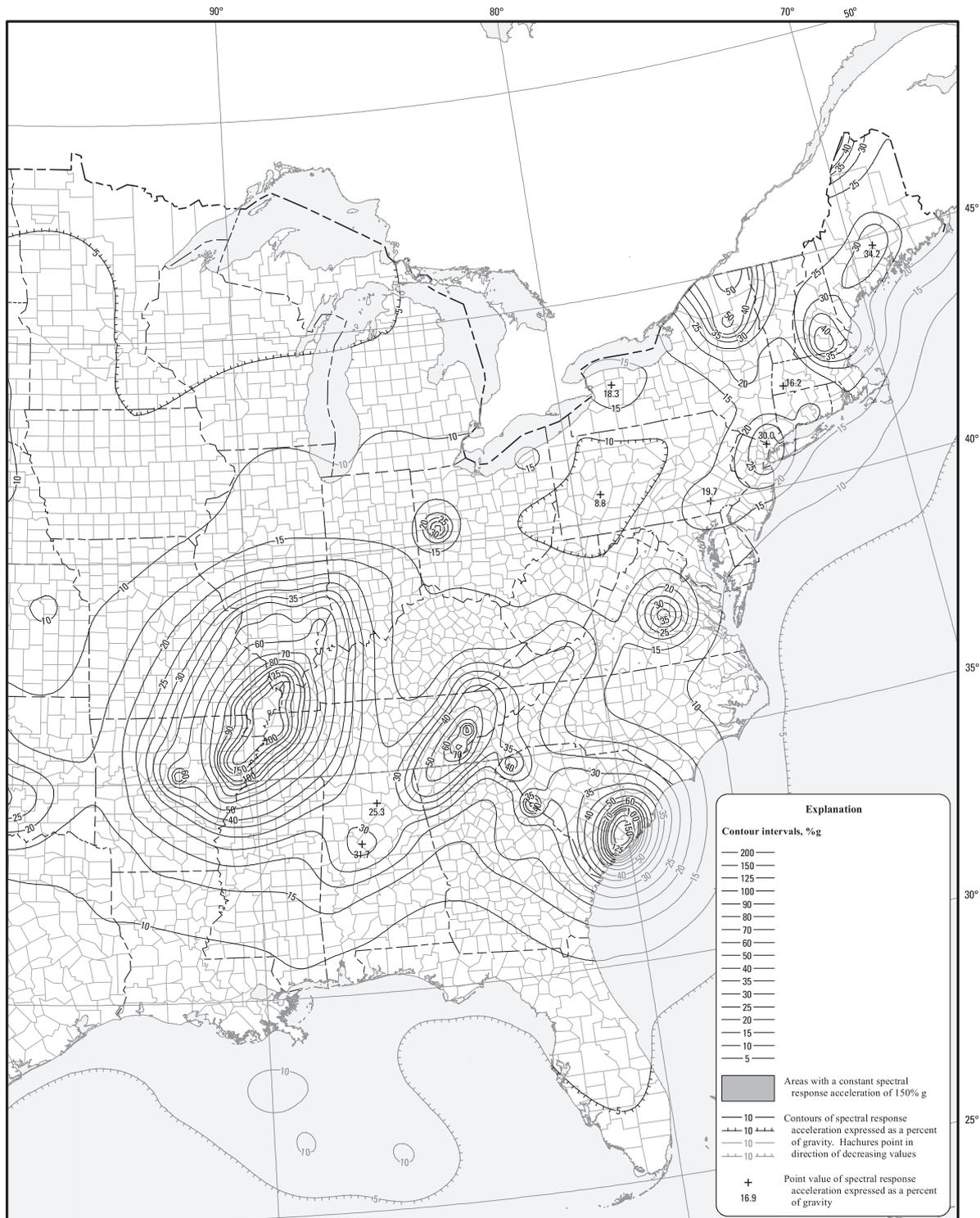
- Risco de colapso estrutural de 1% em 50 anos, com base em uma fragilidade estrutural genérica (equivalente a um período de retorno de aproximadamente 4975 anos);
- Fator de multiplicação de 1,1 nos valores de movimentação de solo para realizar ajuste da média geométrica para a máxima resposta independente da direção considerada;
- Limites determinísticos superiores para grandes falhas tectônicas ativas, que são tomadas como 1,8 vezes a resposta média estimada para um terremoto característico para a determinada falha, porém nunca sendo menor que 1,5g;
- 5% de taxa de amortecimento crítico para o sistema.

Figura 16 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral  $S_S$  de 0,2 segundos (Parte 1).



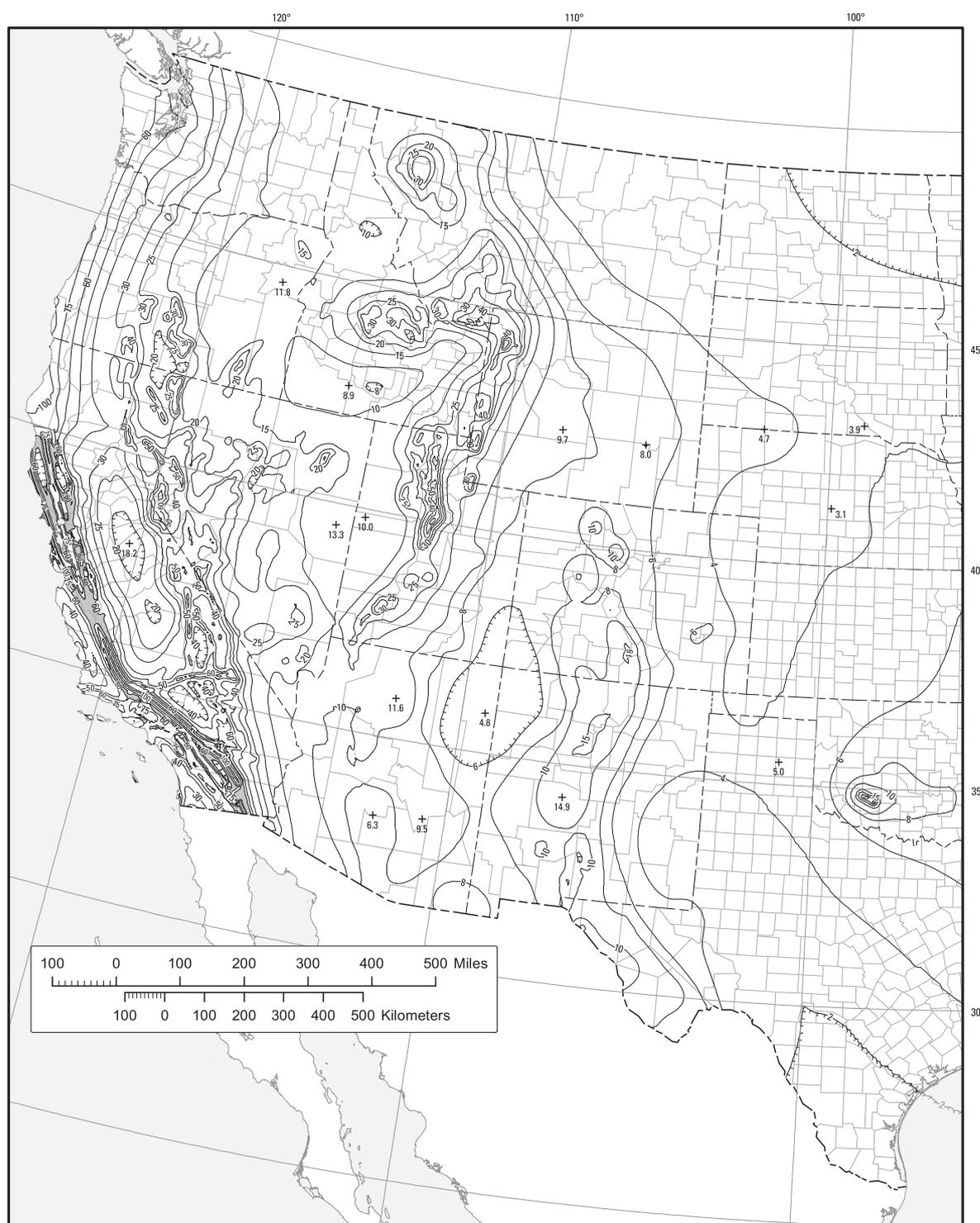
Fonte – ASCE 7-16

Figura 17 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral  $S_S$  de 0,2 segundos (Parte 2).



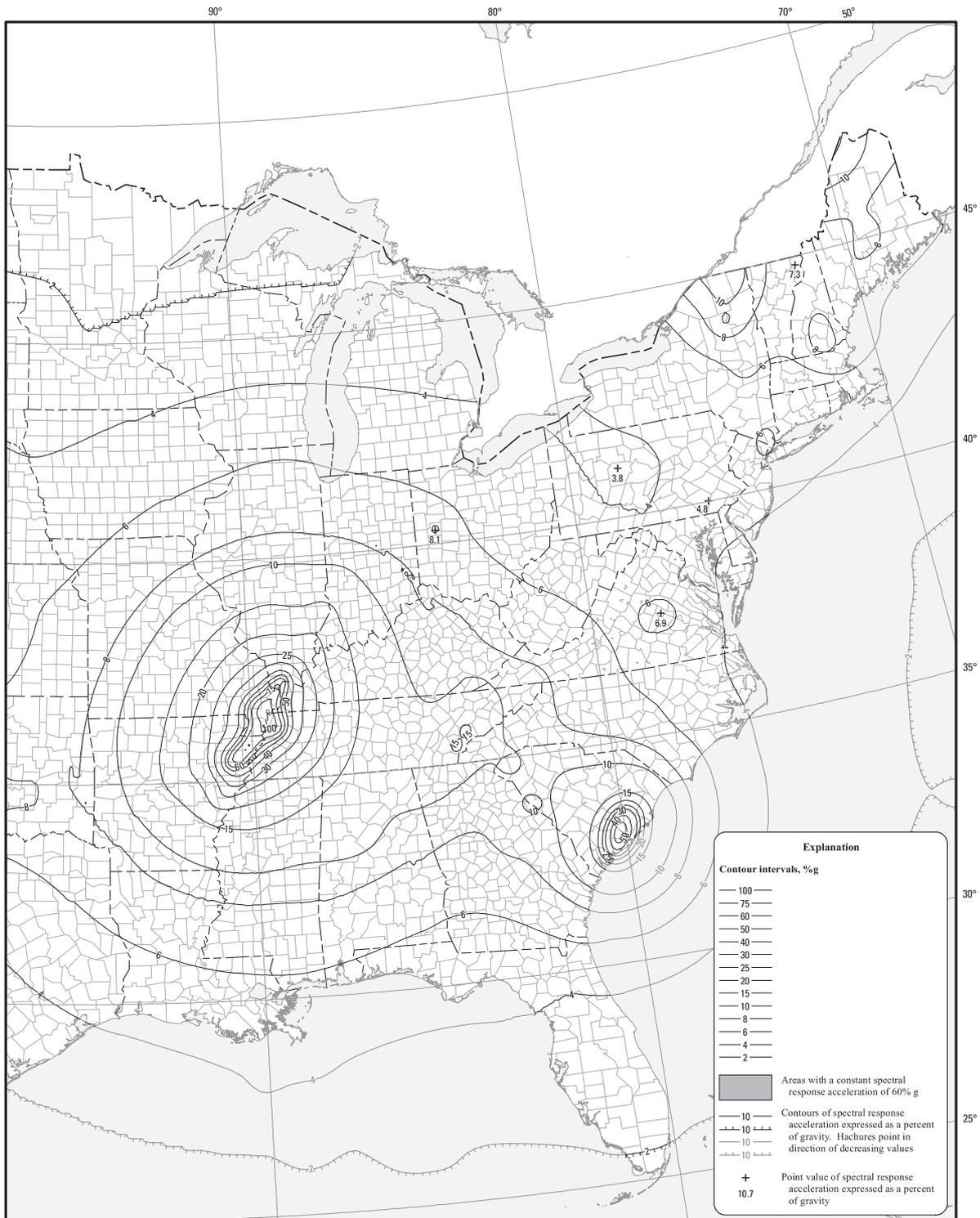
Fonte – ASCE 7-16

Figura 18 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral  $S_1$  de 1,0 segundo (Parte 1).



Fonte – ASCE 7-16

Figura 19 – Parâmetro de movimentação do solo para o ( $MCE_R$ ) com resposta de aceleração espectral  $S_1$  de 1,0 segundo (Parte 2).



Fonte – ASCE 7-16

## 3.2.1.2 Classe do terreno

Para a classificação do terreno, leva-se em consideração as propriedades médias em relação à velocidade de propagação das ondas de cisalhamento  $\bar{v}_s$ , o número médio de golpes  $\bar{N}$  do ensaio SPT ou a resistência média ao cisalhamento do solo não drenado  $\bar{s}_u$  para alocação em uma das 6 classes do terreno. Esses valores são associados aos valores médios das camadas de solo nos 30 metros superiores do terreno. A Tabela 10 mostra a definição das classes do terreno em função do tipo de solo,  $\bar{v}_s$ ,  $\bar{N}$  e  $\bar{s}_u$ . Caso não haja informações suficientes sobre o solo no local analisado para se determinar a classe do terreno, deve-se considerar a classe D.

Tabela 10 – Classe do Terreno (Site Classification).

Classe do Terreno	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$	$\bar{s}_u$
A. Rocha sã	$> 1524 \text{ m/s}$	(não aplicável)	(não aplicável)
B. Rocha	de 762 a 1524 $\text{m/s}$	(não aplicável)	(não aplicável)
C. Rocha alterada ou solo muito denso	de 365 a 762 $\text{m/s}$	$> 50$ golpes	$> 96 \text{ kN/m}^2$
D. Solo rígido	de 182 a 365 $\text{m/s}$	de 15 a 50 golpes	de 48 a 96 $\text{kN/m}^2$
E. Solo mole	$< 182 \text{ m/s}$ ou qualquer camada que possua mais de 10 metros de solo com as seguintes características: - Índice de plasticidade $PI > 20$ ; - Umidade $w > 40\%$ ; - Resistência ao cisalhamento não drenado $\bar{s}_u < 24 \text{ kN/m}^2$	$< 15$ golpes	$< 48 \text{ kN/m}^2$
F. Solos que requerem avaliações específicas no local	- Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; - Turfas e/ou argilas muito orgânicas (camadas com mais de 3 metros de espessura); - Argilas muito plásticas (camadas com mais de 7,6 metros de espessura, e com índice de plasticidade $PI > 75$ ); - Estratos muito espessos (acima de 37 metros de espessura) de argila mole ou média.		

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

## 3.2.1.3 Categoria de Utilização da Estrutura

Todas as construções e estruturas devem ser classificadas baseadas no risco à vida humana, à saúde e ao bem estar de seus usuários considerando a situação de dano ou falha estrutural do sistema. Esta classificação é denominada de Categoria de Risco pela ASCE 7-16 e é aplicada não somente para análises do efeito de sismos, como também de enchentes, vento, neve e congelamentos. A cada categoria de risco é associado um fator de importância para cada tipo de solicitação, utilizado posteriormente para realizar

as análises de esforços. As categorias de risco e os fatores de importância sísmica estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Categorias de risco de construções e estruturas.

Uso ou tipo de ocupação das construções ou estruturas	Categoria de Risco	Fator de importância sísmica $I_e$
Construções e estruturas que representam baixo risco à vida humana em caso de colapso	I	1,00
Construções e estruturas que não estejam listadas nas categorias de risco I, III ou IV	II	1,00
Construções e estruturas cujo colapso possa significar risco substancial à vida humana; Construções e estruturas não incluídas na categoria de risco IV, com potencial de causar impacto econômico substancial e/ou interrupção generalizada do cotidiano da civilização em caso de colapso; Construções e estruturas não incluídas na categoria de risco IV (incluindo, mas não limitadas a instalações que produzam, processem, manuseiem, armazenem, usem ou despejem substâncias como combustíveis, produtos químicos e explosivos considerados perigosos) que contenham substâncias tóxicas ou explosivas, onde a quantidade de material exceda o limiar estabelecido pelas autoridades e que representem risco à população caso sejam liberados.	III	1,25
Construções e estruturas consideradas como instalações essenciais; Construções e estruturas cujo colapso pode significar grande potencial de perigo às construções e outras estruturas públicas (incluindo, mas não limitadas a instalações que produzam, processem, manuseiem, armazenem, usem ou despejem substâncias como combustíveis, produtos químicos e explosivos considerados perigosos) que contenham quantidades suficientes de substâncias altamente tóxicas, onde a quantidade deste tipo de material exceda o limiar estabelecido pelas autoridades e que representem risco à população caso sejam liberados; Construções e estruturas que são necessárias à manutenção da funcionalidade de outras construções e estruturas classificadas na categoria de risco IV.	IV	1,50

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

3.2.1.4 Coeficientes do terreno e parâmetros de resposta de aceleração espectral para o  $MCE_R$ 

Em posse dos fatores de aceleração do solo  $S_S$ ,  $S_1$  e da classe do terreno, pode-se calcular os parâmetros de resposta de aceleração espectral  $S_{MS}$  e  $S_{M1}$ , para períodos curtos e de 1,0 segundo (longos), respectivamente. Estes parâmetros são dados por:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (3.12)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.13)$$

onde:

$F_a$  = Coeficiente do Terreno para período curto, dado pela Tabela 12, em função da classe do terreno e do valor da aceleração do solos  $S_S$  e

$F_v$  = Coeficiente do Terreno para período de 1,0 segundo, dado pela Tabela 13, em função da classe do terreno e do valor da aceleração do solos  $S_1$ .

Tabela 12 – Coeficiente do Terreno para período curto,  $F_a$ .

Resposta de aceleração espectral com período curto para o $MCE_R$						
Classe do terreno	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,0$	$S_S = 1,25$	$S_S \geq 1,5$
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	1,0	1,0
E	2,4	1,7	1,3	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>
F	Avaliar <sup>a</sup>					

<sup>a</sup> Necessita de avaliações e ensaios específicos no local;

Para valores de  $S_S$  intermediários utilizar interpolação linear.

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

Tabela 13 – Coeficiente do Terreno para período longo,  $F_v$ .

Classe do terreno	Resposta de aceleração espectral com período de 1,0 segundo para o $MCE_R$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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	2,0	1,9	1,8	1,7
E	4,2	Avaliar <sup>a</sup>				
F	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>	Avaliar <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Necessita de avaliações e ensaios específicos no local;

Para valores de  $S_1$  intermediários utilizar interpolação linear.

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

A partir das equações 3.12 e 3.13, pode calcular os parâmetros de aceleração espectral de projeto  $S_{DS}$  e  $S_{D1}$ , de períodos curto e de 1,0 segundo, respectivamente, dados por:

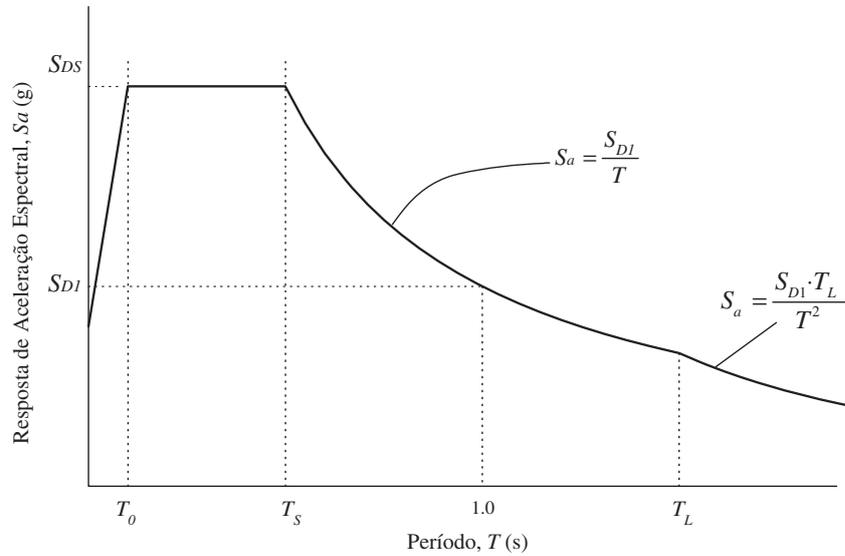
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.14)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.15)$$

### 3.2.1.5 Definição do espectro de resposta de projeto

O espectro de resposta de projeto, segundo a ASCE 7-16, é definido conforme a Figura 20.

Figura 20 – Espectro de Resposta de Projeto.



Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

A curva da aceleração espectral de projeto  $S_a$  é dada por:

$$S_a = \begin{cases} S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right), & \text{para } T < T_0 \\ S_{DS}, & \text{para } T_0 \leq T \leq T_S \\ \frac{S_{D1}}{T}, & \text{para } T_S < T \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T^2}, & \text{para } T > T_L \end{cases} \quad (3.16)$$

onde:

$S_{DS}$  = definido na Equação 3.14;

$S_{D1}$  = definido na Equação 3.15;

$T$  = período fundamental da estrutura, em segundos;

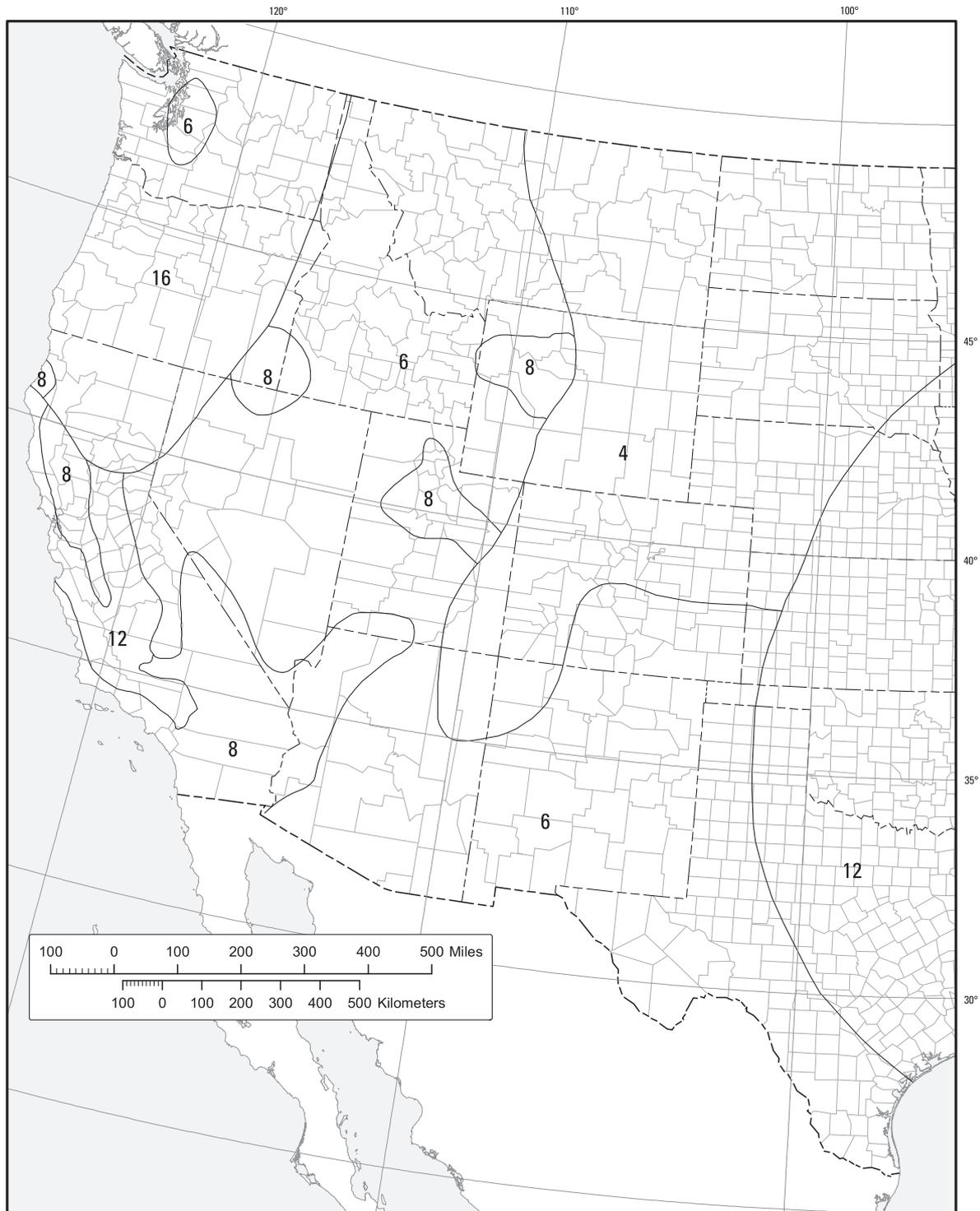
$T_0 = 0,2 (S_{D1}/S_{DS})$ ;

$T_S = (S_{D1}/S_{DS})$ ;

$T_L$  = período de transição de longo período, em segundos, conforme mapeamento mostrado nas Figuras 21 e 22.

Caso seja necessária a utilização de um espectro de resposta para um máximo terremoto baseado no risco às estruturas ( $MCE_R$ ), deve-se multiplicar o espectro de resposta de projeto por 1,5.

Figura 21 – Período de transição de longo período  $T_L$ , em segundos, nos Estados Unidos (Parte 1).



Fonte – ASCE 7-16

Figura 22 – Período de transição de longo período  $T_L$ , em segundos, nos Estados Unidos (Parte 2).



Fonte – ASCE 7-16

### 3.2.1.6 Categoria sísmica de projeto

Todas as estruturas devem ser classificadas em uma categoria sísmica de projeto. Essa classificação é feita em função da categoria de risco da estrutura e dos parâmetros de aceleração espectral de projeto de curto período ( $S_{DS}$ ) e de 1,0 segundo ( $S_{D1}$ ). As estruturas localizadas onde a aceleração espectral de resposta  $S_1$  é maior ou igual a 0,75 devem ser classificadas como categoria sísmica de projeto E se sua categoria de risco for I, II ou III ou categoria sísmica de projeto F se sua categoria de risco for IV. As demais estruturas devem ser classificadas conforme as Tabelas 14 ou 15, prevalecendo a maior categoria entre os resultados das duas Tabelas.

Tabela 14 – Categoria sísmica de projeto baseada no  $S_{DS}$

Valor de $S_{DS}$	Categoria de Risco	
	I, II ou III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

Tabela 15 – Categoria sísmica de projeto baseada no  $S_{D1}$

Valor de $S_{D1}$	Categoria de Risco	
	I, II ou III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

## 3.2.2 Requisitos sísmicos para as estruturas de edifícios

Segundo a ASCE 7-16, todo edifício deve ser capaz de resistir às ações sísmicas laterais e verticais através de sistemas sismo-resistentes apresentados na Tabela 16. Esta Tabela é uma adaptação reduzida da Tabela apresentada na norma técnica, sendo reproduzida neste trabalho apenas os sistemas sismo-resistentes em concreto armado.

A cada tipo de sistema sismo-resistente é atribuído um valor de coeficiente de modificação de resposta  $R$ , coeficientes de sobre resistência  $\Omega_0$  e coeficientes de amplificação

dos deslocamentos  $C_d$ . Os significados destes coeficientes são os mesmos apresentados na seção 3.1.2.

### 3.2.3 Métodos de análise sísmica

#### 3.2.3.1 Definição do método de análise a ser empregado

A ASCE 7-16 prescreve, em função prioritariamente da categoria sísmica de projeto à qual a edificação foi classificada, os métodos de análise sísmica que podem ser utilizados na elaboração de um projeto. As permissões para as construções classificadas como categoria sísmica de projeto B, C, D, E e F estão apresentadas na Tabela 17.

Na situação da edificação ser classificada como categoria sísmica de projeto A, apenas a análise dos efeitos estáticos de forças laterais aplicadas simultaneamente em cada uma das duas direções ortogonais é necessária. Este método será detalhado na Seção 3.2.3.2.

Em termos de determinação das cargas de projeto provenientes de efeitos sísmicos, a ASCE 7-16 permite considerar que a estrutura esteja engastada em seus elementos de fundação. Caso seja necessário considerar um sistema flexível de fundação, uma análise mais complexa deverá ser feita. Com relação ao peso sísmico da estrutura a ser considerado nas análises, deve-se considerar a totalidade das cargas permanentes, incluindo o peso próprio da estrutura e reservatórios de água, e das seguintes cargas acidentais:

- 25% da carga acidental em áreas de armazenamento. A consideração deste carregamento é opcional se a inclusão desta carga representar um acréscimo não superior a 5% da carga sísmica total neste pavimento;
- Em casos de ambientes cujo layout interno possa variar (como em escritórios, por exemplo), deve-se considerar o maior dos valores entre o peso estimado das partições criadas, ou um peso mínimo de  $0,48 \text{ kN/m}^2$  distribuídos pela área do pavimento;
- Peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura;
- Peso de todos de vegetação e paisagismo em jardins distribuídos pelo edifício.

#### 3.2.3.2 Método da força lateral estática

Todas as estruturas devem possuir elementos que provenham um caminho contínuo para transmissão das cargas laterais e suas conexões devem ser capazes de encaminhar os devidos esforços até os elementos de fundação. O método de análise sísmica desta seção é permitido apenas para estruturas com categoria sísmica de projeto A e consiste na

Tabela 16 – Coeficientes de projeto para sistemas sismo resistentes de concreto.

Sistema sismo-resistente	$R$	$\Omega_0$	$C_d$	Limitações do uso do sistema estrutural e limitações de altura				
				Categoria sísmica de projeto				
				B	C	D	E	F
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5	SL	SL	48,8m	48,8m	30,5m
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4	SL	SL	NP	NP	NP
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL	SL
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5	SL	SL	NP	NP	NP
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5	SL	NP	NP	NP	NP
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL	SL
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5	SL	SL	NP	NP	NP
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5	SL	SL	48,8m	30,5m	30,5m
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5	SL	SL	NP	NP	NP
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4	SL	NP	NP	NP	NP
Sistema de pêndulo invertido ou colunas em balanço	2,5	1,25	2,5	10,7m	10,7m	10,7m	10,7m	10,7m

SL = sem limites; NP = não permitido.

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

Tabela 17 – Métodos de análise sísmica permitidos

Categoria sísmica de projeto	Características estruturais	Método da força horizontal equivalente	Análise modal espectral ou Análise linear do histórico no tempo	Análise não-linear do histórico no tempo
B e C	Todas as estruturas	Permitido	Permitido	Permitido
D, E e F	Construções na categoria de risco I ou II com não mais de 2 pavimentos acima do solo	Permitido	Permitido	Permitido
	Estruturas em sistema "Light Frame"	Permitido	Permitido	Permitido
	Estruturas sem irregularidades estruturais e não excedendo 48,8 metros de altura	Permitido	Permitido	Permitido
	Estruturas sem irregularidades estruturais, com mais de 48,8 metros de altura e com seu período fundamental $T < 3,5 (S_{D1}/S_{DS})$	Permitido	Permitido	Permitido
	Estruturas com mais de 48,8 metros de altura, desde que não haja irregularidades horizontais do tipo torsionais ou irregularidades verticais com casos de descontinuidade de elementos resistentes a esforços laterais	Permitido	Permitido	Permitido
	Outras estruturas	Não permitido	Permitido	Permitido

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

aplicação simultânea de forças laterais estáticas em duas direções ortogonais do edifício. O módulo da força aplicada em cada nível da edificação é dada por:

$$F_x = 0,01 W_x \quad (3.17)$$

onde:

$F_x$  = força lateral de projeto, aplicada no pavimento  $x$  e

$W_x$  = porção da carga permanente total da estrutura referente ao pavimento  $x$ .

### 3.2.3.3 Método das forças horizontais equivalentes

A força horizontal,  $V$ , na base do edifício em determinada direção deve ser determinada de acordo com as seguintes expressões:

$$V = C_S W \quad (3.18)$$

onde:

$C_S$  = Coeficiente de resposta sísmica, conforme Equação 3.19;

$W$  = peso total sísmico da estrutura.

O coeficiente de resposta sísmica da estrutura,  $C_S$ , é obtida por:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.19)$$

onde:

$R$  = fator de modificação de resposta, definido na Tabela 16;

$I_e$  = fator de importância para a estrutura, definido na Tabela 11.

O valor de  $C_S$  não deverá ser maior que:

$$C_S = \begin{cases} \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}, & \text{para } T \leq T_L \\ \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)}, & \text{para } T > T_L \end{cases} \quad (3.20)$$

onde:

$T$  e  $T_L$  = período fundamental e de longo período da estrutura, respectivamente, conforme definido na Seção 3.2.1.5.

Concomitantemente, o valor do coeficiente  $C_S$  não deverá ser menor que:

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.21)$$

e, para os casos em que o parâmetro  $S_1$  de movimentação do solo para o  $MCE_R$  com resposta de aceleração espectral de 1,0 segundo (definido na seção 3.2.1.1) for igual ou maior a  $0.6g$ , o valor mínimo de  $C_S$  deverá ser:

$$C_S = \frac{0,5 S_1}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.22)$$

O período fundamental da estrutura  $T$ , na direção considerada, deve ser determinada através de análise dinâmica da estrutura do edifício, levando-se em consideração suas propriedades dos materiais empregados, além das configurações geométricas e estruturais. Porém, como um método alternativo para a determinação do período fundamental da estrutura, pode-se utilizar o procedimento descrito a seguir para obtenção do período aproximado  $T_a$ . O valor do período fundamental da estrutura, calculado através de análise dinâmica não deve ser superior ao produto do período aproximado  $T_a$  pelo coeficiente de limitação do período  $C_u$ , apresentado na Tabela 18.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.23)$$

onde:

$T_a$  = período aproximado da estrutura, em segundos;

$h_n$  = altura do edifício, em metros, medido entre a base e o ponto mais alto onde haja

sistemas de resistência a esforços laterais;

$C_t$  e  $x$  = coeficientes de período da estrutura, apresentados na Tabela 19.

Tabela 18 – Coeficiente de limitação de período  $C_u$

Parâmetro de aceleração espectral de projeto de 1,0 segundo $S_{D1}$	Coeficiente $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

Tabela 19 – Coeficiente de período da estrutura

Tipo de estrutura	$C_t$	$x$
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica	0,0724	0,8
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica	0,0466	0,9
Estruturas de aço contraventadas com treliças excêntricas	0,0731	0,75
Estruturas de aço contraventadas com treliças cuja flambagem das barras seja impedida	0,0731	0,75
Todos os outros tipos de estrutura	0,0488	0,75

Fonte – ASCE 7-16 (adaptado)

Para estruturas formadas apenas por pórticos momento-resistentes de aço ou concreto, com no máximo 12 pavimentos de no mínimo 3 metros de pé-direito, na média, a ASCE 7-16 permite utilizar, ao invés da Equação 3.23, a seguinte expressão para o cálculo do período aproximado da estrutura:

$$T_a = 0,01 N \quad (3.24)$$

onde  $N$  é o número de pavimentos do edifício.

Para o caso de estruturas sismo-resistentes com pilares paredes (concreto ou alvenaria) e com no máximo 36,6 metros de altura, o período aproximado da estrutura pode ser calculado por:

$$T_a = \frac{0,00058}{\sqrt{C_W}} h_n \quad (3.25)$$

onde  $C_W$  é dado por:

$$C_W = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]} \quad (3.26)$$

onde:

$A_B$  = área da base da estrutura, em  $m^2$ ;

$A_i$  = área do pilar parede, em  $m^2$ ;

$D_i$  = comprimento do pilar parede, em metros;

$x$  = número de pilares parede que resistem aos esforços sísmicos na direção considerada.

Após a obtenção da força sísmica horizontal na base do edifício, calcula-se a distribuição vertical dessas forças pelos pavimentos do edifício, em função da parcela do peso total referente ao pavimento em análise, da seguinte forma:

$$F_x = \left( \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \right) V \quad (3.27)$$

onde:

$F_x$  = força horizontal referente ao pavimento  $x$ , em kN;

$V$  = força horizontal total na base do edifício, em kN;

$w$  = parcela do peso sísmico referente ao pavimento em análise;

$h$  = altura da base do edifício até o pavimento em análise, em metros;

$k$  = expoente relacionado ao período da estrutura, com os seguintes valores:

- para estruturas com período menor ou igual a 0,5 segundos:  $k = 1$ ;
- para estruturas com período maior ou igual a 2,5 segundos:  $k = 2$ ;
- para estruturas com período entre 0,5 e 2,5 segundos, pode-se utilizar interpolação linear dos valores, ou simplificada adotar o valor de  $k = 2$ .

Para a distribuição da força horizontal entre os elementos verticais sismo-resistentes de um pavimento, deve-se considerar a rigidez relativa de cada elemento vertical que compõe o pavimento.

Os valores de deslocamentos absolutos  $\delta$  e os deslocamentos relativos  $\Delta$  dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Os valores finais dos deslocamentos são calculados por:

$$\delta = \frac{C_d}{I} \delta_e \quad (3.28)$$

onde:

$C_d$  = coeficiente de amplificação dos deslocamentos (Tabela 16) e

$\delta_e$  = deslocamento determinado em uma análise estática, utilizando as forças horizontais obtidas pelo método das forças horizontais equivalentes.

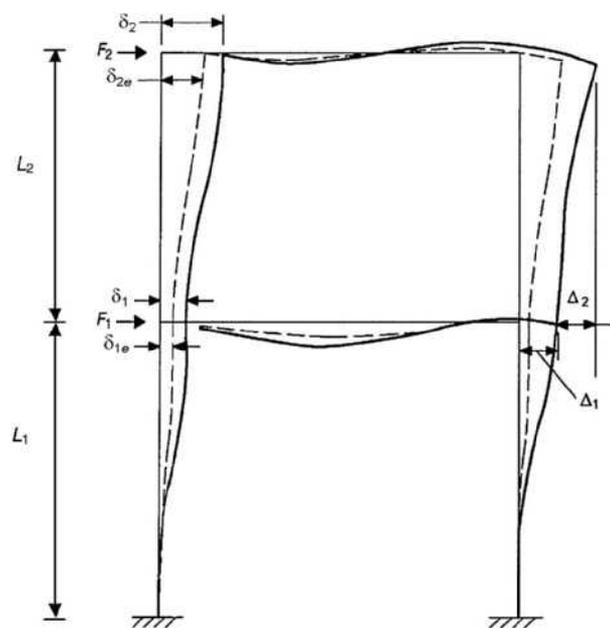
Os deslocamentos relativos  $\Delta$  devem ser calculados como a diferença entre os deslocamentos absolutos do pavimento em questão e o pavimento imediatamente inferior, da seguinte forma:

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{(i-1)} \quad (3.29)$$

onde  $i$  representa o pavimento em análise.

A Figura 23 esquematiza os deslocamentos absolutos e relativos em um edifício de dois pavimentos.

Figura 23 – Determinação dos deslocamentos relativos



Fonte – ASCE 7-16

### 3.2.3.4 Método Espectral

Os modos de vibração do edifício devem ser obtidos através de uma análise dinâmica da estrutura e o número de modos a ser considerado na análise linear modal espectral deve ser suficiente para se obter a participação de 100% da massa modal combinada da estrutura. Para isso, pode-se considerar que todos os modos de vibração com períodos menores que 0,05 segundos sejam representados por um único corpo rígido com período de 0,05 segundos.

Alternativamente, é permitida pela ASCE 7-16 a análise incluindo um número mínimo de modos de vibração de forma que a participação da massa modal seja no mínimo de 90% da massa modal da estrutura em cada uma das direções ortogonais analisadas do edifício.

Os valores obtidos através das análises espectrais em termos de forças, reações de apoio e momentos devem ser divididos pelo fator  $R/I_e$ . Já os resultados obtidos em termos de deslocamentos totais e relativos devem ser multiplicados pelo fator  $C_d/I_e$ .

Os resultados calculados para cada modo de vibração da estrutura devem ser combinados pelo método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS) ou pelo método da combinação quadrática completa (CQC), para obtenção do valor total combinado do parâmetro analisado.

Ao utilizar este método, a força horizontal combinada na base do edifício  $V_t$  deve ser comparada com a força horizontal na base obtida pelo método das forças horizontais equivalentes,  $V$ . Caso  $V_t$  seja menor que o valor de  $V$ , deve-se multiplicar o valor das forças encontradas pelo método espectral por  $V/V_t$ .

De maneira análoga, caso o valor força horizontal combinada na base  $V_t$  seja inferior a  $C_s W$ , onde  $C_s$  é calculado pela Equação 3.22 e  $W$  é o peso sísmico do edifício, os deslocamentos devem ser multiplicados por  $C_s W/V_t$ .

### 3.2.3.5 Método do histórico das acelerações no tempo

A análise linear do histórico das acelerações no tempo consiste na análise de um modelo linear matemático da estrutura para determinar sua resposta através de métodos de integração numérica de um acelerograma compatível com o espectro de resposta de projeto para o local.

Os dados utilizados para a análise através deste método devem consistir de conjuntos de não menos que três pares de acelerogramas compatíveis com o local, podendo estes serem obtidos de terremotos ocorridos ou da geração de acelerogramas artificiais.

O parâmetro para determinar se os acelerogramas adotados são compatíveis com o espectro de resposta de projeto é que, entre o intervalo de período  $0,8T_{inf}$  e  $1,2T_{sup}$ , a

variação da pseudoaceleração calculada não deve ser maior que 10% da pseudoaceleração do espectro de resposta de projeto, onde  $T_{inf}$  é o período da estrutura em que no mínimo 90% da massa modal da estrutura, nas duas direções ortogonais, seja mobilizada, e  $T_{sup}$  é o maior dos períodos fundamentais da estrutura em duas direções ortogonais.

Para cada acelerograma analisado, obtém-se a máxima força horizontal elástica na base  $V_{EX}$  e  $V_{EY}$  em cada direção ortogonal X e Y, respectivamente. As respostas em termos de forças horizontais inelásticas na base da estrutura são calculadas da seguinte forma:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} I_e}{R_X} \quad (3.30)$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY} I_e}{R_Y} \quad (3.31)$$

onde:

$V_{IX}$  e  $V_{IY}$  = força horizontal inelástica na base, nas direções X e Y, respectivamente;

$I_e$  = fator de importância da estrutura;

$R_X$  e  $R_Y$  = coeficiente de resposta da estrutura, nas direções ortogonais X e Y.

De maneira análoga ao método espectral, deve-se comparar os resultados obtidos neste método pelos calculados pelo método das forças horizontais equivalentes. Para isso, calcula-se o fator de escala de forças horizontais  $\eta$  para cada direção X e Y, dado por:

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{1X}} \geq 1,0 \quad (3.32)$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{1Y}} \geq 1,0 \quad (3.33)$$

onde  $V_X$  e  $V_Y$  são os resultados da força horizontal na base calculados pelo método das forças horizontais equivalentes.

A determinação da resposta com as forças combinadas devem ser feitas, então, para cada acelerograma e cada direção ortogonal analisada, da seguinte forma:

- A resposta das forças combinadas na direção X devem ser determinadas multiplicando a resposta elástica na direção X considerando efeitos de torção acidental (quando necessário) pelo fator  $I_e \eta_x / R_X$  somados com a multiplicação da resposta elástica na direção Y sem considerar efeitos de torção acidental pelo fator  $I_e \eta_y / R_Y$ ;
- A resposta das forças combinadas na direção Y devem ser determinadas multiplicando a resposta elástica na direção Y considerando efeitos de torção acidental (quando

necessário) pelo fator  $I_e \eta_y/R_Y$  somados com a multiplicação da resposta elástica na direção X sem considerar efeitos de torção acidental pelo fator  $I_e \eta_x/R_X$ ;

Da mesma forma, a resposta combinada em termos de deslocamento devem ser analisados da seguinte forma:

- A resposta dos deslocamentos combinados na direção X devem ser determinados multiplicando a resposta elástica na direção X considerando efeitos de torção acidental (quando necessário) pelo fator  $C_{dX} \eta_x/R_X$  somados com a multiplicação da resposta elástica na direção Y sem considerar efeitos de torção acidental pelo fator  $C_{dY} \eta_y/R_Y$ ;
- A resposta dos deslocamentos combinados na direção Y devem ser determinados multiplicando a resposta elástica na direção Y considerando efeitos de torção acidental (quando necessário) pelo fator  $C_{dY} \eta_y/R_Y$  somados com a multiplicação da resposta elástica na direção X sem considerar efeitos de torção acidental pelo fator  $C_{dX} \eta_x/R_X$ ;

Caso o cálculo do valor do coeficiente  $C_S$  para a análise pelo método da força horizontal equivalente não tenha sido realizada conforme a Equação 3.22, pode-se considerar o valor de  $\eta_x$  e  $\eta_y$  iguais a 1,0 na determinação da resposta combinada em termos de deslocamento.

### 3.3 Norma Técnica Europeia EN1998

A normativa técnica EN1998, também chamada de Eurocódigo 8 (ou abreviada por EC8) é o conjunto de documentos que regulamentam as diretrizes para os projetos de estruturas resistentes a efeitos de sismos. Com os objetivos de que os projetos sejam elaborados a fim de preservar as vidas humanas, limitar os possíveis danos e que as estruturas importantes para a manutenção da vida civil continuem operacionais após a ocorrência de um terremoto, o EC8 é dividido em 6 partes:

- EN 1998-1:2004 - General rules, seismic actions and rules for buildings (Regras gerais, ações sísmicas e diretrizes para construções);
- EN 1998-2:2005 - Bridges (Pontes);
- EN 1998-3:2005 - Assessment and retrofitting of buildings (Avaliação e restauração de estruturas);
- EN 1998-4:2006 - Silos, tanks and pipelines (Silos, tanques e dutos);
- EN 1998-5:2004 - Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (Fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos);

- EN 1998-6:2005 - Towers, masts and chimneys (Torres, mastros e chaminés).

A parte de interesse deste trabalho é a parte 1 (EC8-1), que trata das regras gerais e da determinação das ações sísmicas para projetos de estruturas.

### 3.3.1 Parâmetros sísmicos

#### 3.3.1.1 Zoneamento sísmico

Em termos de zoneamento sísmicos, a EN 1998-1:2004 determina que cabe às autoridades nacionais a definição das zonas sísmicas de cada país, em função da sismicidade de cada local. A cada zona sísmica, onde a sismicidade é considerada constante, atribui-se um único parâmetro referente ao valor da aceleração máxima  $a_{gR}$  na base em um terreno do tipo A. Cabe também às autoridades nacionais determinar o período de retorno de referência para elaboração dos mapas de zoneamento sísmico, porém, o período de retorno recomendado pelo Eurocode 8 é de 475 anos, equivalente a 10% de chance de ocorrência em 50 anos, para os cálculos referentes ao estado limite último e de 95 anos, equivalente a 10% de chance de ocorrência em 10 anos, para os cálculos referentes ao requisito de limitação de danos nas estruturas.

A Figura 24 abaixo retrata a sismicidade da região europeia e mediterrânea, em função da aceleração de pico do terreno, a partir de um estudo feito pela European Seismological Commission (ESC) e a Site Effects Assessment using Ambient Excitations (SESAME).

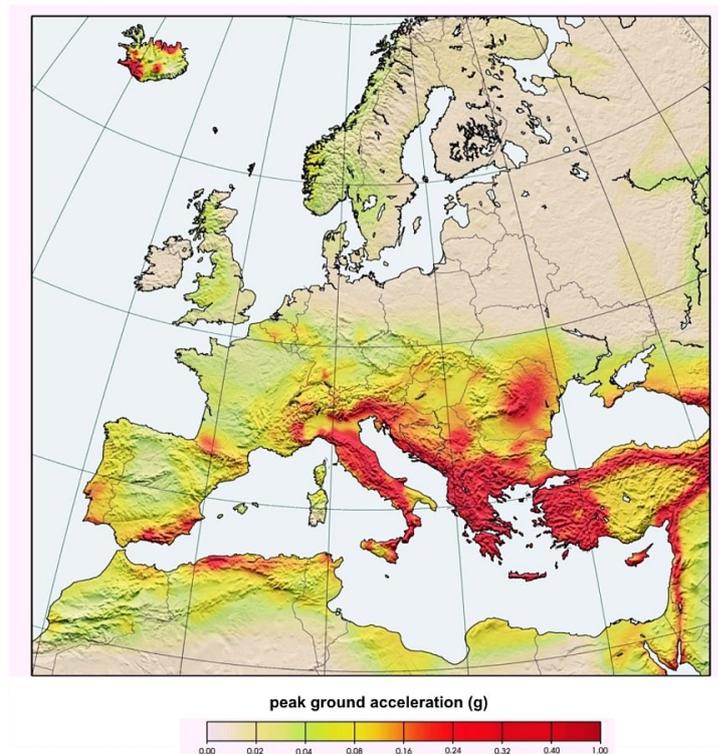
A Figura 25 mostra o zoneamento sísmico para ações sísmicas do tipo 1 e tipo 2 em Portugal Continental conforme descrito no anexo nacional NA presente na norma técnica portuguesa NP EN 1998-1:2004 + AC2009. Segundo Andrade *et al.* (2008), a classificação entre ações sísmicas do tipo 1 e tipo 2 se referem à magnitude dos eventos sísmicos condicionantes às análises. Para um evento sísmico com magnitude superior a 5,5, considerado um sismo de alta magnitude a uma maior distância focal (eventos interplacas), considera-se como uma ação sísmica do tipo 1. Já para eventos sísmicos com magnitude inferior a 5,5 (eventos intraplacas), considera-se como uma ação sísmica do tipo 2.

Os valores de aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  em função das zonas sísmicas para Portugal estão indicadas na Tabela 20.

#### 3.3.1.2 Classe do terreno

A EC8-1 classifica os tipos de terreno (solo) em 5 tipos (A, B, C, D e E), de acordo com as características das camadas de solo que compõem o local analisado. Além destes tipos, a norma técnica menciona dois tipos especiais de terreno,  $S_1$  e  $S_2$ , em que deverão ser realizados estudos específicos para as definições das ações sísmicas para os terrenos

Figura 24 – Mapeamento de risco sísmico unificado da Europa e Mediterrâneo (ESC-SESAME) para acelerações de pico.



Fonte – Jimenez *et al.* (2003)

Tabela 20 – Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  em Portugal

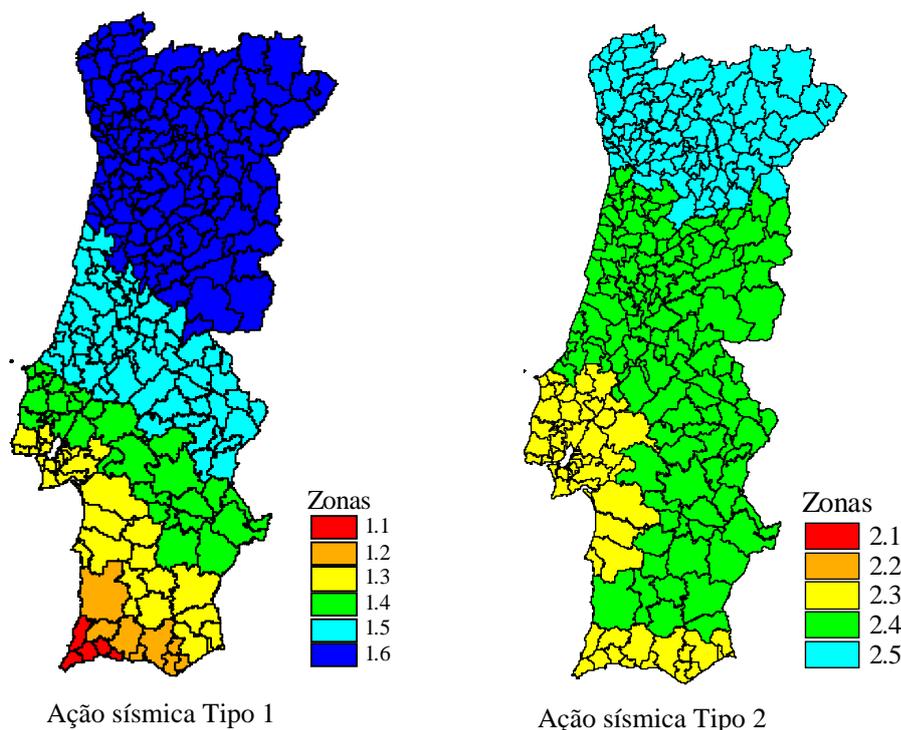
Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ ( $m/s^2$ )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Fonte – NP EN 1998-1:2004 (adaptado)

com solos classificados nestas categorias. Em especial, na categoria  $S_2$ , a possibilidade de ruptura do solo quando submetido a ações sísmicas deverá ser levada em conta nos estudos.

A Tabela 21 sintetiza as classes do terreno em função da descrição das camadas do solo, da velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento  $v_{s,30}$ , em  $m/s$ , do número de golpes  $N_{SPT}$  do ensaio SPT para penetração de 30cm e da resistência não

Figura 25 – Zoneamento sísmico em Portugal.



Fonte – NP EN 1998-1:2004 (adaptado)

drenada do solo  $c_u$ , em  $kPa$ . O parâmetro de velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento deve ser tomada com prioridade na classificação da classe do terreno em questão, porém, caso este dado não esteja disponível, deve-se utilizar o valor do  $N_{SPT}$ .

A velocidade média das ondas de cisalhamento  $v_{s,30}$  deve ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.34)$$

onde  $h_i$  e  $v_i$  representam a espessura, em metros, e a velocidade das ondas de cisalhamento a  $i$ -ésima camada, em  $m/s$ , nas  $N$  camadas de solo existentes nos 30 metros superiores do terreno.

### 3.3.1.3 Classes de importância das estruturas

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências causadas em caso colapso da estrutura, em termos de vidas humanas, de sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e econômicas após o colapso. A cada classe de importância descrita é atribuído um coeficiente de importância  $\gamma_1$ , que poderão ser adaptados pelas

Tabela 21 – Classe do terreno

Classe do terreno	Descrição das camadas do solo	$v_{s,30}$ [m/s]	$N_{SPT}$	$c_u$ [kPa]
A	Rocha ou formações rochosas, com no máximo 5 metros de material menos resistente na superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, cascalho ou argila muito rija, com dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual de resistência mecânica com a profundidade	de 360 a 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, cascalho ou argila rija com espessura variando de dezenas a centenas de metros	de 180 a 360	de 15 a 50	de 70 a 250
D	Depósitos de solo não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial, com valores de $v_s$ do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, situado sobre camada de solo mais rígido, com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos que consistem de ou contêm um estrato com no mínimo 10 metros de espessura de argilas ou siltes moles com índice de plasticidade $PI > 40$ e elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	de 10 a 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, argilas sensíveis ou qualquer outro tipo de solo não contemplado nas outras categorias desta Tabela			

Fonte – Eurocode EN1998-1 (adaptado)

autoridades em seus Anexos Nacionais. A Tabela 22 apresenta as classes de importâncias descritas na EN 1998-1:2004 e seus respectivos valores do coeficiente de importância  $\gamma_1$ , de acordo com o Anexo Nacional de Portugal, para sismos dos tipos 1 e 2.

#### 3.3.1.4 Definição do espectro de resposta

Para a EN 1998-1:2004, o movimento sísmico de um dado ponto na superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, ou o chamado espectro de resposta elástica. Nas análises sísmicas, os efeitos horizontais devem ser descritos por duas componentes ortogonais independentes, representadas pelo mesmo espectro de resposta.

Da mesma forma como classificado no zoneamento sísmico, existe a consideração de dois tipos de espectro de resposta elástica, cujos formatos são iguais, referentes à

Tabela 22 – Classe de importância e coeficiente de importância dos edifícios

Classe de importância	Tipos de edifício	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas	0,65	0,75
II	Edifícios comuns, não enquadrados nas outras categorias desta Tabela	1,00	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião e instituições culturais	1,45	1,25
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros e centrais elétricas	1,95	1,50

Fonte – NP EN 1998-1:2004 (adaptado)

magnitude do evento sísmico em questão.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido por:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \eta - 1) \right], & \text{para } 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 a_g S \eta, & \text{para } T_B \leq T \leq T_C \\ 2[, ]5 a_g S \eta \left( \frac{T_C}{T} \right), & \text{para } T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 a_g S \eta \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right), & \text{para } T_D \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (3.35)$$

onde:

$T$  = período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  = valor de cálculo da aceleração na superfície para um terreno do tipo A, dado por  $\gamma_1 a_{gR}$ , sendo  $\gamma_1$  o coeficiente de importância da estrutura, definido na Tabela 22 e  $a_{gR}$  a aceleração máxima de referência, indicada na Tabela 20;

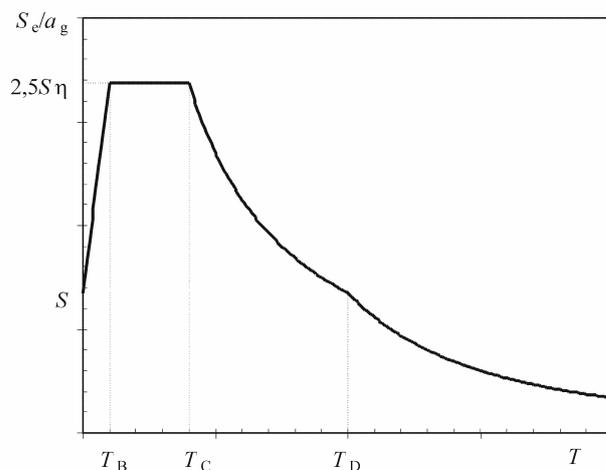
$T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  = valores limites de período para cada seção do espectro de resposta, com os valores indicados nas Tabelas 23 e 24;

$S$  = coeficiente do solo, calculado em função do valor de  $S_{max}$  indicado nas Tabelas 23 e 24, de acordo com o anexo nacional de Portugal;

$\eta$  = coeficiente de correção do amortecimento. Adotar o valor de referência 1,0 para estruturas com 5% de taxa de amortecimento viscoso.

A Figura 26 mostra a forma do espectro de resposta elástica definido na norma técnica europeia.

Figura 26 – Forma do espectro de resposta elástica



Fonte – EN 1998-1:2004

O texto base do EN 1998-1:2004 recomenda valores para os parâmetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  em função dos tipos do terreno para dois tipos de ações sísmicas, porém, cabe às autoridades nacionais determinar, em função da sismicidade de cada país, os valores destes parâmetros. Nas Tabelas 23 e 24 estão apresentados os valores destes parâmetros, de acordo com o anexo nacional de Portugal.

Tabela 23 – Valores dos parâmetros sísmicos para definição do espectro de resposta elástica tipo 1

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Fonte – NP EN 1998-1:2004

O valor do coeficiente do solo  $S$  a ser utilizado na definição do espectro de resposta

Tabela 24 – Valores dos parâmetros sísmicos para definição do espectro de resposta elástica tipo 2

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Fonte – NP EN 1998-1:2004

deve ser determinado em função do parâmetro  $S_{max}$  da seguinte maneira:

$$S = \begin{cases} S_{max}, & \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \\ S_{max} - \frac{(S_{max} - 1)}{3} (a_g - 1), & \text{para } 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \\ 1,0, & \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (3.36)$$

Com o intuito de se evitar uma análise estrutural inelástica, pode-se considerar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtido principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, ao se utilizar na análise elástica da estrutura um espectro de resposta reduzido em relação ao espectro de resposta elástica. Esse espectro de resposta reduzido, também chamado de espectro de cálculo pela EN 1998-1:2004 é obtido ao se utilizar o coeficiente de comportamento  $q$ . Esse coeficiente é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que seriam consideradas no caso da resposta ser completamente elástica (considerando 5% de taxa de amortecimento da estrutura), e as forças sísmicas que poderão ser utilizadas no projeto, em um modelo de análise elástica convencional, de forma que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. O valor do coeficiente  $q$  varia de acordo com o material e o sistema estrutural utilizado. Os valores do coeficiente de comportamento para sistemas estruturais em concreto armado estão apresentados na Seção 3.3.2.

Desta forma, o espectro de cálculo  $S_d(T)$ , para componentes horizontais de sismos,

é dado por:

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], & \text{para } 0 \leq T \leq T_B \\ \frac{2,5}{q} a_g S, & \text{para } T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2,5}{q} a_g S \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta a_g, & \text{para } T_C \leq T \leq T_D \\ \frac{2,5}{q} a_g S \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \geq \beta a_g, & \text{para } T_D \leq T \end{cases} \quad (3.37)$$

onde:

$a_g, S, T, T_B, T_C, T_D$  = definidos para a Equação 3.35;

$q$  = coeficiente de comportamento;

$\beta$  = coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo, com valor recomendado de 0,2, cabendo às autoridades nacionais atribuir outro valor, caso necessário.

### 3.3.2 Coeficientes de comportamento de estruturas

Como apresentado na Seção 3.3.1.4, o coeficiente de comportamento  $q$  da estrutura é definido em função do material e do sistema estrutural adotado para o projeto. Nesta seção serão listados o sistemas estruturais e seus respectivos coeficientes de comportamento para concreto armado. A EN 1998-1:2004 classifica os edifícios em concreto armado em duas classes de ductilidade, DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta), em função de aspectos de projeto e construtivos, que não são escopo deste trabalho, como classe do concreto (fck), tipos de aço empregados nos elementos estruturais e restrições geométricas de vigas e pilares. Assim, o coeficiente de comportamento  $q$  para ações sísmicas horizontais é dado por:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.38)$$

onde:

$q_0$  = valor básico do coeficiente de comportamento, em função do sistema estrutural e de sua regularidade em altura, apresentados na Tabela 25;

$k_w$  = fator referente ao modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais com pilares parede, conforme Equação 3.39.

Da Tabela 25,  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  são fatores de majoração da ação sísmica horizontal cuja relação  $\alpha_u/\alpha_1$  pode, simplificada, ser considerada aproximadamente pelos seguintes valores:

Tabela 25 – Coeficiente de comportamento  $q_0$ , para sistemas regulares em altura

Sistema estrutural	DCM	DCH
Sistema aporticado, sistema misto e sistema de pilares paredes acoplados	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de pilares parede não acoplados	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Fonte – EN 1998-1:2004

- Para sistemas formados por pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com:
  - apenas um pavimento = 1,1;
  - vários pavimentos, com pórticos de um só tramo = 1,2;
  - vários pavimentos, com pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos = 1,3.
- Para sistemas formados por pilares paredes ou sistemas mistos equivalentes a pilares paredes com:
  - sistemas de pilares paredes únicos com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal = 1,0;
  - outros sistemas de pilares paredes não acoplados = 1,1;
  - sistemas mistos equivalentes a pilares paredes ou sistemas de pilares paredes acoplados = 1,2.

Para edifícios não regulares em altura, o valor de  $q_0$  deverá ser reduzido em 20%.

O valor do coeficiente  $k_w$ , que corresponde ao fator referente ao modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais com pilares paredes é dado por:

$$k_w = \begin{cases} 1,00, & \text{para sistemas formados por pórticos} \\ & \text{ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;} \\ 0,5 \leq \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1, & \text{para sistemas de pilares paredes,} \\ & \text{sistemas mistos equivalentes a pilares paredes} \\ & \text{e sistemas torsionalmente flexíveis.} \end{cases} \quad (3.39)$$

onde  $\alpha_0$  corresponde à esbeltez predominante dos pilares paredes do sistema estrutural, dado pela divisão entre a altura do pilar parede e o comprimento do mesmo.

### 3.3.2.1 Cálculo da massa do edifício

Segundo a EN 1998-1:2004 e a EN 1990:2009, que trata das Bases para o projeto de estruturas, a massa total para avaliação os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo deve ser tomada realizando a seguinte combinação de ações para ações gravitacionais:

$$\sum G_j + \sum \Psi_{E,i} Q_i \quad (3.40)$$

onde:

$G_j$  = cargas permanentes;

$Q_i$  = cargas acidentais;

$\Psi_{E,i}$  = coeficiente de combinação, calculado conforme a Equação 3.41.

O coeficiente de combinação  $\Psi_{E,i}$  deve ser calculado em função do coeficiente  $\varphi$  (Tabela 26) relacionado ao tipo de ação variável e ao piso em questão, e o coeficiente  $\Psi_{2,i}$ , apresentado no eurocódigo EN 1990:2009 (Tabela 27).

$$\Psi_{E,i} = \varphi \Psi_{2,i} \quad (3.41)$$

Tabela 26 – Coeficiente  $\varphi$

Tipo de ação variável	Piso	$\varphi$
	Cobertura	1,0
Categorias A-C	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
Categorias D-F		1,0

Fonte – EN 1998-1:2004

Tabela 27 – Valores recomendados para o coeficiente  $\Psi_2$  para edifícios

Tipo de ação variável	$\Psi_2$
Categoria A: zonas de habitação	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	0,8

Fonte – EN 1990:2009

### 3.3.3 Métodos de análise sísmica

O Eurocódigo EN 1998-1:2004 define quatro tipos de análise e determinação dos efeitos sísmicos em estruturas, sendo dois tipos lineares e dois tipos não lineares. Os métodos de análises elásticas lineares são os métodos de análise por forças laterais e análise modal por espectro de resposta, utilizando o espectro de cálculo. Os métodos não lineares descritos na norma são o método de análise estática não linear (ou método *pushover*) e o método de análise dinâmica temporal não linear. Como referência, o método de análise modal por espectro de resposta deve ser adotado, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo.

### 3.3.3.1 Método de análise por forças laterais

Em edifícios cuja resposta dinâmica seja afetada predominantemente pelos modos fundamentais em cada direção, pode-se utilizar o método de análise por forças laterais. Para isso, é necessário que, além de ser considerado um edifício sem irregularidades ao longo de sua altura, os seus períodos fundamentais  $T_1$ , nas duas direções principais, sejam inferiores a:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 T_C \\ 2,0 \text{ segundos} \end{cases} \quad (3.42)$$

onde  $T_C$  foi definido na Equação 3.35.

Cumpridas essas restrições, a força horizontal na base  $F_b$  deve ser determinada, em cada direção ortogonal, pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (3.43)$$

onde:

$S_d(T_1)$  = ordenada do espectro de resposta de cálculo para o período  $T_1$ ;

$T_1$  = período de vibração fundamental do edifício na direção analisada;

$m$  = massa total do edifício, acima da fundação, calculado conforme seção 3.3.2.1.

$\lambda$  = fator de correção, cujo valor é igual a 0,85, se  $T_1 \leq 2 T_C$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou valor igual a 1,0 nos demais casos.

O período fundamental  $T_1$  do edifício pode ser determinado baseado em métodos de análise dinâmica de estruturas, ou dos métodos alternativos listados abaixo: Para edifícios com altura de até 40 metros, o período  $T_1$  pode ser calculado por:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (3.44)$$

onde:

$C_t$  = coeficiente de valor igual a 0,085 para pórticos espaciais metálicos; 0,075 para pórticos espaciais em concreto armado e pórticos metálicos com contraventamentos excêntricos; 0,050 para todos os outros tipos de estrutura; ou conforme a Equação 3.45 para estruturas com pilares parede de concreto armado ou alvenaria estrutural;

$H$  = altura do edifício, em metros.

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{\sum [A_i (0,2 + (l_{wi}/H)^2)]}} \quad (3.45)$$

onde:

$A_i$  = área efetiva da seção transversal do pilar parede  $i$  na direção considerada no primeiro piso do edifício, em  $m^2$ ;

$l_{wi}$  = comprimento do pilar parede  $i$ , em metros, na direção paralela às forças aplicadas, na condição de  $l_{wi}/H$  não ser superior a 0,9.

Alternativamente, o valor do período fundamental  $T_1$  pode ser calculado por:

$$T_1 = 2 \sqrt{\delta} \quad (3.46)$$

onde  $\delta$  representa deformação elástica lateral no topo do edifício, em metros, devido aos carregamentos gravitacionais aplicadas na direção horizontal.

A distribuição das forças sísmicas horizontais ao longo da altura do edifício deve ser feita a partir da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (3.47)$$

onde:

$F_i$  = força horizontal atuante no piso  $i$ ;

$m_i, m_j$  = massas dos pavimentos  $i$  e  $j$ ;

$s_i, s_j$  = deslocamentos das massas  $m_i$  e  $m_j$  no modo de vibração fundamental;

Alternativamente, pode-se calcular as forças distribuídas ao longo da altura do edifício em função a altura do pavimento em relação ao piso, da seguinte forma:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (3.48)$$

onde  $z_i$  e  $z_j$  representam a altura das massas  $m_i$  e  $m_j$  acima do nível de aplicação da ação sísmica.

### 3.3.3.2 Análise modal por espectro de resposta

Segundo a EN 1998-1:2004, o método de análise modal por espectro de resposta deve ser utilizado sempre que não for permitida a utilização do método de análise por forças laterais, ou seja, quando as condições da Equação 3.42 não forem satisfeitas. Para realizar a análise por este método, deve-se considerar uma quantidade de modos de vibração de forma que a soma das massa modais efetivas seja superior a 90% da massa total da estrutura, em cada direção analisada, ou que todos os modos de vibração com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total do edifício sejam considerados. Caso não seja possível satisfazer as condições acima apresentadas, no caso, por exemplo, em que em um edifício

os modos de torção sejam os modos de vibração mais significativos, deve-se considerar em uma análise espacial um número mínimo  $k$  de modos de vibração que satisfaçam:

$$k \geq 3 \sqrt{n} \quad (3.49)$$

e

$$T_k \leq 0,20 \text{ segundos} \quad (3.50)$$

onde  $n$  é o número de pavimentos do edifício e  $T_k$  é o período de vibração do modo  $k$  analisado.

Após realizada a análise modal por espectro de resposta, pode-se combinar os efeitos calculados (forças e deslocamentos, por exemplo) pela seguinte expressão, para modos de vibração que sejam considerados independentes entre si:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.51)$$

onde  $E_E$  representa o efeito considerado da ação sísmica combinado e  $E_{Ei}$  é o efeito da ação sísmica calculado para o modo de vibração  $i$ .

Para se considerar que dois modos de vibração sejam independentes entre si, a seguinte expressão deverá ser verdadeira, em função dos períodos  $i$  e  $j$  de cada modo analisado, sendo sempre  $T_j$  menor que  $T_i$ :

$$T_j \leq 0,9 T_i \quad (3.52)$$

Quando não puder se considerar que os modos de vibração sejam independentes entre si, deve-se utilizar métodos mais rigorosos de combinação dos máximos modais, como por exemplo a Combinação Quadrática Completa (CQC).

### 3.3.3.3 Análise estática não linear pelo método *pushover*

A análise pelo método *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravitacionais constantes e cargas horizontais que aumentam uniformemente entre as etapas da análise. Este tipo de análise poderá ser aplicado para a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos e para verificar quesitos em edifícios existentes, tais como verificar ou rever valores do coeficiente de sobre-resistência ( $\alpha_u/\alpha_1$ ), avaliar mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos e avaliar o desempenho estrutural do edifício. Em relação às ações laterais aplicadas, deve-se aplicar no mínimo duas distribuições verticais de cargas laterais:

- Uma distribuição uniforme, baseada em forças laterais proporcionais à massa, não dependendo da altura do pavimento;
- Uma distribuição modal, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica.

Após aplicação das forças e cálculo da resposta da estrutura, constrói-se a Curva de Capacidade, que consiste na relação entre a força horizontal na base do edifício e o deslocamento no piso de controle, sendo o deslocamento variando entre zero e 150% do valor de controle para este deslocamento, calculado a partir da exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elásticas para um sistema equivalente com um grau de liberdade.

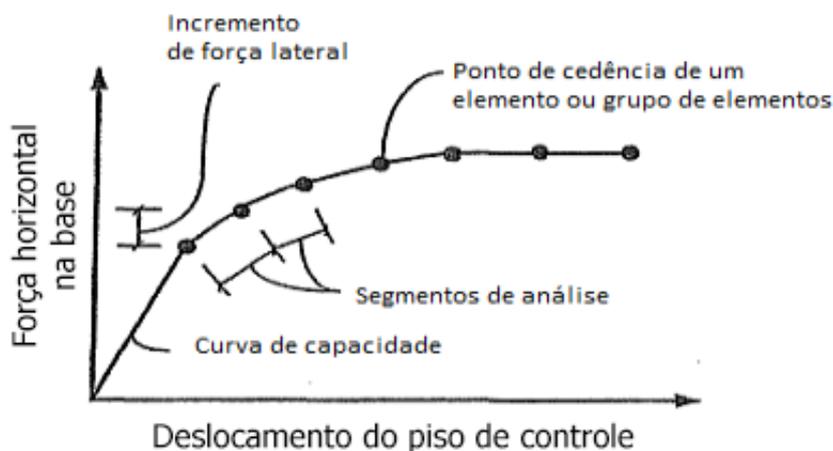
De acordo com Mota (2010), pode-se enumerar os 11 passos necessários para a determinação da curva de capacidade. São eles:

1. Modelagem do edifício, utilizando o método de elementos finitos, considerando o comportamento não linear das seções transversais dos elementos estruturais. O comportamento não linear pode ser modelado com rótulas inseridas nas seções onde se pensa que irão se formar as zonas de não linearidade. Para tal deve-se ter em conta os esforços, a distribuição da armadura e a variação da geometria da seção transversal dos componentes estruturais;
2. Aplicação das forças gravitacionais no modelo, correspondentes à combinação de ações apropriada para o dimensionamento sísmico;
3. Aplicação das forças laterais por piso, de acordo com as configurações de carregamento escolhidas. Pode-se realizar várias análises, considerando distribuições de carga diferentes, reduzindo-se assim os efeitos associados à imprecisão na determinação das forças de inércia;
4. Determinação dos esforços na estrutura, tendo em conta as forças gravitacionais e as forças laterais por piso. Na determinação dos esforços, deve-se ter em consideração as propriedades das rótulas introduzidas, que variam em função dos esforços;
5. Controle da intensidade das ações laterais para que no elemento condicionante (ou grupo de elementos condicionantes) se atinja valores superiores a 90% da sua capacidade resistente;
6. Registro do deslocamento no ponto de controle e o valor da força horizontal na base;
7. Redefinição do modelo numérico, alterando a rigidez dos elementos que plastificaram, para ter em conta as novas condições de rigidez. A alteração de rigidez processa-se nas secções onde foram inseridas rótulas;

8. Aplicar novo incremento de carga lateral, até que novos elementos entrem na zona de plastificação;
9. Adicionar o incremento de carga e o incremento de deslocamento no ponto de controle, aos anteriores valores de força horizontal na base e de deslocamento. Obtém-se, assim, o valor acumulado da força do deslocamento;
10. Repetir o procedimento, a partir do item 8, até que se obtenha um sistema estrutural instável ou até que se atinja um deslocamento pré-determinado no ponto de controle;
11. Situação de degradação explícita da resistência global: Se o aumento de carga incremental parar no ponto 10 resultante de se atingir um nível de deformação lateral em que a totalidade ou uma parte significativa de elementos não conseguem resistir ao carregamento, isto é, a sua resistência foi significativamente degradada, então deve-se reduzir, ou eliminar, a rigidez do respectivo elemento (ou grupo de elementos), reiniciando o processo no item 8 obtendo-se tantas curvas de capacidade quantas necessárias à definição adequada da perda de resistência global. É mostrado nas Figuras 28 e 29 exemplos da curva descrita anteriormente.

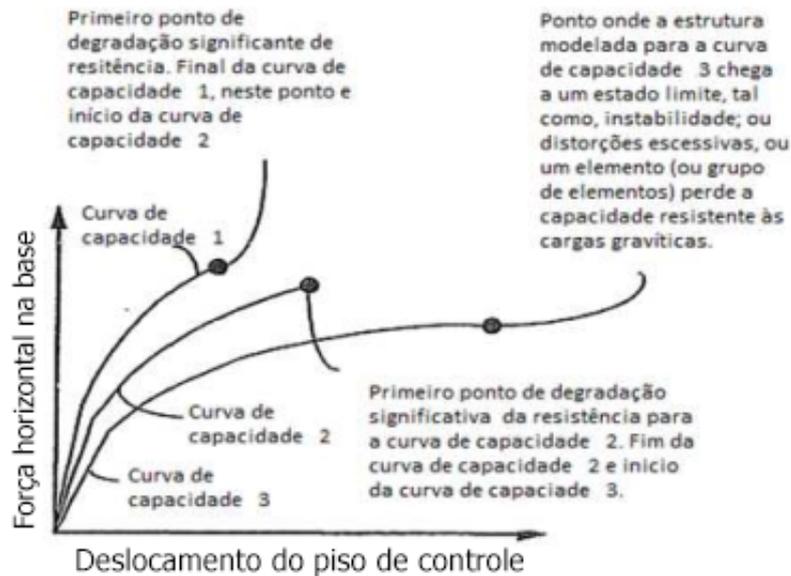
A Figura 27 esquematiza os itens 1 a 10 descritos acima.

Figura 27 – Esquema da curva de capacidade



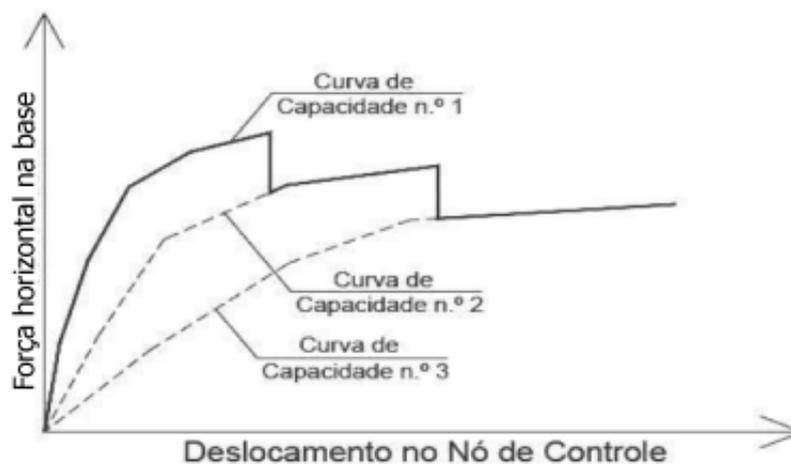
Fonte – Mota (2010)

Figura 28 – Curvas de capacidade com degradação da rigidez



Fonte – Mota (2010)

Figura 29 – Curvas de capacidade do tipo dente de serra



Fonte – Mota (2010)

#### 3.3.3.4 Análise não linear pelo histórico no tempo

A análise da estrutura no tempo poderá ser realizada através de métodos de integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, utilizando acelerogramas para representar os movimentos da base. Esses acelerogramas poderão ser de sismos ocorridos anteriormente ou serem gerados artificialmente e deverão ser utilizados em conjuntos de 3 acelerogramas, sendo que o mesmo acelerograma não poderá ser utilizado simultaneamente em duas direções horizontais. Os modelos estruturais utilizados deverão possuir regras que descrevam o comportamento dos elementos estruturais sob ciclos pós-elásticos de carga

e descarga, de forma que possam refletir de maneira realista a dissipação de energia no elemento frente às ações sísmicas. Caso a avaliação da resposta no edifício seja obtido a partir de no mínimo 7 análises temporais, a resposta final pode ser calculada como sendo a média de todas as análises temporais realizadas. Caso contrário, a situação mais desfavorável deverá ser adotada como resposta final da estrutura.

### 3.3.4 Combinação dos efeitos da ação sísmica horizontal

Segundo a EN 1998-1:2004, deve-se considerar, em geral, que as componentes horizontais da ação sísmica ocorram simultaneamente nas direções analisadas. A combinação dessas componentes horizontais poderão ser consideradas da seguinte forma:

1. Avaliar, separadamente, a resposta estrutural a cada componente, utilizando as regras de combinação apresentadas na seção 3.3.3.2;
2. O valor máximo de cada efeito da ação na estrutura devido às duas componentes horizontais da ação sísmica poderá ser, então, calculada com a regra de combinação da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS), ou outros métodos de combinação mais rigorosos.

Como alternativa ao procedimento descrito acima, os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da ação sísmica poderão ser calculados utilizando as duas combinações seguintes:

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (3.53)$$

$$E_{Edy} + 0,30 E_{Edx} \quad (3.54)$$

onde  $E_{Edx}$  e  $E_{Edy}$  representam os esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo os eixos horizontais  $x$  e  $y$ , respectivamente.

Já para a combinação dos resultados em termos de deslocamentos, caso a análise realizada seja uma análise linear, os deslocamentos obtidos devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural, através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d d_e \quad (3.55)$$

onde:

$d_s$  = deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo, cujo valor não deve ser superior ao valor determinado a partir do espectro elástico;

$q_d$  = coeficiente de comportamento em deslocamento, que pode ser tomado como o valor do coeficiente de comportamento  $q$ ;

$d_e$  = deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Já para o caso de se realizar uma análise não linear da estrutura, sendo ela estática ou dinâmica, os deslocamentos finais são obtidos diretamente do modelo de análise, sem combinações ou aplicação de coeficientes.

### 3.4 Comparação entre as normas técnicas

Nesta seção serão comparados os critérios e parâmetros adotados em cada norma técnica apresentada neste capítulo.

A consideração do período de retorno para utilizada para determinação do risco sísmico e dos parâmetros de zoneamentos sísmicos e acelerações utilizadas em projetos varia entre as normas. As normas brasileiras e europeias consideram zonas de risco sísmico com acelerações uniformes dentro de cada faixa determinada. A NBR15421:2006 utiliza um período de retorno de 475 anos, enquanto a EN1998-1 leva em consideração a análise para o estado limite último, com período de retorno também de 475 anos, e os requisitos de limitação de danos nas estruturas, com período de retorno de 95 anos. Para a norma americana ASCE 7-16, desde sua revisão em 2010 passou a considerar o risco de colapso ou dano às estruturas em seus estudos de zoneamento sísmico, ao invés da abordagem do risco de ocorrência de uma aceleração máxima do solo (como abordado nas normas brasileiras e europeias). Dessa forma, o período de retorno considerado pela norma americana é de 4975 anos.

Em termos de zoneamento sísmico e acelerações horizontais características, percebe-se que a norma brasileira NBR15421:2006 e o anexo nacional de Portugal para o eurocódigo NP EN1998-1 dividem seus territórios em zonas de acelerações horizontais da base em função dos sismos, e que o intervalo de acelerações máximas e mínimas entre Portugal e Brasil são próximas, sendo a variação entre  $0,035g$  e  $0,25g$  para sismos do tipo 1 em Portugal e entre  $0,05g$  e  $0,15g$  para o Brasil. Já a norma americana ASCE 7-16 apresenta mapas mais detalhados de acelerações espectrais de período de  $0,2$  segundos e de  $1$  segundo, com isovalores ao longo de todo o território americano que variam entre  $0,05g$  e  $2,0g$  para acelerações espectrais com período de  $0,2$  segundos e entre  $0,02g$  e  $1,0g$  para acelerações espectrais de período de  $1$  segundo.

Para classificação do terreno, a norma brasileira é muito semelhante à norma americana, sendo que esta leva em consideração também a resistência média ao cisalhamento do solo não drenado  $s_u$ . A norma europeia possui descrições diferentes para cada classe de terreno, porém utiliza os mesmos parâmetros de classificação da norma americana.

A categoria de utilização, que define o fator de importância da estrutura, possui abordagem semelhante entre a norma brasileira e a norma americana, com fator  $I$  variando entre 1,0 e 1,5, enquanto que para o eurocódigo este valor varia entre 0,65 e 1,95 em 4 classes distintas.

A consideração do efeito inelástico da estrutura é feita de forma distinta entre o EN1998-1 e as normas NBR15421:2006 e ASCE 7-16, que apresentam abordagens semelhantes. Todas as normas citadas permitem simplificar as análises da estrutura no estado inelástico por meio da utilização de fatores incorporados às análises elásticas. A norma europeia define um espectro de resposta de cálculo, obtido a partir de um espectro de resposta elástico e modificado através de um coeficiente de comportamento  $q$ . Nas normas brasileira e americana, foram implementados os coeficientes de resposta  $R$ , de amplificação dos deslocamentos  $C_d$  e o coeficiente de sobre resistência  $\Omega_0$ , determinados em função do tipo de sistema estrutural adotado no projeto.

Em termos de métodos de análise sísmica, o método simplificado é descrito apenas nas normas brasileira e americana, enquanto os métodos da força lateral equivalente, método espectral e método do histórico das acelerações no tempo são descritas nas três normas apresentadas. Apenas o eurocódigo regulamenta a análise estática não linear pelo método pushover.

## 4 Análises sísmicas - Exemplos numéricos

Neste capítulo serão demonstradas análises sísmicas em três modelos estruturais distintos. O primeiro será em uma estrutura simples, do tipo Shear Building com um pavimento, e conseqüentemente um grau de liberdade. O segundo modelo é um Shear Building de 3 pavimentos, totalizando três graus de liberdade. As análises sísmicas destes dois modelos serão realizadas de maneira analítica e com assistência computacional para executar rotinas de cálculo. Já a terceira estrutura apresentada será um edifício de 12 pavimentos, com modelo espacial composto de sistemas de pórticos e pilares paredes gerado em um software de análise por elementos finitos e análises feitas analiticamente, quando possível.

Serão realizadas as análises sísmicas descritas na norma Brasileira NBR15421:2006, sendo elas pelo método simplificado, método das forças horizontais equivalentes, método espectral e método do histórico das acelerações no tempo, analisado de forma linear. Todos os métodos serão analisados, a título de demonstração, em todos os modelos de estruturas propostos, mesmo que os parâmetros das normas técnicas não permitam a utilização de determinado método, devido ao zoneamento sísmico ou à complexidade da estrutura, por exemplo. Serão analisados apenas os efeitos horizontais dos sismos e não será levado em conta efeitos de torção e irregularidades estruturais tanto em planta quanto na altura do edifício. Para o método do histórico das acelerações no tempo, apenas um acelerograma será analisado, aplicado em cada direção ortogonal do edifício.

Para que seja possível comparar os resultados entre as normas técnicas analisadas, serão calculados forças e deslocamentos com e sem a consideração do efeito inelástico da estrutura, ou seja, com e sem aplicação dos coeficiente de resposta, coeficiente de amplificação dos deslocamentos e coeficiente de comportamento.

### 4.1 Parâmetros sísmicos e espectros de resposta

Para que as análises dos resultados entre as normas técnicas sejam compatíveis, foram selecionados locais cuja aceleração característica máxima do solo fossem semelhantes. Desta forma, a cidade de Rio Branco, no Acre, será utilizada para obtenção dos parâmetros na norma brasileira NBR15421:2006, cuja aceleração de pico é de  $0,15g$ . Nos Estados Unidos, segundo Arai (2003), a cidade de Reevesville, na Carolina do Sul, é uma cidade que possui aceleração de pico de aproximadamente  $0,15g$  considerando período de retorno de 475 anos obtida através de um software do United States Geological Survey (USGS). Para a análise do eurocódigo, a cidade de Lisboa, em Portugal, foi selecionada, com aceleração de pico de  $0,15g$  para sismos do tipo 1.

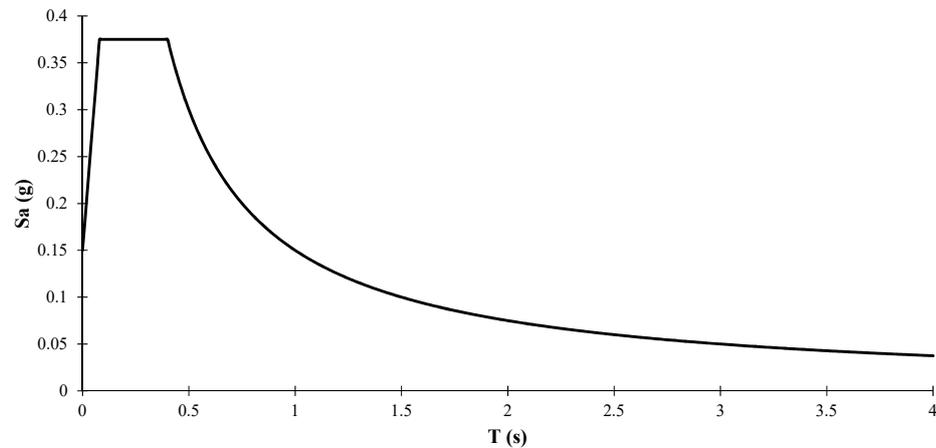
Em todas as análises, o tipo de terreno considerado será Rocha e o fator de importância das estruturas será considerado 1,0. Para todas as estruturas, a taxa de amortecimento considerada é de  $\xi = 5\%$ .

Desta forma, para análise da norma brasileira, tem-se:

- Aceleração horizontal  $a_g = 0,15g$ ;
- Classe do terreno B (Rocha):
  - Fator  $C_a = 1,0$ ;
  - Fator  $C_v = 1,0$ ;
- Coeficiente de modificação de resposta  $R$ :
  - Modelo shear building com um pavimento = 3,0;
  - Modelo shear building 3 pavimentos = 3,0;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X = 3,0;
    - \* Direção Y = 4,5;
- Coeficiente amplificação dos deslocamentos  $C_d$ :
  - Modelo shear building com um pavimento = 2,5;
  - Modelo shear building 3 pavimentos = 2,5;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X = 2,5;
    - \* Direção Y = 4,0;
- Coeficientes  $C_T$  e  $x$  para cálculo do período aproximado da estrutura:
  - Modelo shear building com um pavimento:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
  - Modelo shear building 3 pavimentos:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
    - \* Direção Y:  $C_T = 0,0488$ ;  $x = 0,75$ ;
- Coeficientes de limitação de período  $C_{up} = 1,5$ .

O espectro de resposta de projeto, determinado conforme seção 3.1.1.4, está representado na Figura 30.

Figura 30 – Espectro de resposta de projeto segundo NBR15421:2006



Fonte – Elaborada pelo autor

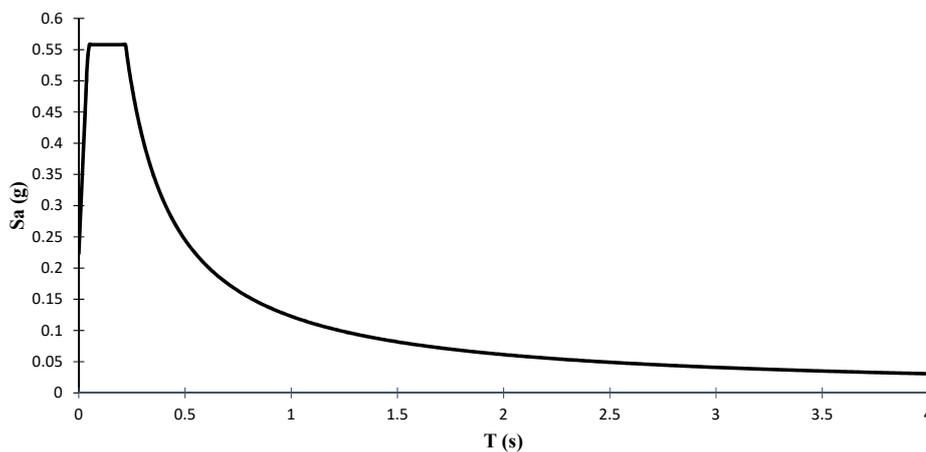
Para a norma americana ASCE 7-16, tem-se:

- Aceleração espectral  $S_S$  de 0,2 segundos = 0,94g;
- Aceleração espectral  $S_1$  de 1,0 segundo = 0,23g;
- Período de transição de longo período  $T_L = 8$  segundos;
- Classe do terreno B (Rocha):
  - Fator  $F_a = 0,9$ ;
  - Fator  $F_v = 0,8$ ;
- Coeficiente de modificação de resposta  $R$ :
  - Modelo shear building com um pavimento = 3,0;
  - Modelo shear building 3 pavimentos = 3,0;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X = 3,0;
    - \* Direção Y = 4,5;
- Coeficiente amplificação dos deslocamentos  $C_d$ :
  - Modelo shear building com um pavimento = 2,5;
  - Modelo shear building 3 pavimentos = 2,5;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X = 2,5;
    - \* Direção Y = 4,0;

- Coeficientes  $C_T$  e  $x$  para cálculo do período aproximado da estrutura:
  - Modelo shear building com um pavimento:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
  - Modelo shear building 3 pavimentos:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:
    - \* Direção X:  $C_T = 0,0466$ ;  $x = 0,90$ ;
    - \* Direção Y:  $C_T = 0,0488$ ;  $x = 0,75$ ;
- Coeficientes de limitação de período  $C_u = 1,66$ .

O espectro de resposta de projeto, determinado conforme seção 3.2.1.5, está representado na Figura 31.

Figura 31 – Espectro de resposta de projeto segundo ASCE 7-16



Fonte – Elaborada pelo autor

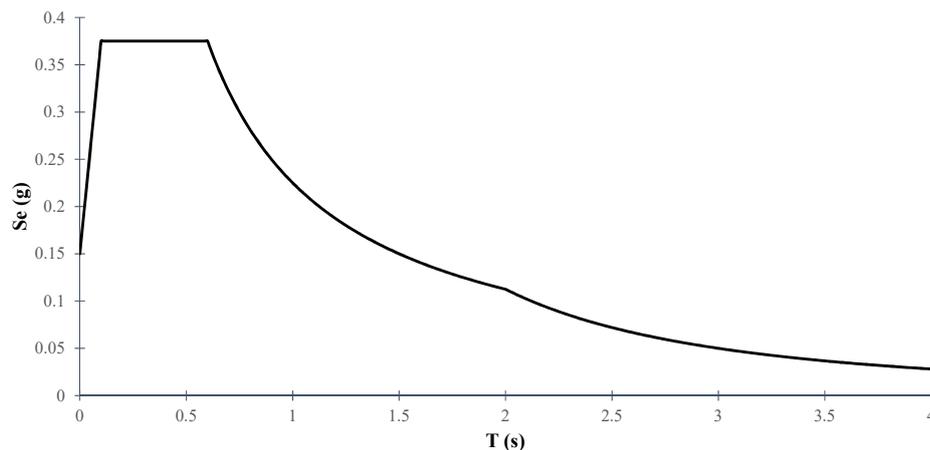
Para o eurocódigo EN 1998-1:2004, tem-se:

- Aceleração horizontal  $a_g$  para ação sísmica tipo 1 =  $0,15g$ ;
- Classe do terreno A (Rocha):
  - Sismo tipo 1:
    - \*  $S = 1,0$ ;
    - \*  $T_B = 0,1$  segundos;
    - \*  $T_C = 0,6$  segundos;
    - \*  $T_D = 2,0$  segundos;
- Coeficiente de comportamento  $q$ , considerando classe de ductilidade média:
  - Modelo shear building com um pavimento =  $3,3$ ;

- Modelo shear building 3 pavimentos = 3,6;
- Modelo edifício espacial 12 pavimentos = 3,9;
- Coeficientes  $C_t$  para cálculo do período aproximado da estrutura:
  - Modelo shear building com um pavimento:  $C_T = 0,05$ ;
  - Modelo shear building 3 pavimentos:  $C_T = 0,05$ ;
  - Modelo edifício espacial 12 pavimentos:  $C_T = 0,075$ ;

O espectro de resposta elástico, determinado conforme seção 3.3.1.4, está representado na Figura 32. Os espectros de resposta de cálculo, por variarem conforme o sistema estrutural analisado, será apresentado na seção de cada modelo numérico.

Figura 32 – Espectro de resposta elástico para sismo do tipo 1 segundo EN 1998-1:2004



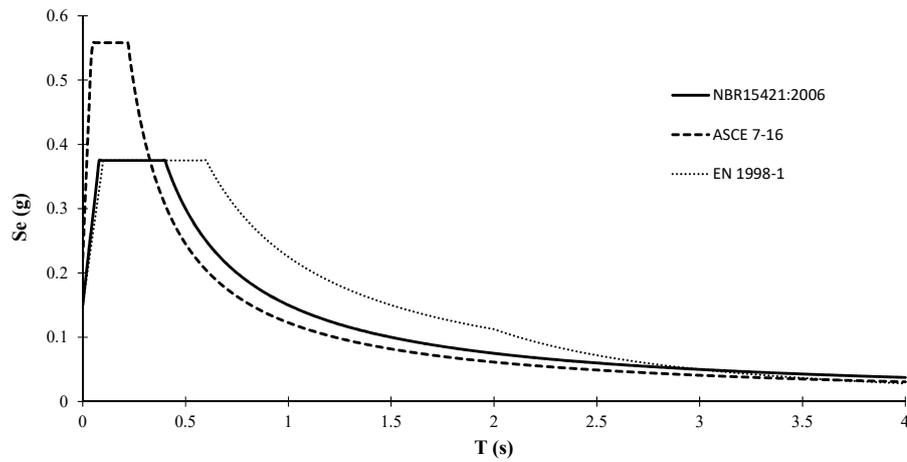
Fonte – Elaborada pelo autor

A título de comparação, a Figura 33 mostra os espectros de respostas das três normas técnicas sobrepostos.

Para as análises pelo método do histórico das acelerações no tempo, será utilizado o acelerograma do sismo ocorrido na cidade de El Centro, Califórnia, em 1940. Porém, a aceleração máxima (ou de pico) deste sismo é de  $0,319g$ , mais alta que as acelerações máximas de projeto consideradas nos exemplos. Para compatibilização deste sismo com os exemplos apresentados, será aplicado um fator de escala neste acelerograma, de modo que a máxima aceleração tenha valor de  $0,15g$ . O acelerograma original do sismo e o acelerograma escalado estão apresentados nas Figuras 34 e 35, respectivamente. Os dados do sismo El Centro foram obtidos do website VibrationData<sup>1</sup>.

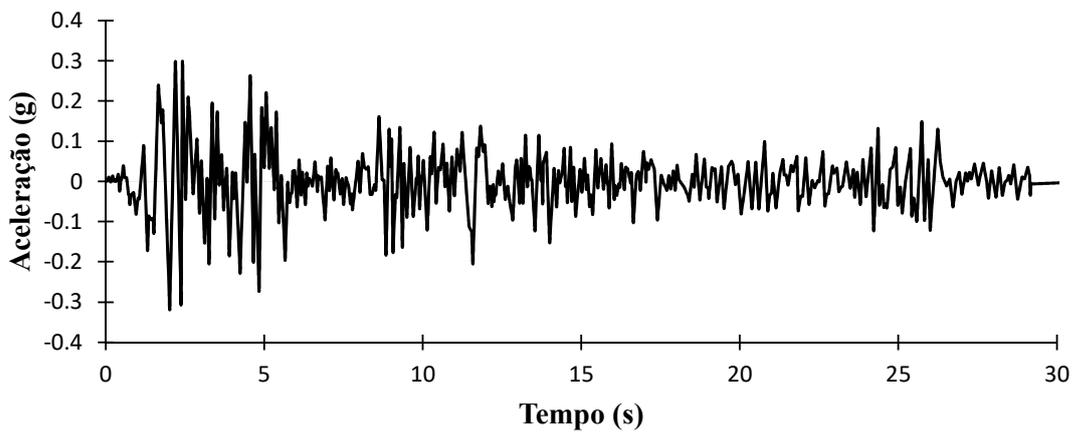
<sup>1</sup> Disponível em <<http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>>. Acesso em Mai. 2019.

Figura 33 – Espectros de respostas



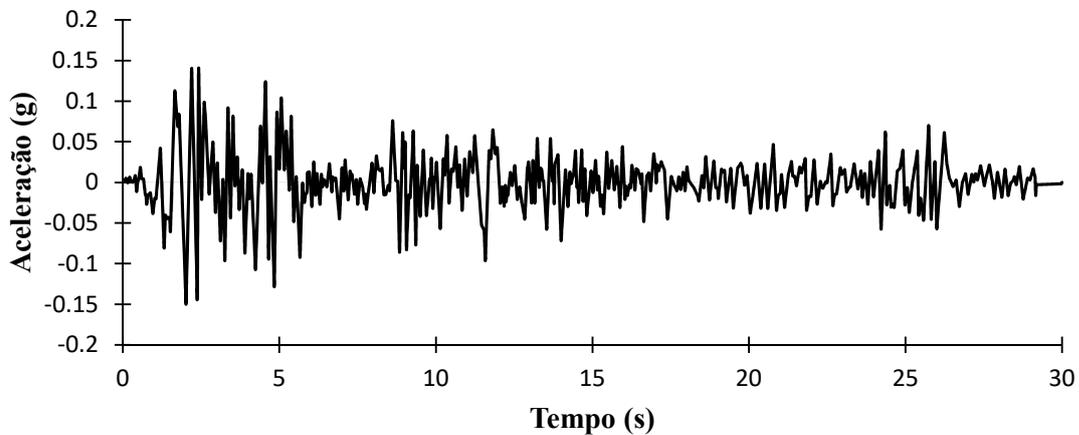
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 34 – Acelerograma El Centro



Fonte – Elaborada pelo autor (Dados do website VibrationData)

Figura 35 – Acelerograma El Centro escalado

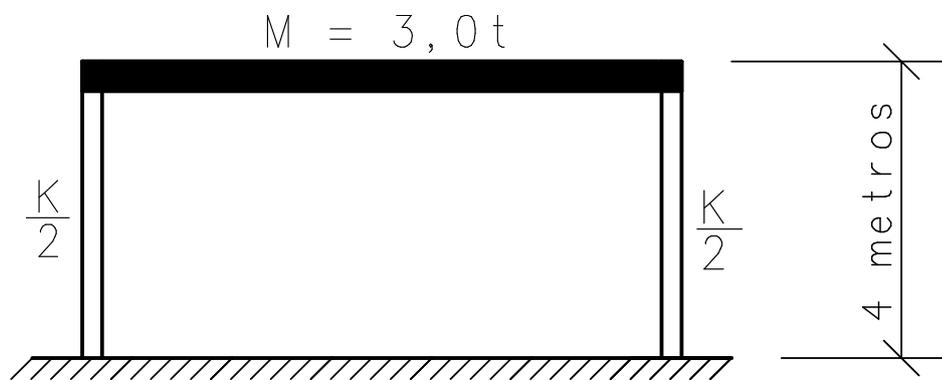


Fonte – Elaborada pelo autor

## 4.2 Modelo shear building com um pavimento

Este primeiro exemplo numérico consiste em uma estrutura do tipo Shear Building com um pavimento, cujo único deslocamento possível é no eixo horizontal, no topo da estrutura, configurando um sistema com um grau de liberdade. Este sistema é formado por um elemento rígido apoiado em dois pilares de concreto, conforme Figura 36. O conjunto possui massa total concentrada no topo do sistema  $M = 3$  toneladas e a rigidez total do sistema  $k = 900$  kN/m.

Figura 36 – Estrutura tipo shear building com um pavimento - Exemplo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

### 4.2.1 Cálculos preliminares

O peso total  $W$  é de  $30 \text{ kN}$ , considerando o valor  $g$  da aceleração da gravidade igual a  $10 \text{ m/s}^2$ .

Pode-se então calcular a frequência fundamental não amortecida e o período da estrutura, da seguinte forma:

$$\begin{aligned}\omega^2 &= \frac{K}{M} = \frac{900000}{3000} \\ \omega &= 17,32 \text{ rad/s} \\ f &= \frac{\omega}{2\pi} = 2,76 \text{ Hz} \\ T &= \frac{1}{f} = 0,36 \text{ s}\end{aligned}\tag{4.1}$$

## 4.2.2 Análises segundo NBR15421:2006

### 4.2.2.1 Método simplificado

A força horizontal, calculada segundo método simplificado da NBR15421:2006, aplicada no nível do reservatório é dada por:

$$F_x = 0,01 W = 0,3 \text{ kN} \quad (4.2)$$

que leva a um deslocamento  $\delta = 0,03$  cm no topo da estrutura.

### 4.2.2.2 Método da força horizontal equivalente

Para este método de análise sísmica, segundo a NBR15421:2006, serão utilizadas todas as formulações e parâmetros descritos na seção 3.1.3.3. Inicialmente, para a utilização do método da força horizontal equivalente, deve-se calcular o período aproximado  $T_a$  da estrutura, para comparação com o valor do período  $T$ , calculado na Equação 4.1.

$$T_a = C_T h_n^x = 0,0466 \cdot 4^{0,90} = 0,16 \text{ s} \quad (4.3)$$

O valor do período da estrutura utilizado neste método de análise deve ser tal que:

$$\begin{aligned} T &\leq T_a C_{up} \\ 0,37 &\leq 0,16 \cdot 1,5 = 0,24 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Dessa forma, o período  $T$  utilizado neste método terá valor igual a 0,24 segundos.

Em seguida, calcula-se o coeficiente de resposta sísmica  $C_S$ :

$$C_S = 2,5 \left( \frac{0,15g}{g} \right) \leq \left( \frac{0,15g}{g} \right) \frac{1}{0,24} \quad (4.5)$$

$$C_S = 0,375$$

Por fim, pode-se calcular a força horizontal elástica na base da estrutura, dada por:

$$H_e = C_S W = 11,25 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Por possuir apenas um pavimento, esta força  $H_e$  aplicada na base é a mesma força aplicada no topo do sistema, que leva a um deslocamento elástico  $\delta_e = 1,25$  cm no topo da estrutura.

Considerando o comportamento inelástico da estrutura, tem-se:

$$H_i = \frac{H_e}{(R/I)} = \frac{11,25}{3,0} = 3,75 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$\delta_{i,f} = \frac{C_d}{I} \delta_i = 1,05 \text{ cm}$$

#### 4.2.2.3 Método espectral

Para realizar a análise sísmica da estrutura através do método espectral, utiliza-se o espectro de resposta de projeto, definido na Figura 30. O modo fundamental da estrutura mobiliza mais de 90% da massa total do sistema, pela simplicidade da estrutura, então apenas este modo de vibração será utilizado nos cálculos deste exemplo.

Utilizando o valor do período  $T = 0,36$  segundos do modo fundamental de vibração, calcula-se o valor da aceleração espectral  $S_a = 0,375g$ . Com este valor, pode-se calcular o valor da máxima força horizontal  $H_t$  elástica na estrutura, conforme seção 2.2.3, dada por:

$$H_{t,e} = M S_a = 11,25 \text{ kN} \quad (4.8)$$

que leva a um deslocamento elástico  $\delta_e = 1,25$  cm no topo da estrutura.

A fim de considerar o comportamento inelástico da estrutura, a NBR15421:2006 prescreve a multiplicação dos resultados obtidos em termos de forças pelo fator  $(I/R)$  e os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/R$ . Desta forma, os valores finais considerando o comportamento inelástico da estrutura são:

$$H_{t,i} = H_{t,e} \left( \frac{I}{R} \right) = 3,75 \text{ kN} \quad (4.9)$$

$$\delta = \delta_e \left( \frac{C_d}{R} \right) = 1,04 \text{ cm} \quad (4.10)$$

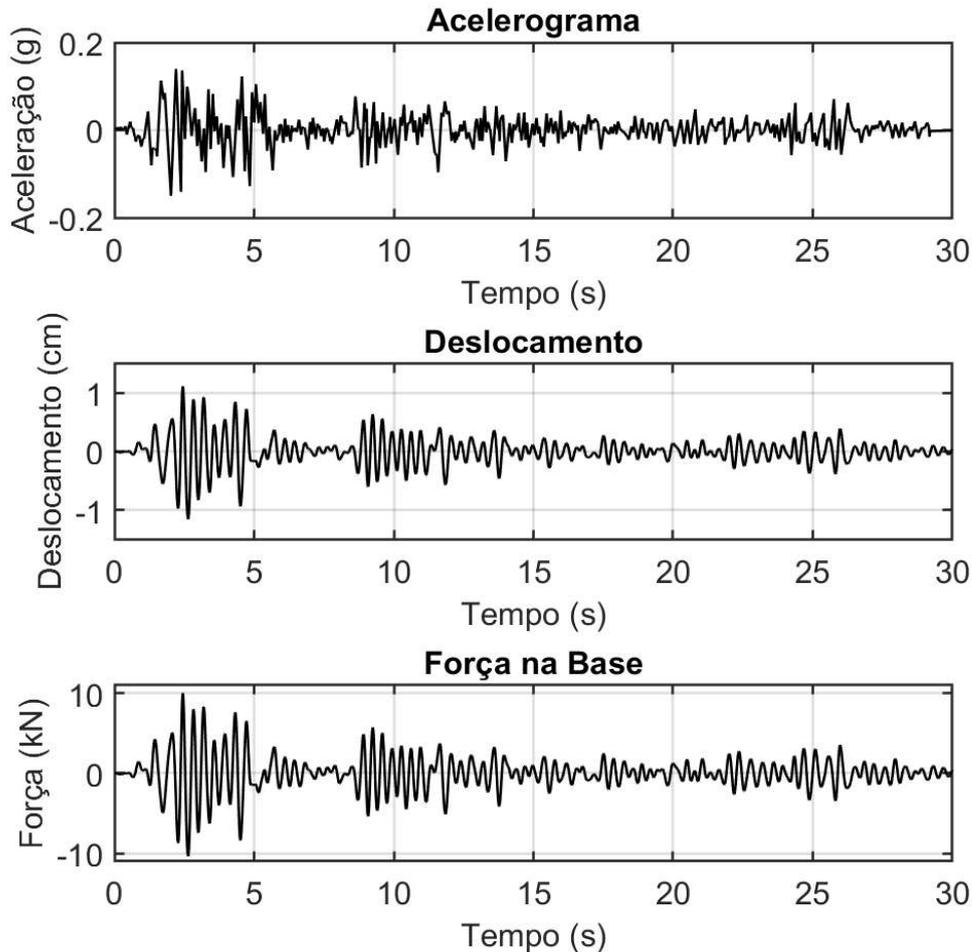
Por fim, deve-se verificar as forças obtidas pelo processo espectral, em relação à força calculada pelo método da força horizontal equivalente. Como para este caso, a força  $H_t$  obtida pelo método espectral não foi inferior a  $0,85 H$ , nenhuma correção deverá ser feita.

#### 4.2.2.4 Método do histórico das acelerações no tempo

Para o cálculo da resposta da estrutura pelo método do histórico das acelerações no tempo, será utilizada uma rotina de cálculo computacional, com os procedimentos do método de integração de Newmark-Beta. O código utilizado está descrito no Apêndice A.

A Figura 37 apresenta os gráficos de deslocamentos e das forças horizontais na base para cada instante de tempo, de acordo com as solicitações advindas do acelerograma escalado do sismo El Centro (Figura 35).

Figura 37 – Análise histórico no tempo - Modelo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

O valor máximo do deslocamento  $\delta_e$  é de 1,15 cm e o valor da força máxima  $H_{t,e}$  é de 10,37 kN.

Segundo a NBR15421:2006, assim como realizado no método de análise espectral, deve-se multiplicar todos os valores obtidos em termos de forças pelo fator  $I/R$ . Dessa forma, o valor final da força horizontal de projeto para este método é:

$$H_{t,i} = H_{t,e} \left( \frac{I}{R} \right) = 3,46 \text{ kN} \quad (4.11)$$

Por último, deve-se comparar a força obtida neste método com o valor da força  $H$  calculada pelo método da força horizontal equivalente, adotando o valor de  $C_S = 0,01$ .

Desta forma:

$$H = C_S W = 0,01 \cdot 30 = 0,3 \text{ kN} \quad (4.12)$$

Como o valor de  $H_t$  é superior ao valor de  $H$ , nenhuma correção deverá ser feita.

### 4.2.3 Análises segundo ASCE 7-16

#### 4.2.3.1 Método da força lateral estática

O método da força lateral estática prescrita na norma técnica americana ASCE 7-16 é igual ao método simplificado presente na norma brasileira NBR15421:2006. Dessa forma, os valores da força horizontal e deslocamento são os mesmos presentes na seção 4.2.2.1.

$$\begin{aligned} F_x &= 0,3 \text{ kN} \\ \delta &= 0,03 \text{ cm} \end{aligned} \quad (4.13)$$

#### 4.2.3.2 Método da força horizontal equivalente

Para a análise pelo método da força horizontal equivalente, segundo a ASCE 7-16, deve-se primeiramente determinar o valor do período da estrutura a ser utilizado nos cálculos. Para o cálculo do período aproximado  $T_a$ , tem-se:

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \cdot 4^{0,90} = 0,16 \text{ s} \quad (4.14)$$

Os valores dos parâmetros de aceleração espectral de projeto para o período de 0,2 segundos  $S_{DS}$  e de 1,0 segundo  $S_{D1}$  são dados por:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a S_S \quad (4.15)$$

$$S_{DS} = 0,564g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad (4.16)$$

$$S_{D1} = 0,12g$$

Assim, por interpolação linear, o coeficiente  $C_u$  de limitação do período na Tabela 18 vale 1,66. O valor do período da estrutura utilizado neste método de análise deve ser tal que:

$$\begin{aligned} T &\leq T_a C_{up} \\ 0,36 &\leq 0,16 \cdot 1,66 = 0,27 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Dessa forma, o período  $T$  utilizado neste método terá valor igual a 0,27 segundos.

O valor do coeficiente de resposta sísmica da estrutura  $C_S$  é dado por:

$$C_S = S_{DS} = 0,564 \quad (4.18)$$

Como o período  $T$  da estrutura é menor que o período  $T_L$ , o valor máximo de  $C_S$  é dado por:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,12}{0,27} = 0,45 \quad (4.19)$$

e, o valor de  $C_S$  deve ser maior que:

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e = 0,02 \quad (4.20)$$

Portanto, o valor final do coeficiente  $C_S$  é 0,44 e a força elástica horizontal final é calculada por:

$$H_e = C_S W = 0,44 \cdot 30 = 13,50 \text{ kN} \quad (4.21)$$

Por possuir apenas um pavimento, esta força  $H_e$  aplicada na base é a mesma força aplicada no topo do sistema, que leva a um deslocamento elástico  $\delta_e = 1,50$  cm no topo da estrutura.

Considerando o comportamento inelástico da estrutura, tem-se:

$$H_i = \frac{H_e}{(R/I_e)} = \frac{13,50}{3,0} = 4,50 \text{ kN} \quad (4.22)$$

$$\delta_i f = \frac{C_d}{I_e} \delta_i = 1,25 \text{ cm}$$

#### 4.2.3.3 Método espectral

O procedimento para análise sísmica pelo método espectral é o mesmo utilizado na seção 4.2.2.3, porém utilizando o espectro de resposta de projeto definido na Figura 31.

Com o valor do período fundamental da estrutura  $T$  igual a 0,36 segundos, o valor da aceleração espectral de projeto  $S_a$  é 0,34g. Desta forma, tem-se:

$$H_{t,e} = M S_a = 10,20 \text{ kN} \quad (4.23)$$

que leva a um deslocamento elástico  $\delta_e = 1,13$  cm no topo da estrutura.

A fim de considerar o comportamento inelástico da estrutura, deve-se dividir os resultados obtidos em termos de forças pelo fator  $(R/I_e)$  e multiplicar os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/I_e$ . Desta forma, os valores finais considerando o comportamento inelástico da estrutura são:

$$H_{ti} = \frac{H_{t,e}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 3,40 \text{ kN} \quad (4.24)$$

$$\delta_i = \delta_e \left(\frac{C_d}{I_e}\right) = 2,83 \text{ cm} \quad (4.25)$$

Por fim, deve-se verificar as forças obtidas pelo processo espectral, em relação à força calculada pelo método da força horizontal equivalente. Como a força  $H_{t,i}$  obtida pelo método espectral é inferior a  $H_i$ , o valor da força horizontal final deve ser tomado por:

$$H_{t,if} = H_{t,i} \frac{H_i}{H_{t,i}} = 4,5 \text{ kN} \quad (4.26)$$

Para verificação do deslocamento, deve-se calcular o valor de  $H$  pelo método da força horizontal equivalente, com  $C_S$  dado por:

$$H = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} W = 1,15 \text{ kN} \quad (4.27)$$

Como o valor de  $H_{t,i}$  é superior o valor calculado na Equação 4.27, não é necessária nenhuma correção no valor do deslocamento calculado.

#### 4.2.3.4 Método do histórico das acelerações no tempo

O procedimento para a análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo é o mesmo utilizado na análise pela norma brasileira NBR15421:2006, pelo método de Newmark-Beta (Apêndice A). Os resultados apresentados na Figura 37 são os mesmos

para este caso, e o valor máximo elástico do deslocamento  $\delta_e$  é de 1,15 cm e o valor da força máxima  $H_{t,e}$  é de 10,37 kN.

O valor da força inelástica horizontal máxima é dada por:

$$H_{t,i} = \frac{H_{t,e} I_e}{R} = \frac{10,37}{3,0} = 3,46 \text{ kN} \quad (4.28)$$

O fator de escala  $\eta$  é calculado pela razão entre a força  $H$  calculada pelo método da força horizontal e a força  $H_t$ , e seu valor é:

$$\eta = \frac{H_i}{H_{t,i}} = \frac{4,50}{3,46} = 1,30 \quad (4.29)$$

A força horizontal final de cálculo deve ser então calculada através da seguinte expressão:

$$H_{t,if} = \frac{I_e \eta}{R} H_{t,e} = 4,49 \text{ kN} \quad (4.30)$$

Já para o deslocamento final de cálculo deve ser calculado por, considerando o valor de  $\eta = 1,0$ , já que o valor de  $C_S$  para o método da força horizontal equivalente não precisou ser calculado conforme Equação 3.22:

$$\delta_i = \frac{\eta C_d}{R} \delta_e = 0,96 \text{ cm} \quad (4.31)$$

#### 4.2.4 Análises segundo EN 1998-1:2004

Para realizar as análises sísmicas segundo o eurocódigo EN 1998-1:2004, além do espectro de resposta elástico  $S_e$ , apresentado na Figura 32, deve-se determinar também o espectro de cálculo  $S_d$ , conforme definido na seção 3.3.1.4. A Figura 38 abaixo mostra o espectro de cálculo para este exemplo numérico.

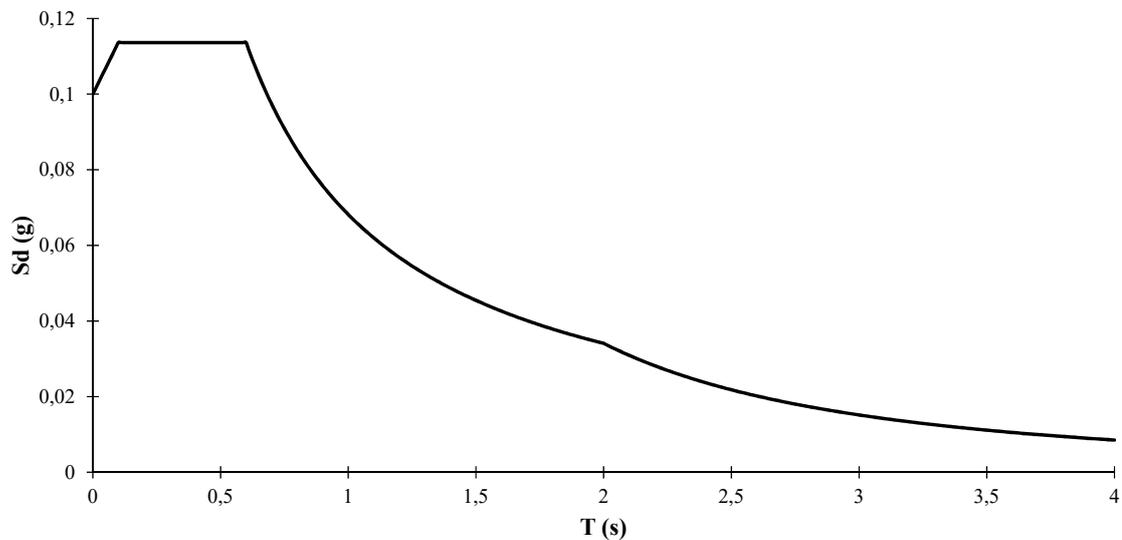
##### 4.2.4.1 Método da força horizontal equivalente

A força horizontal na base elástica  $H_e$  e com a consideração do comportamento inelástico da estrutura  $H_i$  é calculada, segundo a EN 1998-1:2004 pelo método da força horizontal equivalente, por:

$$H_e = S_e(T_1) m \lambda \quad (4.32)$$

$$H_i = S_d(T_1) m \lambda \quad (4.33)$$

Figura 38 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

e como não há limitação superior do período fundamental da estrutura  $T_1$  para este método, pode-se utilizar o período calculado através da análise dinâmica de valor 0,36 segundos. A aceleração espectral pelo espectro elástico para o período  $T_1$  vale 0,375g a aceleração espectral de cálculo vale 0,25g, sendo o valor de  $\lambda = 1,0$ . Daí:

$$H_e = 11,25 \text{ kN} \quad (4.34)$$

$$H_i = 7,5 \text{ kN} \quad (4.35)$$

que leva aos deslocamentos  $\delta_e = 1,25 \text{ cm}$  e  $\delta_i = 0,83 \text{ cm}$  no topo da estrutura.

Segundo a EN 1998-1:2004, para todo deslocamento obtido por meio de análises lineares, deve-se calcular o deslocamento devido à ação sísmica de cálculo, dado pela seguinte expressão:

$$\delta_{i,f} = q \delta_f \quad (4.36)$$

desta forma, o valor do deslocamento final para este método vale  $\delta_{i,f} = 2,74 \text{ cm}$ .

#### 4.2.4.2 Método espectral

Para realizar a análise sísmica pelo método espectral segundo o eurocódigo EN 1998-1:2004, pode-se utilizar o espectro de resposta elástica ou o espectro de cálculo, a fim de considerar o comportamento inelástico da estrutura.

Para o período fundamental  $T = 0,36$  segundos, a aceleração espectral elástica  $S_e$  possui valor de 0,375g e a aceleração espectral de cálculo  $S_d$  possui valor de 0,25g, conforme Figuras 32 e 38, respectivamente.

Desta forma, para a análise elástica, tem-se:

$$\begin{aligned} H_{t,e} &= 11,25 \text{ kN} \\ \delta_e &= 1,25 \text{ cm} \end{aligned} \quad (4.37)$$

Já para a análise considerando o comportamento inelástico da estrutura de forma simplificada, tem-se:

$$\begin{aligned} H_{t,i} &= 7,5 \text{ kN} \\ \delta_i &= 0,83 \text{ cm} \end{aligned} \quad (4.38)$$

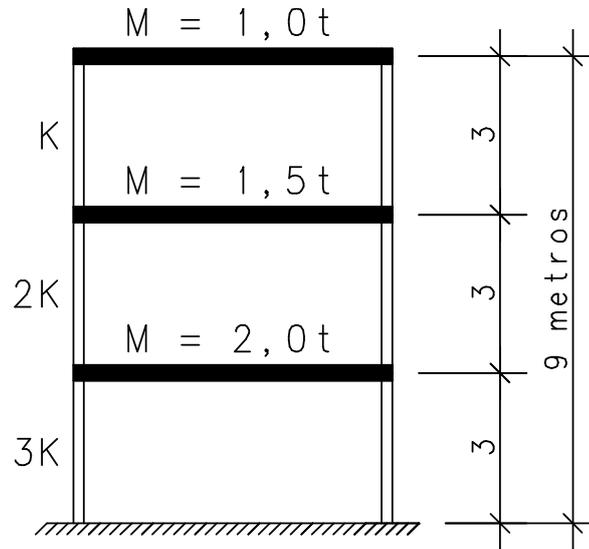
Nota-se que, por se analisar apenas um modo de vibração neste exemplo de estrutura, os resultados obtidos pelo método espectral e pelo método da força horizontal equivalente são os mesmos.

De maneira análoga ao realizado no método da força horizontal equivalente, deve-se encontrar o valor do deslocamento devido à ação sísmica de cálculo,  $\delta_{i,f}$ , que para a análise utilizando o espectro de cálculo vale  $\delta_{i,f} = 2,74$  cm.

### 4.3 Modelo shear building 3 pavimentos

O segundo exemplo numérico consiste em uma estrutura do tipo Shear Building com três pavimentos. Apenas deslocamentos no sentido do eixo horizontal são permitidos, nos níveis de cada pavimento, configurando um sistema com três graus de liberdade. Este edifício, representado na Figura 39 é formado por três pavimentos com 3 metros de altura cada (totalizando 9 metros de altura). A massa do sistema é considerada concentrada apenas pelos pavimentos, sendo as massas do primeiro, segundo e terceiro pavimentos iguais a 2 toneladas, 1,5 toneladas e 1 tonelada, respectivamente. Os pilares possuem seção de 30x30 centímetros e o módulo de elasticidade do material é de 1,0 GPa. A taxa de amortecimento do sistema considerada é de 5%.

Figura 39 – Estrutura tipo Shear Building de 3 pavimentos - Exemplo 02



Fonte – Elaborada pelo autor (adaptado de Brasil e Silva (2015))

#### 4.3.1 Cálculos preliminares

A matriz de massa  $\mathbf{M}$  é dada por:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1,0 & 0 & 0 \\ 0 & 1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 2,0 \end{bmatrix} t \quad (4.39)$$

A matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  é dada por:

$$\mathbf{K} = 600 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 \\ -1 & 3 & -2 \\ 0 & -2 & 5 \end{bmatrix} kN/m \quad (4.40)$$

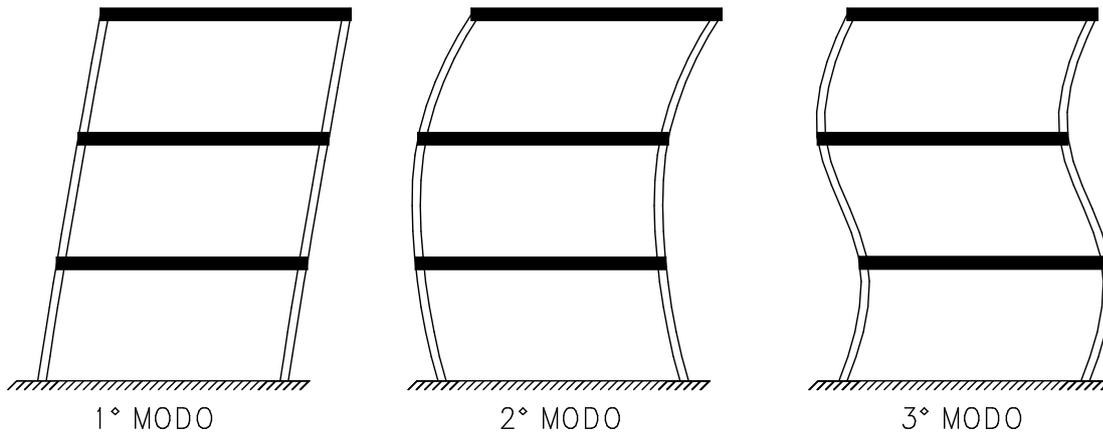
Serão analisados os três primeiros modos de vibração da estrutura, exemplificados na Figura 40 abaixo:

As frequências  $\omega$  e os períodos  $\mathbf{T}$  de cada modo de vibração considerado são:

$$\omega = \begin{pmatrix} 14,52 \\ 31,04 \\ 46,09 \end{pmatrix} rad/s \quad (4.41)$$

$$\mathbf{T} = \begin{pmatrix} 0,43 \\ 0,20 \\ 0,13 \end{pmatrix} s \quad (4.42)$$

Figura 40 – Modos de vibração considerados - Exemplo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

A matriz modal  $\Phi$  é dada por:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0,644 & -0,601 & -2,57 \\ 0,300 & -0,676 & 2,47 \end{bmatrix} \quad (4.43)$$

## 4.3.2 Análises segundo NBR15421:2006

### 4.3.2.1 Método simplificado

A força horizontal  $F_{x,i}$ , calculada segundo método simplificado da NBR15421:2006, aplicada em cada pavimento  $i$  do edifício é dada por:

$$F_{x,i} = 0,01 W_i \quad (4.44)$$

Tem-se então:

$$\mathbf{F}_x = \begin{pmatrix} 0,10 \\ 0,15 \\ 0,20 \end{pmatrix} kN \quad (4.45)$$

que leva aos seguintes deslocamentos elásticos  $\delta$  dos pavimentos:

$$\delta = \begin{pmatrix} 0,063 \\ 0,046 \\ 0,025 \end{pmatrix} cm \quad (4.46)$$

O valor da força horizontal total  $F_{base}$  na base do edifício vale 0,45 kN.

## 4.3.2.2 Método da força horizontal equivalente

Inicialmente, para a utilização do método da força horizontal equivalente, deve-se calcular o período aproximado  $T_a$  da estrutura, para comparação com o valor do período  $T$ , calculado na Equação 4.42.

$$T_a = C_T h_n^x = 0,0466 \cdot 9^{0,9} = 0,34 \text{ s} \quad (4.47)$$

O valor do período fundamental da estrutura utilizado neste método de análise deve obedecer:

$$\begin{aligned} T &\leq T_a C_{up} \\ 0,43 &\leq 0,34 \cdot 1,5 = 0,51 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.48)$$

Desta forma, o período  $T$  utilizado neste método terá valor igual a 0,43 segundos.

Em seguida, calcula-se o coeficiente de resposta sísmica  $C_S$ , inicialmente sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura:

$$\begin{aligned} C_S &= 2,5 \left( \frac{0,15g}{g} \right) \leq \left( \frac{0,15g}{g} \right) \left( \frac{1,0}{0,43} \right) \\ C_S &= 0,348 \end{aligned} \quad (4.49)$$

Pode-se, então, calcular a força horizontal na base da estrutura, dada por:

$$H_e = C_S W = 15,66 \text{ kN} \quad (4.50)$$

$$H_i = \frac{H_e}{R/I} = \frac{15,66}{3,0} = 5,22 \text{ kN} \quad (4.51)$$

A distribuição vertical das forças horizontais pelos pavimentos do edifício é dada pela seguinte expressão:

$$\mathbf{H}_x = H \left( \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \quad (4.52)$$

com  $k = 1$  para este exemplo. Assim, para o primeiro pavimento, tem-se:

$$H_{x,e3} = 15,66 \frac{60}{(60 + 90 + 90)} = 3,90 \text{ kN} \quad (4.53)$$

De maneira similar para o segundo e terceiro pavimentos, para as forças horizontais com e sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura, obtém-se:

$$\mathbf{H}_{x,e} = \begin{pmatrix} 5,88 \\ 5,88 \\ 3,90 \end{pmatrix} kN \quad \mathbf{H}_{x,i} = \begin{pmatrix} 1,96 \\ 1,96 \\ 1,30 \end{pmatrix} kN \quad (4.54)$$

que leva aos seguintes deslocamentos  $\delta_e$  e  $\delta_i$  dos pavimentos:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 2,83 \\ 1,85 \\ 0,87 \end{pmatrix} cm \quad \delta_i = \begin{pmatrix} 0,94 \\ 0,62 \\ 0,29 \end{pmatrix} cm \quad (4.55)$$

Deve-se então calcular os deslocamentos finais multiplicando  $\delta_i$  pelo fator  $C_d/I$ . Calcula-se também os deslocamentos relativos  $\Delta$  entre os pavimentos:

$$\delta_{if} = \begin{pmatrix} 2,35 \\ 1,55 \\ 0,73 \end{pmatrix} cm \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,80 \\ 0,82 \\ 0,73 \end{pmatrix} \quad (4.56)$$

#### 4.3.2.3 Método espectral

Para realizar a análise sísmica da estrutura através do método espectral, utiliza-se o espectro de resposta de projeto, definido na Figura 30, para calcular a aceleração espectral para cada modo de vibração analisado.

A Tabela 28 descreve os períodos de vibração de cada modo e suas respectivas acelerações espectrais  $S_a$ .

Tabela 28 – Acelerações espectrais  $S_a$ , segundo NBR15421:2006 - Exemplo 02

Modo de vibração	Período T	Aceleração espectral $S_a$
1º modo	0,43	0,349g
2º modo	0,20	0,375g
3º modo	0,13	0,375g

Fonte – Elaborada pelo autor

A resposta de cada modo de vibração, em função da aceleração espectral máxima, obtida do espectro de resposta de projeto, é calculada por, conforme seção 2.2.3:

$$\delta_r = \frac{S_{a,r}}{\omega_r^2} \left( \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ir}}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ir}^2} \right) \quad (4.57)$$

Assim, para o primeiro modo de vibração, tem-se:

$$\frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ir}}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{ir}^2} = \frac{(1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,644 + 2 \cdot 0,3)}{(1 \cdot 1^2 + 1,5 \cdot 0,644^2 + 2 \cdot 0,3^2)} = 1,42 \quad (4.58)$$

O deslocamento horizontal no terceiro pavimento do edifício é então calculado por:

$$\delta_{1,1} = \frac{3,49}{14,52^2} 1,42 = 0,0235 \text{ m} = 2,35 \text{ cm} \quad (4.59)$$

Multiplicando  $\phi_1$  por  $\delta_{1,1}$ , sendo  $\phi_1$  o vetor correspondente à primeira coluna da matriz modal  $\Phi$ , encontra-se também os deslocamentos horizontais no primeiro e no segundo pavimentos:

$$\delta_1 = \begin{pmatrix} 2,35 \\ 1,51 \\ 0,71 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.60)$$

As forças horizontais  $H_{t,e1}$  para o primeiro modo de vibração da estrutura valem:

$$H_{t,e1} = \begin{pmatrix} 5,04 \\ 4,68 \\ 2,88 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.61)$$

Calculando, de maneira análoga, as respostas em termos de deslocamentos e forças horizontais para o segundo e terceiro modos de vibração, obtém-se os resultados apresentados na Tabela 29.

Em seguida, deve-se combinar os resultados obtidos utilizando o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS) ou outro método de combinação mais preciso. O deslocamento horizontal do 3º pavimento combinado pelo método SRSS é dado por:

$$\delta_{e3pav} = \sqrt{(2,35)^2 + (-0,20)^2 + (0,02)^2} = 2,36 \text{ cm} \quad (4.62)$$

Tabela 29 – Resumo análise sísmica pelo método espectral - Exemplo 02

	Deslocamentos [cm]			Forças horizontais [kN]		
	1º modo	2º modo	3º modo	1º modo	2º modo	3º modo
3º pavimento	2,35	-0,20	0,02	5,04	-1,92	0,42
2º pavimento	1,51	0,12	-0,05	4,68	1,68	-1,62
1º pavimento	0,71	0,14	0,05	2,88	2,76	2,10

Fonte – Elaborada pelo autor

Realizando o mesmo procedimento para os outros pavimentos, obtém-se os valores de deslocamentos horizontais  $\delta_e$  apresentados na Equação 4.63. A combinação feita em termos de forças deve ser realizada em função das forças horizontais totais na base do edifício para cada modo de vibração.

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 2,36 \\ 1,52 \\ 0,73 \end{pmatrix} cm \quad (4.63)$$

$$\mathbf{H}_{t,e} = \begin{pmatrix} 5,06 \\ 4,54 \\ 3,28 \end{pmatrix} kN \quad (4.64)$$

A fim de considerar o comportamento inelástico da estrutura, a NBR15421:2006 prescreve a multiplicação dos resultados obtidos em termos de forças pelo fator  $(I/R)$  e os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/R$ . Desta forma, os valores finais considerando o comportamento inelástico da estrutura são:

$$\mathbf{H}_{t,i} = \mathbf{H}_{t,e} \left( \frac{I}{R} \right) = \begin{pmatrix} 1,69 \\ 1,51 \\ 1,09 \end{pmatrix} kN \quad (4.65)$$

A força horizontal total na base do edifício vale  $H_{t,i,base} = 4,29 kN$ .

$$\delta, i = \delta_e \left( \frac{C_d}{R} \right) = \begin{pmatrix} 1,96 \\ 1,27 \\ 0,61 \end{pmatrix} cm \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,69 \\ 0,66 \\ 0,61 \end{pmatrix} cm \quad (4.66)$$

Por fim, deve-se verificar as forças obtidas pelo processo espectral, em relação à força calculada pelo método da força horizontal equivalente. Como para este caso, a força  $H_{t,i,base} = 4,29 \text{ kN}$ , obtida pelo método espectral, foi inferior a  $0,85 H = 4,44 \text{ kN}$ , deve-se multiplicar as respostas elásticas obtidas em termos de forças pelo fator  $0,85 H/H_{t,base}$ . Desta forma, tem-se:

$$\mathbf{H}_{t,if} = \begin{pmatrix} 1,75 \\ 1,56 \\ 1,13 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.67)$$

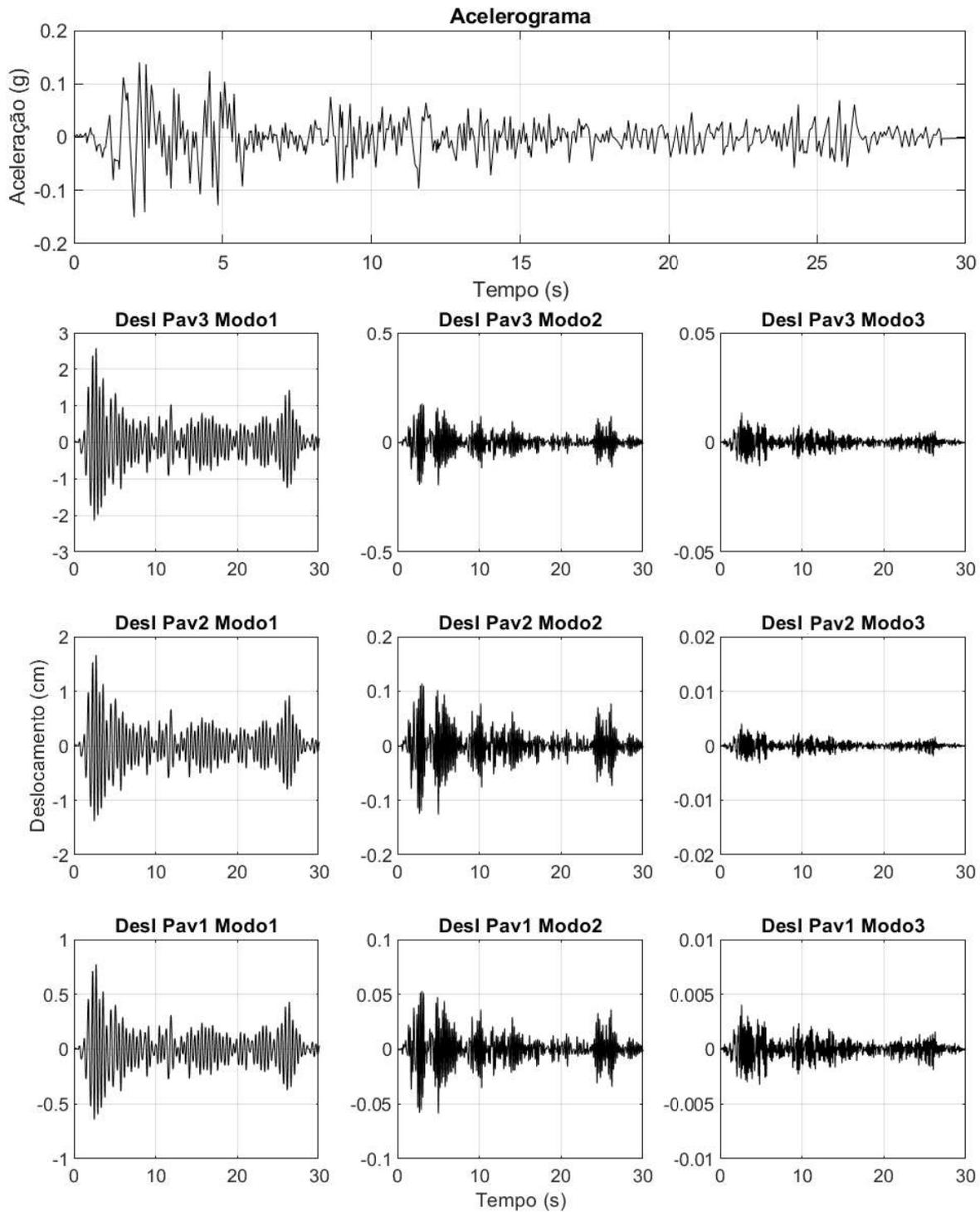
#### 4.3.2.4 Método do histórico das acelerações no tempo

Para o cálculo da resposta da estrutura pelo método do histórico das acelerações no tempo, será utilizada uma rotina de cálculo implementada no software MATLAB, com os procedimentos do método de integração de Newmark-Beta. O código utilizado está descrito no Apêndice B.

As Figuras 41 e 43 apresentam, respectivamente, os gráficos de deslocamentos e das forças horizontais referentes a cada pavimento para cada um dos modos de vibração ao longo do tempo, de acordo com as solicitações advindas do acelerograma escalado do sismo El Centro (Figura 35).

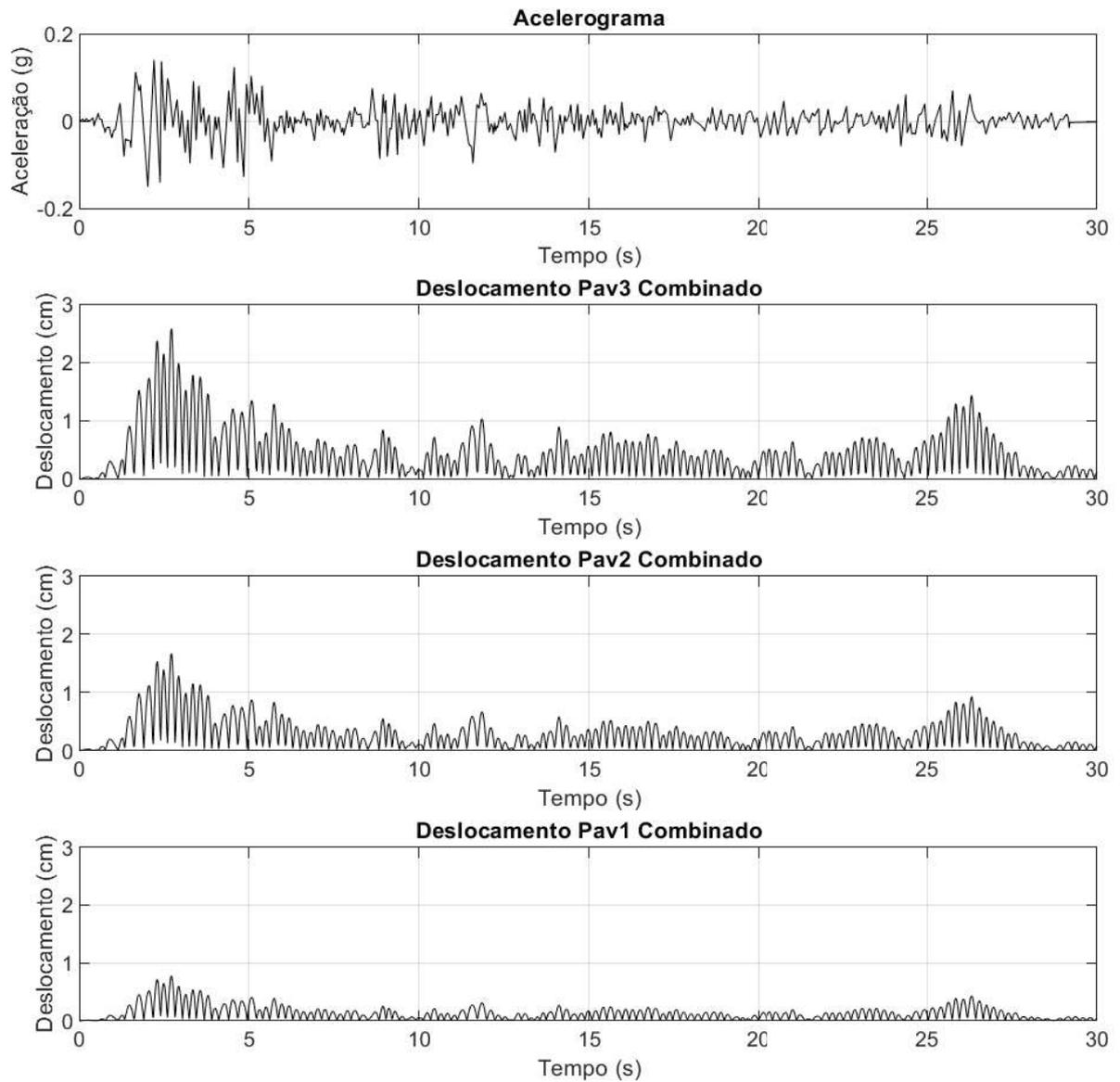
Já as Figuras 42 e 44 apresentam as respostas combinadas em termos de deslocamentos e forças horizontais, respectivamente, utilizando o método de combinação SRSS.

Figura 41 – Análise histórico no tempo - Deslocamentos desacoplados - Modelo 02



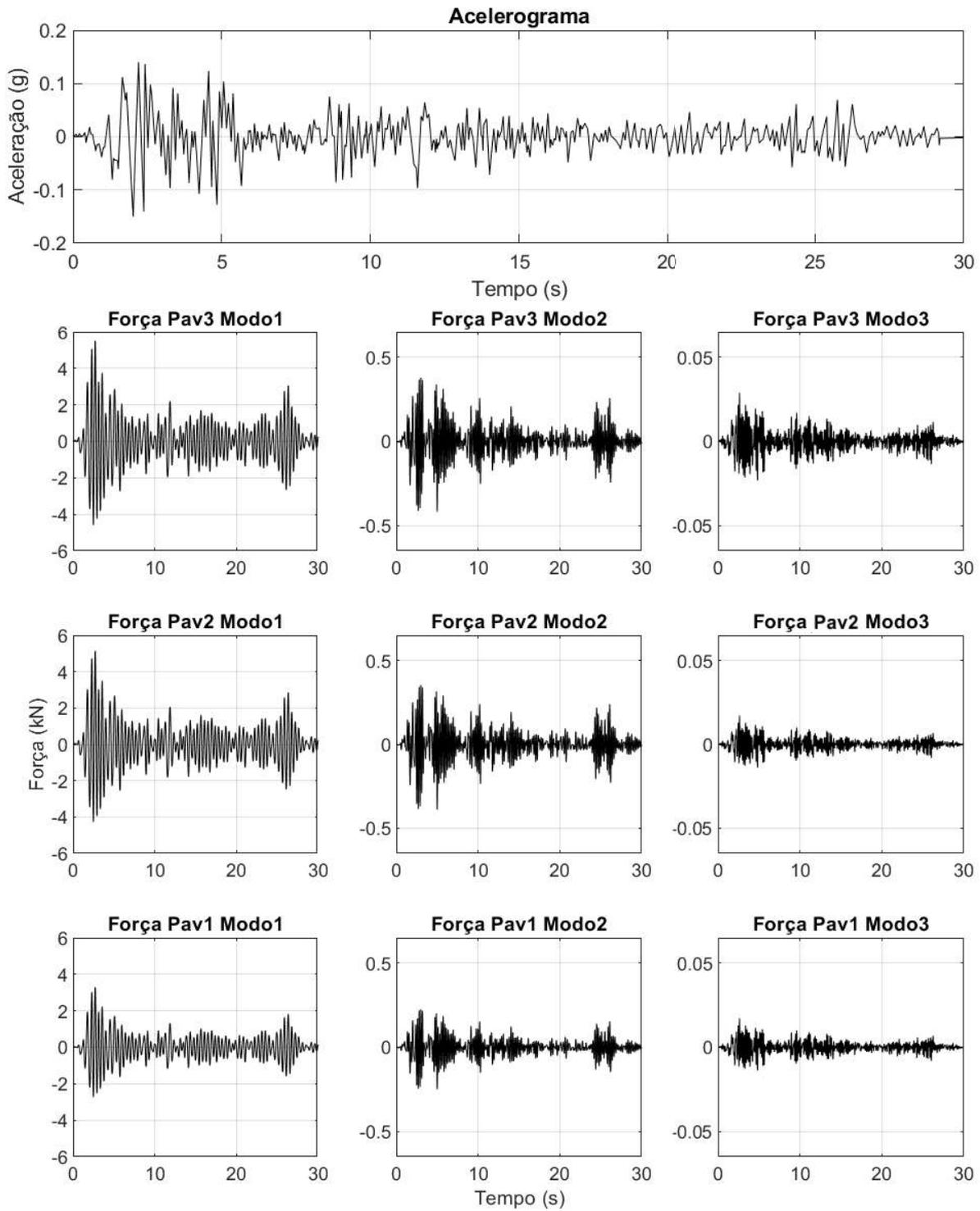
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 42 – Análise histórico no tempo - Deslocamentos combinados - Modelo 02



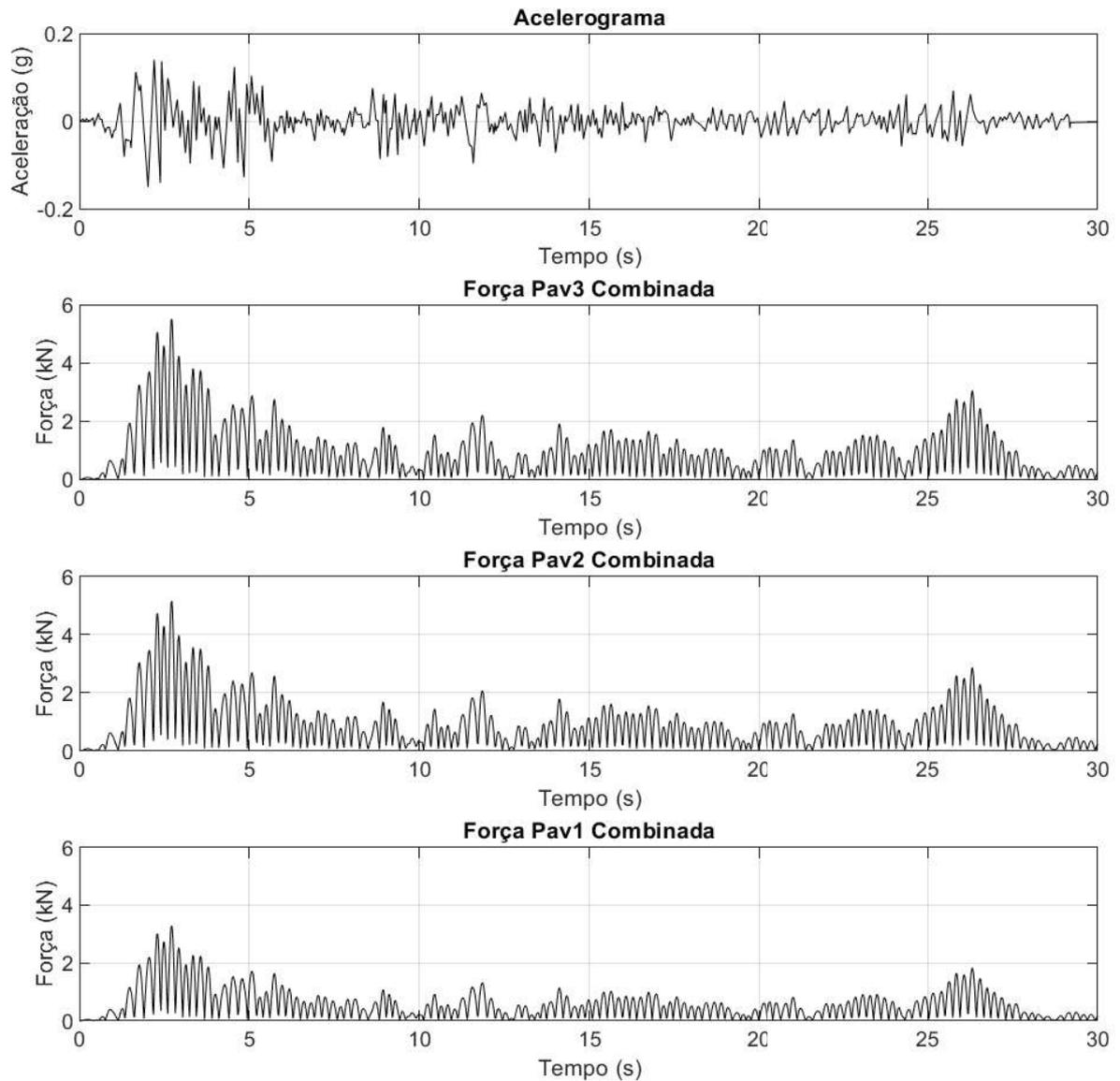
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 43 – Análise histórico no tempo - Forças desacopladas - Modelo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 44 – Análise histórico no tempo - Forças combinadas - Modelo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

Os valores máximos (combinados) em termos de deslocamento  $\delta_e$  da força horizontal máxima  $\mathbf{H}_{t,e}$  são:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 2,58 \\ 1,66 \\ 0,77 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.68)$$

$$\mathbf{H}_{t,e} = \begin{pmatrix} 5,51 \\ 5,14 \\ 3,28 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.69)$$

E a força total horizontal na base do edifício é de  $H_{t,e,base} = 13,93 \text{ kN}$ .

Segundo a NBR15421:2006, assim como realizado no método de análise espectral, deve-se multiplicar todos os valores obtidos em termos de forças pelo fator  $I/R$ . Dessa forma, o valor final da força horizontal de projeto para este método é:

$$\mathbf{H}_{t,i} = \mathbf{H}_{t,e} \left( \frac{I}{R} \right) = \begin{pmatrix} 1,84 \\ 1,71 \\ 1,09 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.70)$$

A força total horizontal final na base do edifício é de  $H_{t,i,base} = 4,64 \text{ kN}$ .

Por último, deve-se comparar a força obtida neste método com o valor da força  $H$  calculada pelo método da força horizontal equivalente, adotando o valor de  $C_S = 0,01$ . Desta forma:

$$H = C_S W = 0,01 \cdot 45 = 0,45 \text{ kN} \quad (4.71)$$

Como o valor de  $H_{t,i,base}$  é superior ao valor de  $H$ , nenhuma correção deverá ser feita.

### 4.3.3 Análises segundo ASCE 7-16

#### 4.3.3.1 Método da força lateral estática

O método da força lateral estática prescrita na norma técnica americana ASCE 7-16 é igual ao método simplificado presente na norma brasileira NBR15421:2006. Dessa forma, os valores da força horizontal e deslocamento são os mesmos presentes na seção

4.2.2.1.

$$\mathbf{F}_x = \begin{pmatrix} 0,10 \\ 0,15 \\ 0,20 \end{pmatrix} kN \quad (4.72)$$

que leva aos seguintes deslocamentos elásticos  $\delta$  dos pavimentos:

$$\delta = \begin{pmatrix} 0,063 \\ 0,046 \\ 0,025 \end{pmatrix} cm \quad (4.73)$$

O valor da força horizontal total  $F_{base}$  na base do edifício vale 0,45 kN.

#### 4.3.3.2 Método da força horizontal equivalente

Para a análise pelo método da força horizontal equivalente, segundo a ASCE 7-16, deve-se primeiramente determinar o valor do período da estrutura a ser utilizado nos cálculos. Para o cálculo do período aproximado  $T_a$ , tem-se:

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \cdot 9^{0,9} = 0,34 s \quad (4.74)$$

Os valores dos parâmetros de aceleração espectral de projeto para o período de 0,2 segundos  $S_{DS}$  e de 1,0 segundo  $S_{D1}$  são dados por:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a S_S \quad (4.75)$$

$$S_{DS} = 0,564g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad (4.76)$$

$$S_{D1} = 0,12g$$

Assim, por interpolação linear, o coeficiente  $C_u$  de limitação do período na Tabela 18 vale 1,66. O valor do período fundamental da estrutura utilizado neste método de análise deve ser tal que:

$$T \leq T_a C_{up} \quad (4.77)$$

$$0,43 \leq 0,34 \cdot 1,66 = 0,56 s$$

Desta forma, o período  $T$  utilizado neste método terá valor igual a 0,43 segundos.

O valor do coeficiente de resposta sísmica da estrutura  $C_S$ , inicialmente calculado sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura, é dado por:

$$C_S = S_{DS} = 0,564 \quad (4.78)$$

Como o período  $T$  da estrutura é menor que o período  $T_L$ , o valor máximo de  $C_S$  é dado por:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,12}{0,43} = 0,27 \quad (4.79)$$

e, o valor de  $C_S$  deve ser maior que:

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e = 0,02 \quad (4.80)$$

Portanto, o valor final do coeficiente  $C_S$  é 0,27 e a força horizontal total, com e sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura, é calculada por:

$$H_e = C_S W = 0,27 \cdot 45 = 12,15 \text{ kN} \quad (4.81)$$

$$H_i = \frac{H_e}{R/I_e} = \frac{12,15}{3,0} = 4,05 \text{ kN} \quad (4.82)$$

A distribuição vertical das forças horizontais pelos pavimentos do edifício é feita de maneira análoga ao calculado para a norma brasileira NBR15421, com o valor de  $k$  também igual a 1, na Equação 4.52. Assim, tem-se:

$$\mathbf{H}_{x,e} = \begin{pmatrix} 4,56 \\ 4,56 \\ 3,03 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad \mathbf{H}_{x,i} = \begin{pmatrix} 1,52 \\ 1,52 \\ 1,01 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.83)$$

que leva aos seguintes deslocamentos  $\delta_e$  e  $\delta_i$  dos pavimentos:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 2,20 \\ 1,44 \\ 0,68 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad \delta_i = \begin{pmatrix} 0,73 \\ 0,48 \\ 0,23 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.84)$$

Deve-se então calcular os deslocamentos finais multiplicando  $\delta_i$  pelo fator  $C_d/I_e$ . Calcula-se também os deslocamentos relativos  $\Delta$  entre os pavimentos:

$$\delta_{if} = \begin{pmatrix} 1,83 \\ 1,20 \\ 0,58 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,63 \\ 0,62 \\ 0,58 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.85)$$

#### 4.3.3.3 Método espectral

O procedimento para análise sísmica pelo método espectral é o mesmo utilizado na seção 4.3.2.3, porém utilizando o espectro de resposta de projeto definido na Figura 31.

A Tabela 30 descreve os períodos de vibração de cada modo e suas respectivas acelerações espectrais  $S_a$ .

Tabela 30 – Acelerações espectrais  $S_a$ , segundo ASCE - Exemplo 02

Modo de vibração	Período T	Aceleração espectral $S_a$
1º modo	0,43	0,285g
2º modo	0,20	0,558g
3º modo	0,13	0,558g

Fonte – Elaborada pelo autor

Utilizando o mesmo procedimento da análise do exemplo 02 segundo a NBR15421:2006 para o cálculo da resposta da estrutura em termos de deslocamento e forças horizontais para cada modo de vibração analisado, obtém-se os resultados apresentados na Tabela 31, segundo a ASCE 7-16:

Tabela 31 – Resumo análise sísmica pelo método espectral, segundo ASCE - Exemplo 02

	Deslocamentos [cm]			Forças horizontais [kN]		
	1º modo	2º modo	3º modo	1º modo	2º modo	3º modo
3º pavimento	1,92	-0,30	0,02	4,08	-2,88	0,42
2º pavimento	1,24	0,18	-0,05	3,84	2,64	-1,62
1º pavimento	0,58	0,20	0,05	2,52	3,84	2,10

Fonte – Elaborada pelo autor

Em seguida, deve-se combinar os resultados obtidos em termos de deslocamentos e forças pelo método SRSS ou CQC. Para este exemplo foi utilizado o método SRSS e os resultados combinados obtidos foram:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 1,94 \\ 1,25 \\ 0,62 \end{pmatrix} cm \quad (4.86)$$

$$\mathbf{H}_{t,e} = \begin{pmatrix} 4,14 \\ 3,53 \\ 3,42 \end{pmatrix} kN \quad (4.87)$$

A fim de considerar o comportamento inelástico da estrutura, deve-se dividir os resultados obtidos em termos de forças pelo fator  $(R/I_e)$  e multiplicar os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/I_e$ . Desta forma, os valores finais considerando o comportamento inelástico da estrutura são:

$$\mathbf{H}_{t,i} = \frac{\mathbf{H}_{t,e}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \begin{pmatrix} 1,38 \\ 1,18 \\ 1,14 \end{pmatrix} kN \quad (4.88)$$

$$\delta_i = \delta_e \left(\frac{C_d}{I_e}\right) = \begin{pmatrix} 4,85 \\ 3,13 \\ 1,55 \end{pmatrix} cm \quad \Delta = \begin{pmatrix} 1,72 \\ 1,58 \\ 1,55 \end{pmatrix} cm \quad (4.89)$$

Por fim, deve-se verificar as forças obtidas pelo processo espectral, em relação à força calculada pelo método da força horizontal equivalente. Como a força  $H_{t,i,base} = 3,70 kN$ , obtida pelo método espectral, é inferior a  $H = 4,05 kN$ , o valor da força horizontal final deve ser tomado por:

$$\mathbf{H}_{t,if} = \mathbf{H}_{t,i} \frac{H}{H_{t,i,base}} = \begin{pmatrix} 1,51 \\ 1,29 \\ 1,25 \end{pmatrix} kN \quad (4.90)$$

Para verificação do deslocamento, deve-se calcular o valor de  $H$  pelo método da força horizontal equivalente, com  $C_S$  dado por:

$$H = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} W = 1,73 kN \quad (4.91)$$

Como o valor de  $H_{t,i,base}$  é superior o valor obtido na Equação 4.91, não é necessária nenhuma correção no valor do deslocamento calculado.

#### 4.3.3.4 Método do histórico das acelerações no tempo

O procedimento para a análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo é o mesmo utilizado na análise pela norma brasileira NBR15421:2006, pelo método de Newmark-Beta (Apêndice B). Os resultados apresentados nas Figuras 41, 42, 43 e 44 são os mesmos para este caso, e os valores máximos elásticos de deslocamentos  $\delta_e$  e da força máxima  $H_{t,e,base}$  são os apresentados nas Equações 4.68 e 4.69.

O valor da força inelástica horizontal máxima na base é dada por:

$$H_{t,i,base} = \frac{H_{t,e,base} I_e}{R} = \frac{13,93}{3,0} = 4,64 \text{ kN} \quad (4.92)$$

O fator de escala  $\eta$ , cujo valor mínimo deve ser igual a 1,0, é calculado pela razão entre a força  $H$  calculada pelo método da força horizontal e a força total na base  $H_{t,base}$ , e seu valor é:

$$\eta = \frac{H}{H_{t,i,base}} = \frac{4,05}{4,64} = 0,87 \rightarrow \eta = 1,0 \quad (4.93)$$

As forças horizontais finais de cálculo devem ser então calculadas através da seguinte expressão:

$$\mathbf{H}_{t,i} = \frac{I_e \eta}{R} \mathbf{H}_{t,e} = \frac{1,0}{3,0} \begin{pmatrix} 5,51 \\ 5,14 \\ 3,28 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,84 \\ 1,71 \\ 1,09 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.94)$$

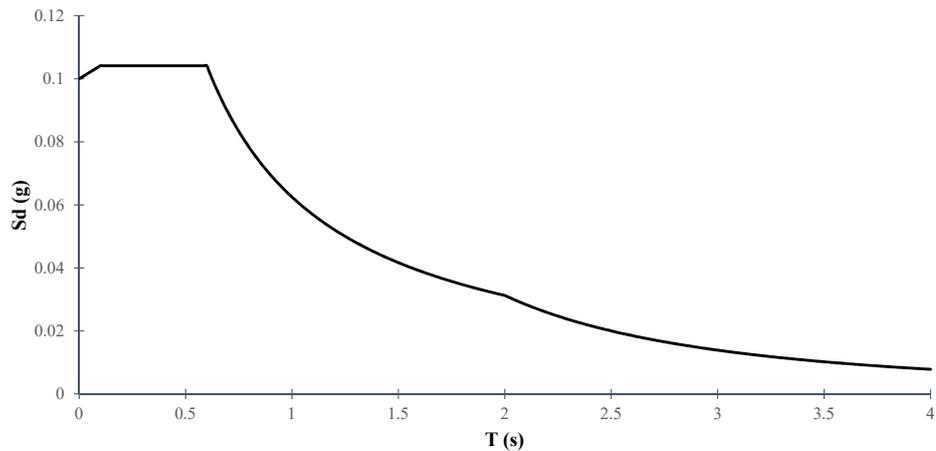
Já o deslocamento final de cálculo deve ser calculado por:

$$\delta_i = \frac{\eta C_d}{R} \delta_e = \frac{2,5}{3,0} \begin{pmatrix} 2,58 \\ 1,66 \\ 0,77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,15 \\ 1,38 \\ 0,64 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,77 \\ 0,74 \\ 0,64 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.95)$$

#### 4.3.4 Análises segundo EN 1998-1:2004

O espectro de cálculo  $S_d$ , conforme definido na seção 3.3.1.4 para este exemplo numérico é apresentado na Figura 45.

Figura 45 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.3.4.1 Método da força horizontal equivalente

A força horizontal na base, com e sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura  $H_i$  e  $H_e$ , respectivamente, é calculada, segundo a EN 1998-1:2004 pelo método da força horizontal equivalente, por:

$$H_e = S_e(T_1) m \lambda \quad (4.96)$$

$$H_i = S_d(T_1) m \lambda \quad (4.97)$$

e como não há limitação superior do período fundamental da estrutura  $T_1$  para este método, pode-se utilizar o período calculado através da análise dinâmica de valor 0,43 segundos. A aceleração espectral elástica para o período  $T_1$  vale 0,375g e a aceleração espectral de cálculo vale 0,104g, sendo o valor de  $\lambda = 0,85$ , já que o período  $T_1 \leq 2T_C = 1,2$  e o edifício possui mais de dois pavimentos. Daí:

$$H_e = 16,88 \text{ kN} \quad (4.98)$$

$$H_i = 3,98 \text{ kN} \quad (4.99)$$

Realizando a distribuição vertical das forças horizontais conforme Equação 3.48, tem-se:

$$\mathbf{H}_{x,e} = \begin{pmatrix} 6,33 \\ 6,33 \\ 4,22 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad \mathbf{H}_{x,i} = \begin{pmatrix} 1,49 \\ 1,49 \\ 1,00 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.100)$$

que leva aos deslocamento iguais a:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 3,05 \\ 1,99 \\ 0,94 \end{pmatrix} cm \quad \delta_i = \begin{pmatrix} 0,72 \\ 0,47 \\ 0,22 \end{pmatrix} cm \quad (4.101)$$

Segundo a EN 1998-1:2004, para todo deslocamento obtido através de análises lineares, deve-se calcular o deslocamento devido à ação sísmica de cálculo, dado pela seguinte expressão:

$$\delta_{if} = q \delta_i = 3,6 \begin{pmatrix} 0,72 \\ 0,47 \\ 0,22 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,60 \\ 1,70 \\ 0,79 \end{pmatrix} cm \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,90 \\ 0,91 \\ 0,79 \end{pmatrix} cm \quad (4.102)$$

#### 4.3.4.2 Método espectral

As acelerações espectrais elásticas  $S_e$ , obtidas através do espectro de resposta elástica, e as acelerações espectrais de cálculo  $S_d$ , obtidas através do espectro de cálculo, são apresentadas na Tabela 32, para cada valor de período  $T$  associado a cada modo de vibração da estrutura analisado.

Tabela 32 – Acelerações espectrais  $S_e$  e  $S_d$ , segundo EN1998-1 - Exemplo 02

Modo de vibração	Período T	Aceleração espectral elástica $S_e$	Aceleração espectral de cálculo $S_d$
1º modo	0,43	0,375g	0,104g
2º modo	0,20	0,375g	0,104g
3º modo	0,13	0,375g	0,104g

Fonte – Elaborada pelo autor

As Tabelas 33 e 34 apresentam os resultados calculados a partir das acelerações espectrais elásticas e de cálculo, respectivamente, para cada modo de vibração analisado.

Combinando os resultados utilizando o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS), tem-se, para a situação do espectro elástico:

$$\delta_e = \begin{pmatrix} 2,54 \\ 1,64 \\ 0,77 \end{pmatrix} cm \quad H_{t,e} = \begin{pmatrix} 5,42 \\ 4,91 \\ 3,61 \end{pmatrix} kN \quad (4.103)$$

Tabela 33 – Resumo análise sísmica pelo método espectral elástico - Exemplo 02

	Deslocamentos [cm]			Forças horizontais [kN]		
	1º modo	2º modo	3º modo	1º modo	2º modo	3º modo
3º pavimento	2,53	-0,20	0,02	5,40	-1,92	0,42
2º pavimento	1,63	0,12	-0,05	5,04	1,68	-1,62
1º pavimento	0,76	0,14	0,05	3,24	2,76	2,10

Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 34 – Resumo análise sísmica pelo método espectral de cálculo - Exemplo 02

	Deslocamentos [cm]			Forças horizontais [kN]		
	1º modo	2º modo	3º modo	1º modo	2º modo	3º modo
3º pavimento	0,70	-0,06	0,004	1,50	-0,60	0,08
2º pavimento	0,45	0,04	-0,01	1,38	0,60	-0,32
1º pavimento	0,21	0,04	0,01	0,90	0,72	0,42

Fonte – Elaborada pelo autor

e, para a situação do espectro de cálculo:

$$\delta_i = \begin{pmatrix} 0,70 \\ 0,45 \\ 0,21 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad \mathbf{H}_{t,i} = \begin{pmatrix} 1,50 \\ 1,35 \\ 1,00 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad (4.104)$$

Por fim, deve-se corrigir os deslocamentos obtidos de forma elástica de acordo com a Equação 3.55. Desta forma, os deslocamentos considerando a ação sísmica de cálculo para a situação do espectro de cálculo são:

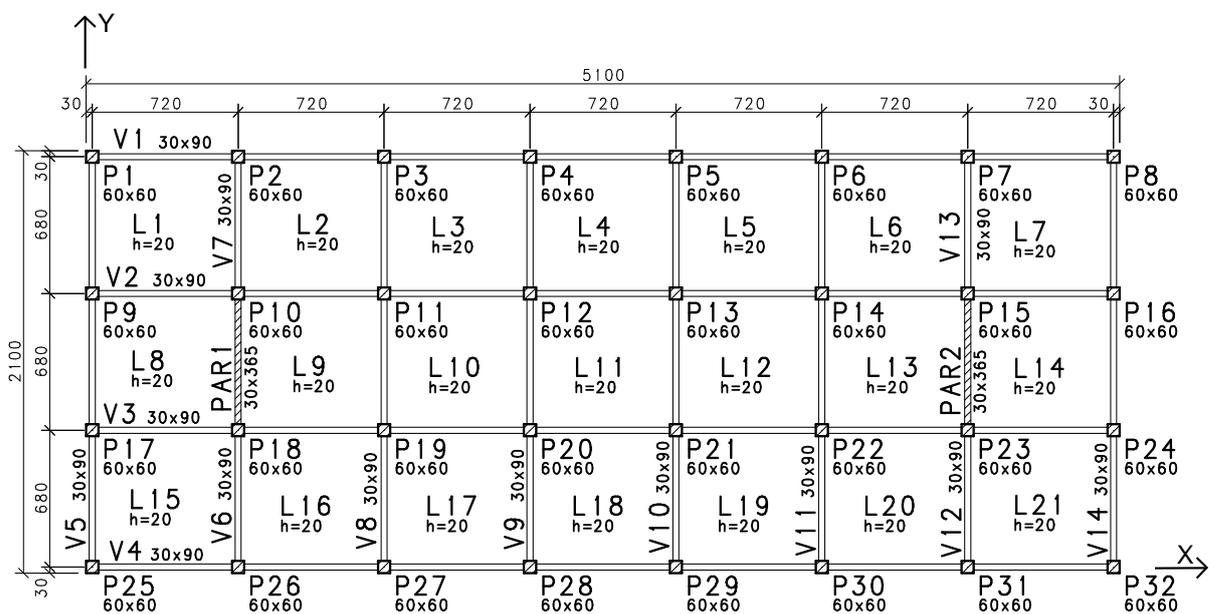
$$\delta_{if} = \begin{pmatrix} 2,52 \\ 1,62 \\ 0,76 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad \Delta = \begin{pmatrix} 0,90 \\ 0,86 \\ 0,76 \end{pmatrix} \text{ cm} \quad (4.105)$$

#### 4.4 Modelo edifício espacial 12 pavimentos

O terceiro exemplo numérico consiste em um edifício de 12 pavimentos em concreto armado, cujo modelo foi adaptado de Santos *et al.* (2017). A planta baixa do pavimento tipo está representada na Figura 46, e o corte esquemático de sua elevação na Figura 47.

Cada pavimento possui 3,65 metros de altura (totalizando 43,80 metros de altura). O sistema estrutural adotado difere nas direções X e Y. Em X, a estrutura é formada apenas por pórtico momento-resistentes de concreto armado, constituída de pilares e vigas. Já na direção Y, há a combinação de pórticos momento-resistentes e pilares-parede em concreto armado. A classe do concreto utilizada foi C28 ( $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ ), o módulo de elasticidade  $E = 32 \text{ GPa}$ , e o peso específico do concreto de  $25 \text{ kN/m}^3$ . As dimensões dos elementos estão descritas na planta baixa dos pavimentos, e a carga total considerada sobre as lajes foi de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 46 – Planta baixa dos pavimentos - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

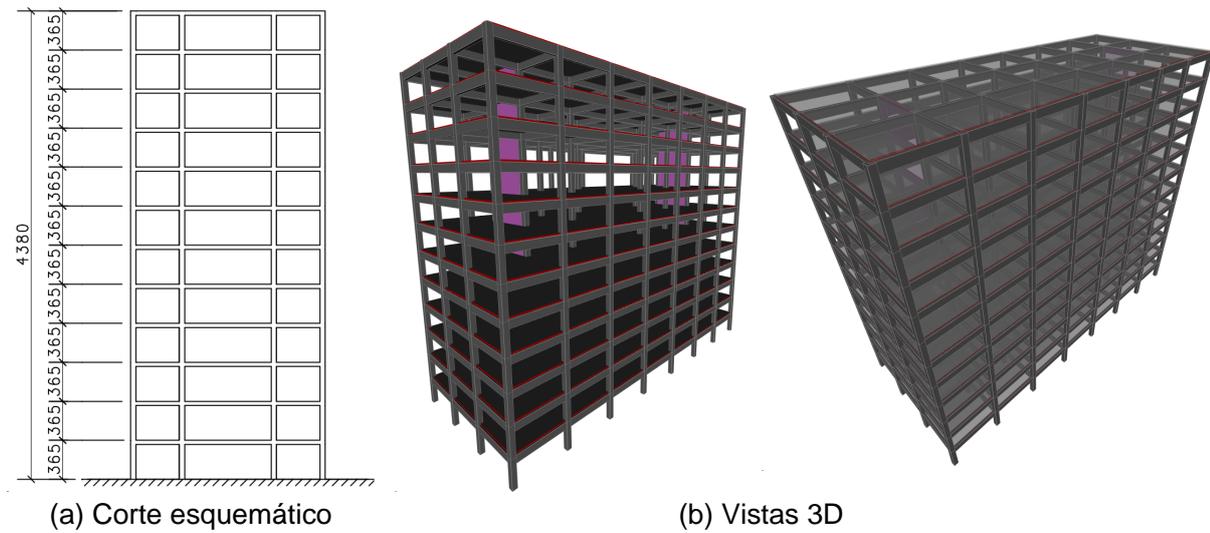
As análises estrutural, dinâmica e sísmica pelos métodos espectral e histórico das acelerações no tempo serão realizadas computacionalmente com auxílio de um software de elementos finitos. Para os métodos das forças horizontais equivalentes e método simplificado, as respostas em termos de forças serão calculadas analiticamente, segundo os preceitos de cada normativa técnica, e seus resultados serão lançados no modelo para análise e obtenção dos deslocamentos no edifício.

Os deslocamentos representados nos gráficos são referentes aos nós de cada pavimento na prumada do pilar P1, escolhido aleatoriamente para a demonstração dos resultados.

#### 4.4.1 Cálculos preliminares

A massa total  $M$  do edifício vale  $13561,84 \text{ kg}$  e peso total  $W = 135618,40 \text{ kN}$ , considerando a aceleração da gravidade  $g = 10 \text{ m/s}^2$ .

Figura 47 – Corte esquemático e vistas 3D do edifício - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Os modos de vibração do edifício, juntamente com seus respectivos períodos, frequências cíclicas  $\omega$  e somatório (em porcentagem) da massa total mobilizada do edifício estão apresentados na Tabela 35. Pela Tabela, percebe-se que, no mínimo, 90% da massa total do edifício foi mobilizada em ambas as direções horizontais considerando 13 primeiros modos de vibração nas análises. A Figura 48 exemplifica o comportamento do edifício para alguns modos de vibração, selecionados na direção X, direção Y e os modos de torção e vibrações verticais.

#### 4.4.2 Análises segundo NBR15421:2006

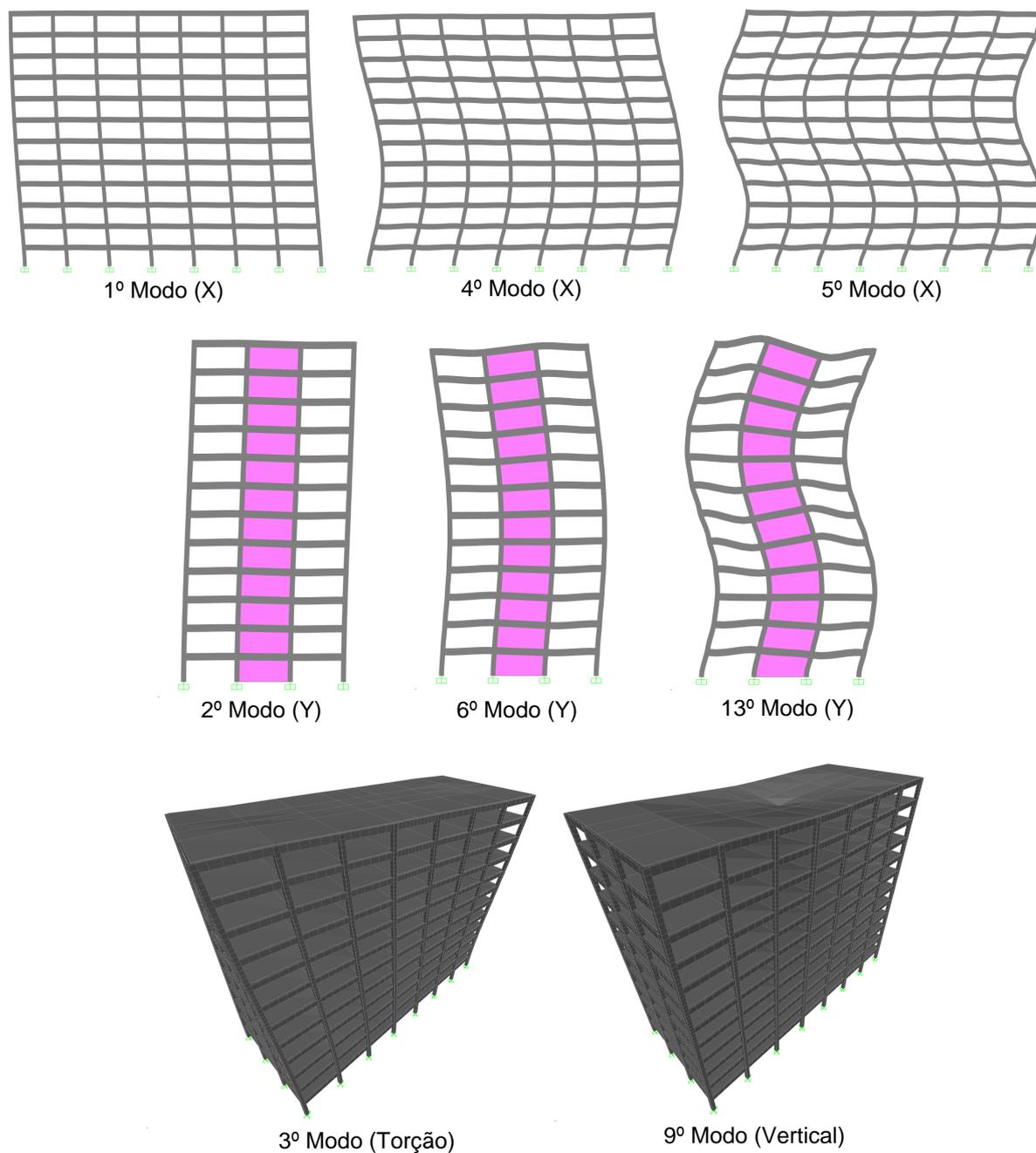
##### 4.4.2.1 Método simplificado

A força horizontal total na base, obtida pelo método simplificado, é dada por:

$$F_x = 0,01 W = 1356,18 \text{ kN} \quad (4.106)$$

distribuídos igualmente entre os pavimentos nas duas direções horizontais, já que estes possuem o mesmo peso total. Os deslocamentos nas direções X e Y devido a estas forças estão representados na Figura 49 e na Tabela 36.

Figura 48 – Modos de vibração do edifício - Exemplo 03



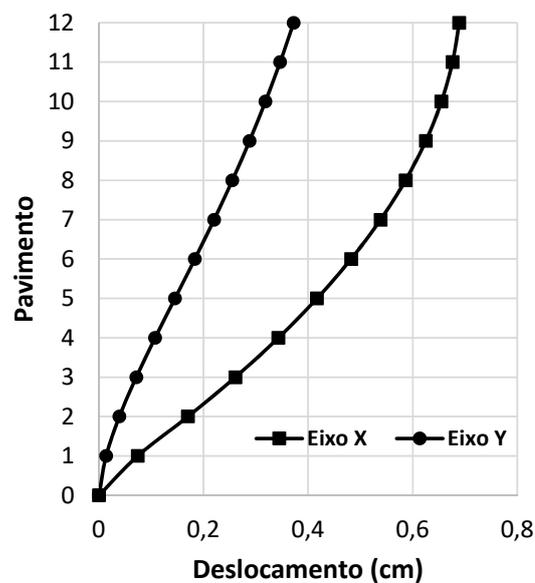
Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 35 – Propriedades dinâmicas - Exemplo 03

Modo de vibração	Período [s]	$\omega$ [rad/s]	Participação modal eixo X	Participação modal eixo Y
1°	1,4706	4,2726	81,83%	0,00%
2°	1,0310	6,0945	81,83%	70,95%
3°	0,9288	6,7645	81,84%	71,08%
4°	0,4863	12,9217	91,61%	71,08%
5°	0,2853	22,0240	95,06%	71,08%
6°	0,2812	22,3451	95,06%	87,00%
7°	0,2566	24,4869	95,06%	87,01%
8°	0,2007	31,3096	96,86%	87,01%
9°	0,1736	36,1867	96,86%	87,01%
10°	0,1535	40,9272	97,20%	87,01%
11°	0,1534	40,9576	97,96%	87,01%
12°	0,1432	43,8702	97,96%	87,70%
13°	0,1362	46,1193	97,96%	92,98%

Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 49 – Deslocamentos - Método simplificado - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 36 – Deslocamentos - Método simplificado - Exemplo 03

<b>Pavimento</b>	$\delta_x$ [cm]	$\delta_y$ [cm]
1	0,07	0,01
2	0,17	0,04
3	0,26	0,07
4	0,34	0,11
5	0,42	0,15
6	0,48	0,18
7	0,54	0,22
8	0,59	0,26
9	0,63	0,29
10	0,65	0,32
11	0,68	0,35
12	0,69	0,37

Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.2.2 Método da força horizontal equivalente

O período aproximado  $T_a$  da estrutura, nas direções X e Y, para comparar com o período fundamental da estrutura para cada direção horizontal analisada, é dado por:

$$\begin{aligned} T_{a,x} &= C_T h_n^x = 0,0466 \cdot 43,8^{0,90} = 1,40 \text{ s} \\ T_{a,y} &= C_T h_n^y = 0,0488 \cdot 43,8^{0,75} = 0,83 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.107)$$

O valor do período da estrutura utilizado neste método de análise não deve ser maior que:

$$\begin{aligned} T &\leq T_a C_{up} \\ T_X &= 1,47 \leq 1,40 \cdot 1,5 = 2,10 \text{ s} \\ T_Y &= 1,03 \leq 0,83 \cdot 1,5 = 1,25 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.108)$$

Em seguida, calcula-se o coeficiente de resposta sísmica  $C_S$ , inicialmente sem considerar o comportamento inelástico da estrutura:

$$C_{S,x} = C_{S,y} = 2,5 \left( \frac{0,15g}{g} \right) = 0,375 \quad (4.109)$$

A NBR15421:2006 permite que o valor de  $C_S$  não seja maior que  $C_{S,max}$ , conforme

Equação 3.8. Desta forma:

$$\begin{aligned} C_{S,x,max} &= 0,102 \\ C_{S,y,max} &= 0,145 \end{aligned} \quad (4.110)$$

Por fim, pode-se calcular a força horizontal total, com e sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura,  $H_i$  e  $H_e$  na base da estrutura, utilizando para este caso o valor do coeficiente  $C_{S,max}$ :

$$\begin{aligned} H_{e,x} &= 13833,08 \text{ kN} \\ H_{e,y} &= 19664,67 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.111)$$

$$\begin{aligned} H_{i,x} &= H_{e,x} \left( \frac{I}{R} \right) = 4611,03 \text{ kN} \\ H_{i,y} &= 4369,93 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.112)$$

A distribuição vertical das forças horizontais pelos pavimentos é feita conforme Equação 3.9 e os resultados, considerando o comportamento elástico e o comportamento inelástico da estrutura, estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 37 e 38, com os valores das forças em kN. Os valores de  $k_x = 1,485$  e  $k_y = 1,265$  foram utilizados e são obtidos em função do período da estrutura. Além disso, na primeira tabela estão apresentados os deslocamentos  $\delta_e$  e na segunda tabela estão apresentados os deslocamentos  $\delta_i$  já corrigidos pelo fator  $C_d/I$  e os deslocamentos relativos  $\Delta_i$ .

Tabela 37 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - NBR - Ex. 03

Pavimento	$H_{e,x}$ [kN]	$H_{e,y}$ [kN]	$\delta_{e,x}$ [cm]	$\delta_{e,y}$ [cm]
1	64,70	146,13	0,77	0,23
2	181,11	351,19	1,85	0,68
3	330,70	586,54	2,93	1,27
4	506,95	844,00	4,01	1,96
5	706,12	1119,27	5,04	2,72
6	925,68	1409,61	6,03	3,5
7	1163,79	1713,12	6,95	4,28
8	1419,04	2028,37	7,77	5,05
9	1690,27	2354,26	8,49	5,79
10	1976,54	2689,91	9,07	6,48
11	2277,06	3034,59	9,5	7,13
12	2591,13	3387,68	9,77	7,72

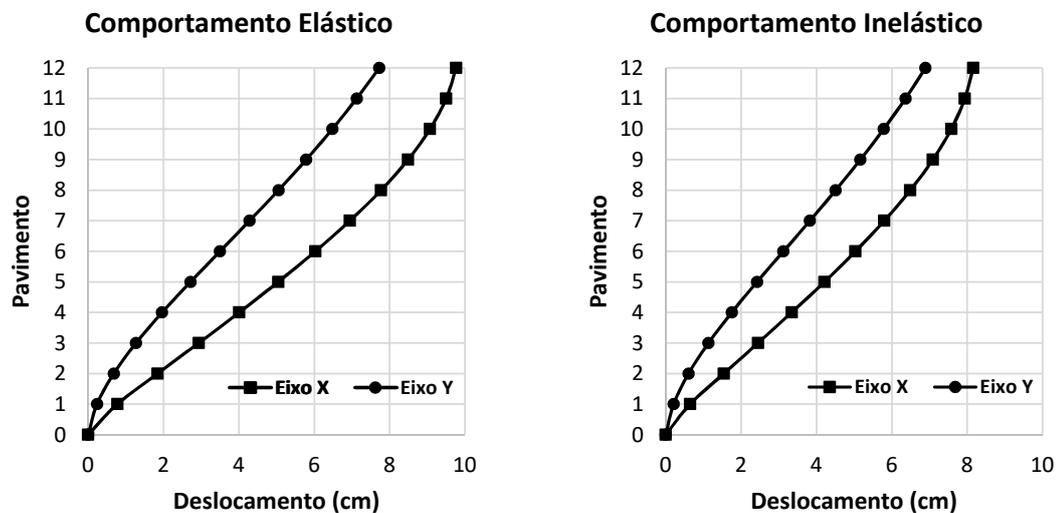
Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 38 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - NBR - Ex. 03

Pavimento	$H_{i,x}$ [kN]	$H_{i,y}$ [kN]	$\delta_{i,x}$ [cm]	$\delta_{i,y}$ [cm]	$\Delta_{i,x}$ [cm]	$\Delta_{i,y}$ [cm]
1	21,57	32,47	0,65	0,21	0,65	0,21
2	60,37	78,04	1,54	0,61	0,89	0,4
3	110,23	130,34	2,45	1,13	0,91	0,53
4	168,98	187,56	3,34	1,75	0,9	0,62
5	235,37	248,73	4,21	2,42	0,87	0,67
6	308,56	313,25	5,03	3,12	0,82	0,7
7	387,93	380,69	5,8	3,82	0,77	0,7
8	473,01	450,75	6,49	4,51	0,69	0,69
9	563,42	523,17	7,09	5,17	0,6	0,66
10	658,85	597,76	7,58	5,78	0,49	0,62
11	759,02	674,35	7,94	6,36	0,36	0,58
12	863,71	752,82	8,16	6,89	0,22	0,53

Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 50 – Deslocamentos - Método Força horizontal equivalente (NBR) - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.2.3 Método espectral

As forças horizontais na base  $H_{t,e}$  obtidas computacionalmente através da análise sísmica pelo método espectral para este edifício e combinadas pelo método SRSS são:

$$\begin{aligned} H_{t,e,x} &= 12246,16 \text{ kN} \\ H_{t,e,y} &= 16370,85 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.113)$$

Segundo a NBR15421:2006 deve-se multiplicar os resultados obtidos em termos de

forças pelo fator  $I/R$  e os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/R$ . Assim, os valores finais em termos de forças estão apresentados na Equação 4.114, e os resultados em termos de deslocamentos elásticos  $\delta_e$  e inelásticos  $\delta_i$  estão apresentados na Tabela 39.

$$\begin{aligned} H_{t,i,x} &= 4082,05 \text{ kN} \\ H_{t,i,y} &= 3637,97 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.114)$$

Tabela 39 – Deslocamentos - Método espectral (NBR) - Exemplo 03

Pavimento	Deslocamentos [cm]					
	$\delta_{e,x}$	$\delta_{e,y}$	$\delta_{i,x}$	$\delta_{i,y}$	$\Delta_{i,x}$	$\Delta_{i,y}$
1	0,68	0,17	0,57	0,15	0,57	0,15
2	1,60	0,49	1,34	0,43	0,77	0,28
3	2,50	0,90	2,08	0,80	0,75	0,36
4	3,34	1,37	2,78	1,21	0,70	0,42
5	4,11	1,87	3,43	1,66	0,65	0,45
6	4,82	2,39	4,02	2,12	0,59	0,46
7	5,45	2,90	4,54	2,58	0,53	0,46
8	6,01	3,41	5,01	3,03	0,47	0,45
9	6,49	3,90	5,41	3,46	0,40	0,43
10	6,88	4,36	5,73	3,88	0,32	0,41
11	7,16	4,80	5,97	4,27	0,24	0,39
12	7,34	5,21	6,11	4,63	0,14	0,36

Fonte – Elaborada pelo autor

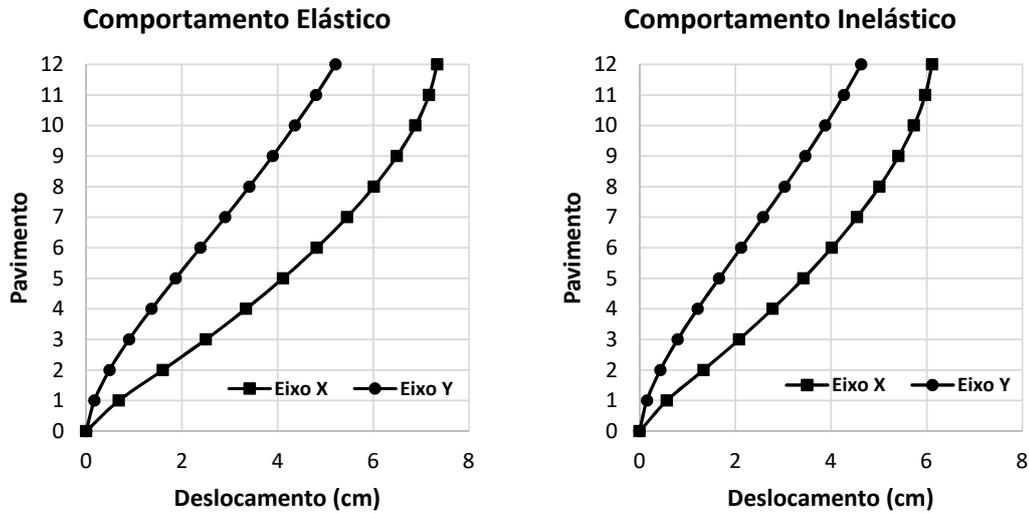
Deve-se por fim verificar se a força horizontal na base  $H_{t,i}$  é inferior a 0,85% da força  $H_i$ , calculada pelo método das forças horizontais equivalentes. Esta situação irá ocorrer apenas na direção Y, onde  $H_{t,i,y} = 3637,97 \text{ kN}$  é inferior a  $0,85 H_{i,y} = 3714,44 \text{ kN}$ . Por isso, o valor final da força na base na direção Y será:

$$H_{t,if,y} = 0,85 H_{t,i,y} \left( \frac{H_{i,y}}{H_{t,i,y}} \right) = 3714,44 \text{ kN} \quad (4.115)$$

#### 4.4.2.4 Método do histórico das acelerações no tempo

As forças horizontais na base  $H_{t,e}$  obtidas computacionalmente através da análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo para este edifício, utilizando o

Figura 51 – Deslocamentos - Método espectral (NBR) - Exemplo 03



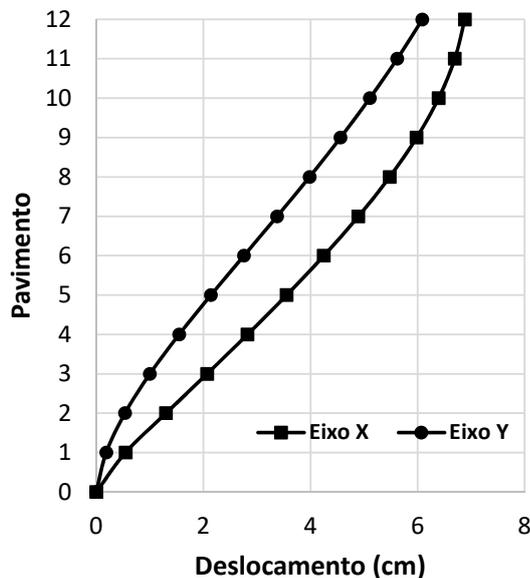
Fonte – Elaborada pelo autor

acelerograma do sismo El Centro escalado, e combinadas pelo método SRSS são:

$$\begin{aligned} H_{t,e,x} &= 9756,20 \text{ kN} \\ H_{t,e,y} &= 15519,13 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.116)$$

Os deslocamentos  $\delta$  estão apresentados na Figura 52 e na Tabela 40. Para este tipo de análise, segundo a NBR15421:2006, nenhuma correção deverá ser feita para os resultados obtidos em termos de deslocamentos.

Figura 52 – Deslocamentos - Método do histórico no tempo - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 40 – Deslocamentos - Método do histórico no tempo - Exemplo 03

Pavimento	Deslocamentos [cm]			
	$\delta_x$	$\delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$
1	0,55	0,18	0,55	0,18
2	1,30	0,54	0,76	0,35
3	2,07	1,00	0,77	0,47
4	2,82	1,55	0,76	0,55
5	3,56	2,14	0,73	0,59
6	4,25	2,76	0,69	0,62
7	4,90	3,38	0,65	0,62
8	5,48	3,98	0,58	0,61
9	5,98	4,56	0,50	0,58
10	6,39	5,11	0,41	0,55
11	6,70	5,62	0,30	0,51
12	6,88	6,09	0,19	0,47

Fonte – Elaborada pelo autor

Já os resultados obtidos em termos de forças devem ser multiplicados pelo fator  $I/R$ . Desta forma, os valores das forças horizontais corrigidos da estrutura são:

$$\begin{aligned} H_{t,i,x} &= 3252,07 \text{ kN} \\ H_{t,i,y} &= 3448,70 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.117)$$

Por fim, deve-se verificar se a força horizontal na base  $H_{t,i}$  é inferior à força  $H_i$ , calculada pelo método das forças horizontais equivalentes com o valor de  $C_S = 0,01$ . Em nenhuma direção esta situação irá ocorrer, então nenhuma correção deverá ser feita.

### 4.4.3 Análises segundo ASCE 7-16

#### 4.4.3.1 Método da força lateral estática

Este método de análise é exatamente igual ao método simplificado da norma brasileira NBR15421:2006. Então, os resultados de forças e deslocamentos são os mesmos apresentados na seção 4.4.2.1.

## 4.4.3.2 Método da força horizontal equivalente

O período aproximado  $T_a$  da estrutura, nas direções X e Y, para comparar com o período fundamental da estrutura para cada direção horizontal analisada, é dado por:

$$\begin{aligned} T_{a,x} &= C_T h_n^x = 0,0466 \cdot 43,8^{0,90} = 1,40 \text{ s} \\ T_{a,y} &= C_T h_n^y = 0,0488 \cdot 43,8^{0,75} = 0,83 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.118)$$

O valor do período da estrutura utilizado neste método de análise não deve ser maior que:

$$\begin{aligned} T &\leq T_a C_{up} \\ T_X &= 1,47 \leq 1,40 \cdot 1,66 = 2,32 \text{ s} \\ T_Y &= 1,03 \leq 0,83 \cdot 1,66 = 1,38 \text{ s} \end{aligned} \quad (4.119)$$

Em seguida, calcula-se o coeficiente de resposta sísmica  $C_S$ :

$$C_{S,x} = C_{S,y} = S_{DS} = 0,564 \quad (4.120)$$

A ASCE 7-16 permite que o valor de  $C_S$  não seja maior que  $C_{S,max}$ , conforme Equação 3.8. Desta forma:

$$\begin{aligned} C_{S,x,max} &= \frac{S_{D1}}{T_X} = 0,082 \\ C_{S,y,max} &= 0,117 \end{aligned} \quad (4.121)$$

Por fim, pode-se calcular a força horizontal total, com e sem a consideração do comportamento inelástico da estrutura,  $H_i$  e  $H_e$ , respectivamente, na base da estrutura, utilizando para este caso o valor do coeficiente  $C_{S,max}$ :

$$\begin{aligned} H_{e,d} &= 11120,71 \text{ kN} \\ H_{e,y} &= 15867,35 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.122)$$

$$\begin{aligned} H_{i,x} &= \frac{H_{x,e}}{(R/I_e)} = 3706,91 \text{ kN} \\ H_{i,y} &= 3526,08 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.123)$$

A distribuição vertical das forças horizontais pelos pavimentos é feita conforme Equação 3.9 e os resultados, considerando o comportamento elástico e o comportamento inelástico da estrutura, estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 41 e 42, com os valores das forças em kN. Os valores de  $k_x = 1,485$  e  $k_y = 1,265$  foram utilizados e são obtidos em função do período da estrutura. Além disso, na primeira tabela estão apresentados os deslocamentos  $\delta_e$  e na segunda tabela estão apresentados os deslocamentos  $\delta_i$  já corrigidos pelo fator  $C_d/I_e$  e os deslocamentos relativos  $\Delta$ .

Tabela 41 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - FHE - ASCE - Exemplo 03

Pavimento	$H_{e,x}$ [kN]	$H_{e,y}$ [kN]	$\delta_{e,x}$ [cm]	$\delta_{e,y}$ [cm]
1	52,01	117,91	0,62	0,19
2	145,6	283,37	1,48	0,55
3	265,85	473,28	2,36	1,02
4	407,55	681,02	3,22	1,58
5	567,66	903,14	4,06	2,19
6	744,17	1137,41	4,85	2,82
7	935,6	1382,31	5,59	3,46
8	1140,8	1636,68	6,25	4,08
9	1358,84	1899,65	6,83	4,67
10	1588,98	2170,48	7,29	5,23
11	1830,57	2448,6	7,64	5,75
12	2083,07	2733,51	7,85	6,23

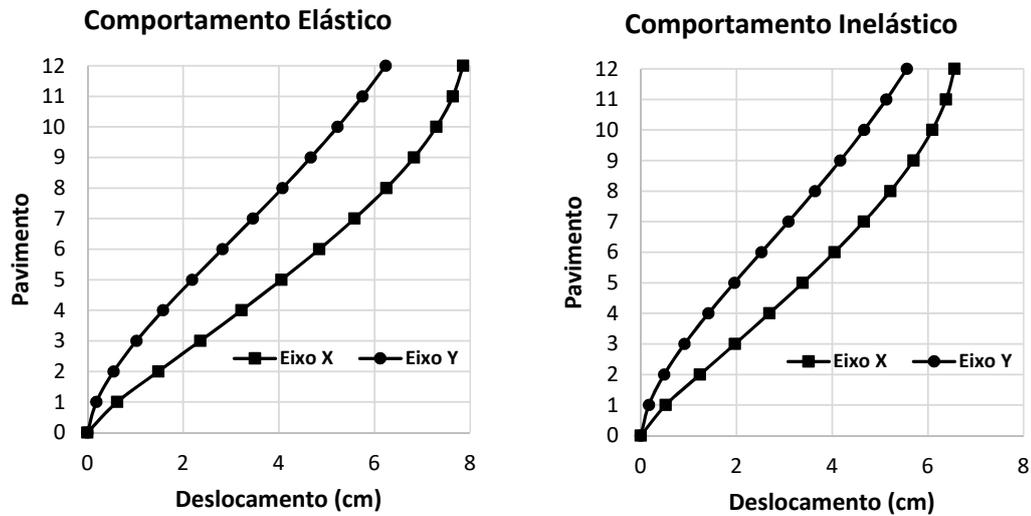
Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 42 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - FHE - ASCE - Ex. 03

Pavimento	$H_{i,x}$ [kN]	$H_{i,y}$ [kN]	$\delta_{i,x}$ [cm]	$\delta_{i,y}$ [cm]	$\Delta_{i,x}$ [cm]	$\Delta_{i,y}$ [cm]
1	17,34	26,2	0,52	0,17	0,52	0,17
2	48,53	62,97	1,24	0,49	0,72	0,32
3	88,62	105,17	1,97	0,91	0,73	0,43
4	135,85	151,34	2,69	1,41	0,72	0,5
5	189,22	200,7	3,39	1,96	0,7	0,54
6	248,06	252,76	4,05	2,52	0,66	0,56
7	311,87	307,18	4,66	3,09	0,62	0,57
8	380,27	363,71	5,22	3,64	0,56	0,55
9	452,95	422,14	5,7	4,17	0,48	0,53
10	529,66	482,33	6,09	4,67	0,39	0,5
11	610,19	544,13	6,38	5,13	0,29	0,47
12	694,36	607,45	6,56	5,56	0,18	0,43

Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 53 – Deslocamentos - Método força horizontal equivalente (ASCE) - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.3.3 Método espectral

As forças horizontais na base  $H_{t,e}$  obtidas computacionalmente através da análise sísmica pelo método espectral para este edifício e combinadas pelo método SRSS são:

$$\begin{aligned} H_{t,e,x} &= 10104,78 \text{ kN} \\ H_{t,e,y} &= 15303,17 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.124)$$

Segundo a ASCE 7-16 deve-se dividir os resultados obtidos em termos de forças pelo fator  $(R/I_e)$  e multiplicar os resultados obtidos em termos de deslocamentos pelo fator  $C_d/I_e$ . Assim, os valores finais em termos de forças estão apresentados na Equação 4.125, e os resultados em termos de deslocamentos elásticos  $\delta_e$  e inelásticos  $\delta_i$  estão apresentados na Tabela 43.

$$\begin{aligned} H_{t,i,x} &= 3368,26 \text{ kN} \\ H_{t,i,y} &= 3400,70 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.125)$$

Tabela 43 – Deslocamentos - Método espectral (ASCE) - Exemplo 03

Pavimento	Deslocamentos [cm]					
	$\delta_{e,x}$	$\delta_{e,y}$	$\delta_{i,x}$	$\delta_{i,y}$	$\Delta_{i,x}$	$\Delta_{i,y}$
1	0,56	0,15	1,97	0,61	1,97	0,61
2	1,31	0,42	4,60	1,69	2,63	1,08
3	2,03	0,76	7,13	3,06	2,53	1,37
4	2,71	1,15	9,49	4,60	2,37	1,54
5	3,33	1,56	11,69	6,22	2,20	1,63
6	3,91	1,97	13,70	7,88	2,01	1,65
7	4,42	2,38	15,51	9,52	1,81	1,65
8	4,88	2,78	17,10	11,14	1,59	1,62
9	5,27	3,18	18,46	12,71	1,36	1,57
10	5,58	3,56	19,56	14,22	1,10	1,51
11	5,81	3,92	20,37	15,68	0,81	1,46
12	5,95	4,26	20,86	17,05	0,49	1,37

Fonte – Elaborada pelo autor

Por fim, deve-se verificar se a força horizontal na base  $H_{t,i}$  é inferior à força  $H_i$ , calculada pelo método das forças horizontais equivalentes. Esta situação irá ocorrer nas duas direções (X e Y). Assim, o valor final das forças horizontais na base serão:

$$H_{t,if,x} = H_{t,i,x} \left( \frac{H_{i,x}}{H_{t,i,x}} \right) = 3706,91 \text{ kN} \quad (4.126)$$

$$H_{t,if,y} = H_{t,i,y} \left( \frac{H_{i,y}}{H_{t,i,y}} \right) = 3526,08 \text{ kN}$$

O mesmo deverá ser feito para os deslocamentos, caso a força horizontal  $H_{t,if}$  seja inferior a  $C_S W$ , com  $C_S$  calculado conforme Equação 3.22. Então:

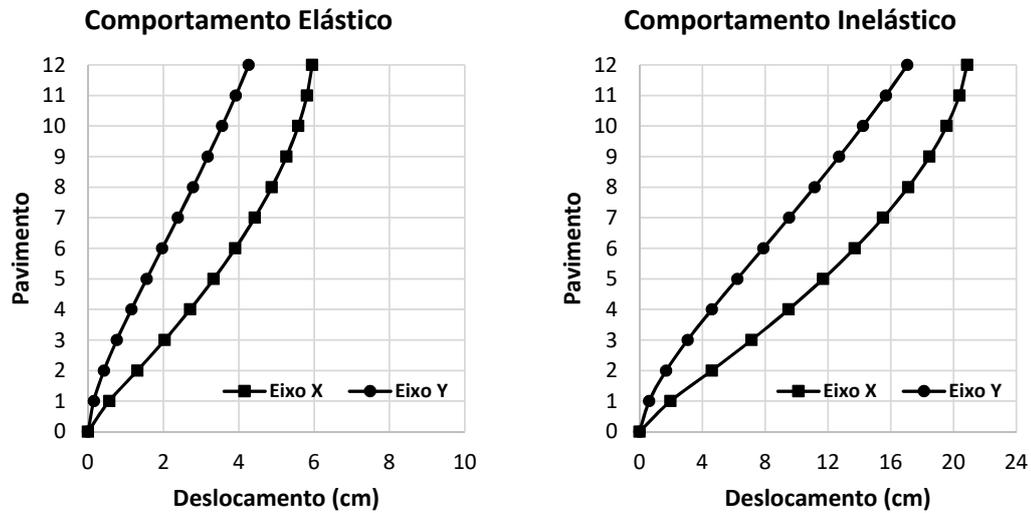
$$C_{S,x} = \frac{0,5 S_1}{R_x/I_e} = 0,038 \quad (4.127)$$

$$C_{S,y} = \frac{0,5 S_1}{R_y/I_e} = 0,026$$

$$\begin{aligned} C_{S,x} W &= 5198,70 \geq H_{t,if,x} = 3706,91 \text{ kN} \\ C_{S,y} W &= 3526,08 = H_{t,if,y} = 3526,08 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.128)$$

portanto, os deslocamentos deverão ser corrigidos apenas na direção X, pelo fator  $(C_{S,x}W/H_{t,if,x})$ .

Figura 54 – Deslocamentos - Método espectral (ASCE) - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.3.4 Método do histórico das acelerações no tempo

As forças horizontais na base  $H_{t,e}$  obtidas computacionalmente através da análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo para este edifício, utilizando o acelerograma do sismo El Centro escalado, e combinadas pelo método SRSS são:

$$\begin{aligned} H_{t,e,x} &= 9756,20 \text{ kN} \\ H_{t,e,y} &= 15519,13 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.129)$$

Os resultados obtidos em termos de forças devem ser multiplicados pelo fator  $I_e/R$ . Desta forma, os valores das forças horizontais corrigidos da estrutura são:

$$\begin{aligned} H_{t,i,x} &= 3252,07 \text{ kN} \\ H_{t,i,y} &= 3448,70 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.130)$$

O cálculo do fator de escala de forças horizontais é dado por:

$$\eta_X = \frac{H_{i,x}}{H_{t,i,x}} = \frac{3706,91}{3252,07} = 1,14 \geq 1,0 \quad (4.131)$$

$$\eta_Y = \frac{H_{i,y}}{H_{t,i,y}} = \frac{3526,08}{3448,70} = 1,02 \geq 1,0 \quad (4.132)$$

As forças finais de cálculo então devem ser obtidas multiplicando as forças elásticas diretamente pelo fator  $I_e \eta/R$ , já que neste exemplo não está se levando em conta o efeito

de torção no edifício. Assim, tem-se:

$$\begin{aligned} H_{t,if,x} &= 3706,91 \text{ kN} \\ H_{t,if,y} &= 3526,08 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.133)$$

Os deslocamentos finais de cálculo  $\delta_i$  são determinados multiplicando os resultados obtidos de forma elástica  $\delta_e$  pelo fator  $C_d \eta/R$  e estão apresentados na Tabela 44 e na Figura 55.

Tabela 44 – Deslocamentos - Método histórico no tempo (ASCE) - Exemplo 03

Pavimento	Deslocamentos [cm]					
	$\delta_{e,x}$	$\delta_{e,y}$	$\delta_{i,x}$	$\delta_{i,y}$	$\Delta_{i,x}$	$\Delta_{i,y}$
1	0,55	0,18	0,52	0,17	0,52	0,17
2	1,30	0,54	1,24	0,49	0,72	0,32
3	2,07	1,00	1,97	0,91	0,73	0,42
4	2,82	1,55	2,68	1,40	0,72	0,49
5	3,56	2,14	3,38	1,94	0,69	0,54
6	4,25	2,76	4,04	2,50	0,66	0,56
7	4,90	3,38	4,65	3,06	0,61	0,56
8	5,48	3,98	5,20	3,61	0,55	0,55
9	5,98	4,56	5,68	4,14	0,48	0,53
10	6,39	5,11	6,07	4,63	0,39	0,49
11	6,70	5,62	6,36	5,10	0,29	0,46
12	6,88	6,09	6,54	5,52	0,18	0,43

Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.4 Análises segundo EN 1998-1:2004

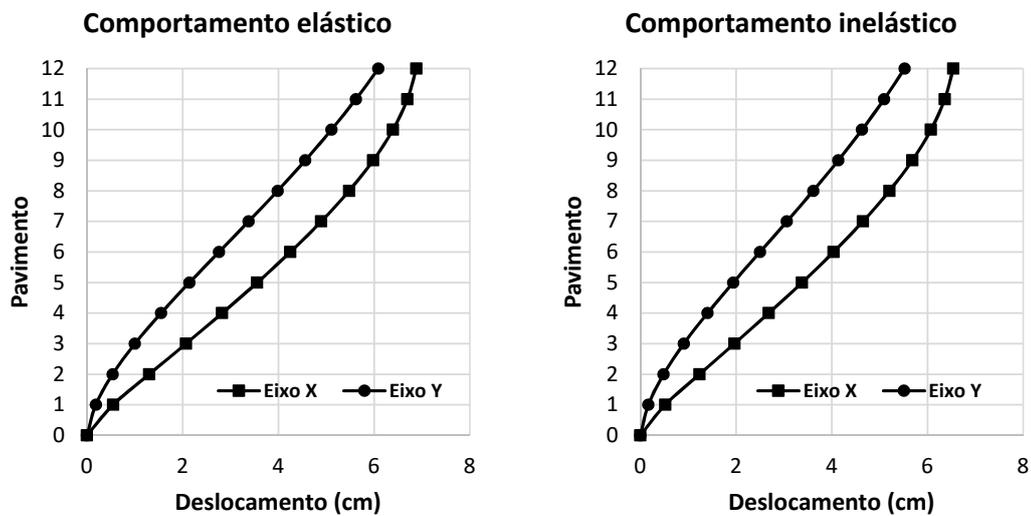
O espectro de cálculo  $S_d$ , conforme definido na seção 3.3.1.4 para este exemplo numérico é apresentado na Figura 56.

##### 4.4.4.1 Método da força horizontal equivalente

As forças horizontais na base  $H_e$ , calculada através do espectro de resposta elástica, e  $H_i$ , calculada através do espectro de cálculo, segundo a EN 1998-1:2004 pelo método da forças horizontais equivalentes são:

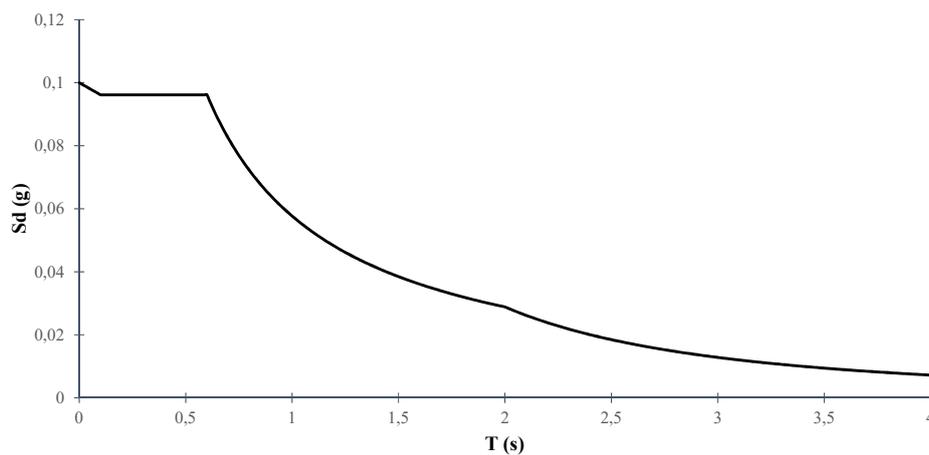
$$\begin{aligned} H_{e,x} &= S_e(T_{1x}) m \lambda = 20749,61 \text{ kN} \\ H_{e,y} &= S_e(T_{1y}) m \lambda = 25130,09 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.134)$$

Figura 55 – Deslocamentos - Método histórico no tempo (ASCE) - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 56 – Espectro de cálculo, segundo Eurocódigo - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

$$\begin{aligned} H_{i,x} &= S_d(T_{1x}) m \lambda = 5316,25 \text{ kN} \\ H_{i,y} &= S_d(T_{1y}) m \lambda = 6455,44 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.135)$$

onde o valor de  $\lambda_x = 1,0$ , já que o período  $T_{1,x} \geq 2 T_C = 1,2$ ; e o valor de  $\lambda_y = 0,85$  pois o período  $T_{1,y} \leq 2 T_C = 1,2$  e o edifício possui mais de dois pavimentos.

Realizando a distribuição vertical das forças horizontais conforme Equação 3.48, tem-se os resultados apresentados nas Tabelas 45 e 46.

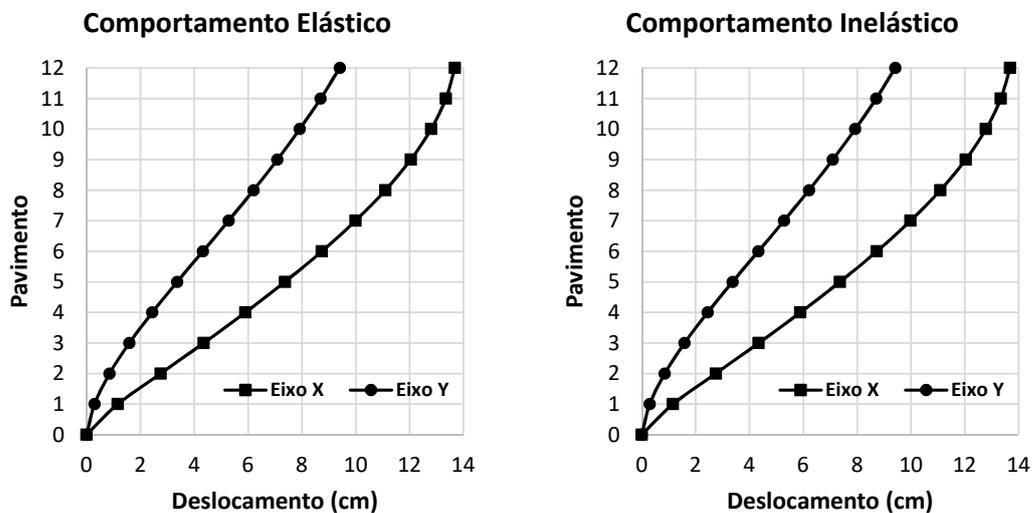
Segundo a EN 1998-1:2004, para todo deslocamento obtido através de análises lineares, deve-se calcular o deslocamento devido à ação sísmica de cálculo  $\delta_i f$ , multiplicando o deslocamento  $\delta_i$  pelo fator  $q$ . A Figura 57 e a Tabela 46 apresentam os resultados em termos de deslocamentos.

Tabela 45 – Distribuição das forças e deslocamentos (elásticos) - FHE - EN1998-1 - Exemplo 03

Pavimento	$H_{e,x}$ [kN]	$H_{e,y}$ [kN]	$\delta_{e,x}$ [cm]	$\delta_{e,y}$ [cm]
1	266,02	322,18	1,16	0,29
2	532,04	644,36	2,75	0,85
3	798,06	966,54	4,35	1,58
4	1064,08	1288,72	5,89	2,44
5	1330,10	1610,90	7,37	3,36
6	1596,12	1933,08	8,74	4,32
7	1862,14	2255,26	9,99	5,27
8	2128,17	2577,45	11,10	6,20
9	2394,19	2899,63	12,04	7,09
10	2660,21	3221,81	12,80	7,92
11	2926,23	3543,99	13,35	8,69
12	3192,25	3866,17	13,68	9,41

Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 57 – Deslocamentos - Método força horizontal equivalente (EN) - Ex. 03



Fonte – Elaborada pelo autor

#### 4.4.4.2 Método espectral

As forças horizontais na base  $H_{t,e}$  obtidas computacionalmente através da análise sísmica pelo método espectral para este edifício e combinadas pelo método SRSS são:

Utilizando o espectro de resposta elástica:

$$\begin{aligned} H_{t,e,x} &= 17714,54 \text{ kN} \\ H_{t,e,y} &= 22576,26 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.136)$$

Tabela 46 – Distribuição das forças e deslocamentos (inelásticos) - FHE - EN1998-1 - Exemplo 03

Pavimento	$H_{i,x}$ [kN]	$H_{i,y}$ [kN]	$\delta_{i,x}$ [cm]	$\delta_{i,y}$ [cm]	$\Delta_{i,x}$ [cm]	$\Delta_{i,y}$ [cm]
1	68,16	82,76	1,16	0,30	1,16	0,30
2	136,31	165,52	2,75	0,85	1,59	0,56
3	204,47	248,29	4,34	1,59	1,60	0,74
4	272,63	331,05	5,89	2,44	1,55	0,86
5	340,79	413,81	7,36	3,37	1,47	0,93
6	408,94	496,57	8,73	4,33	1,37	0,96
7	477,10	579,33	9,98	5,28	1,25	0,96
8	545,26	662,10	11,09	6,21	1,11	0,93
9	613,41	744,86	12,03	7,10	0,94	0,89
10	681,57	827,62	12,79	7,93	0,75	0,83
11	749,73	910,38	13,34	8,71	0,55	0,78
12	817,88	993,14	13,68	9,41	0,35	0,70

Fonte – Elaborada pelo autor

Utilizando o espectro de cálculo:

$$\begin{aligned} H_{t,i,x} &= 4542,19 \text{ kN} \\ H_{t,i,y} &= 5788,78 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.137)$$

Os deslocamentos  $\delta_e$  estão apresentados na Figura 58 e na Tabela 47, juntamente com os deslocamentos  $\delta_{if}$ , corrigidos multiplicando os valores  $\delta_i$  de cálculo pelo fator  $q$ . Além disso, também são apresentados os valores dos deslocamentos relativos  $\Delta_{if}$ .

## 4.5 Análise dos resultados

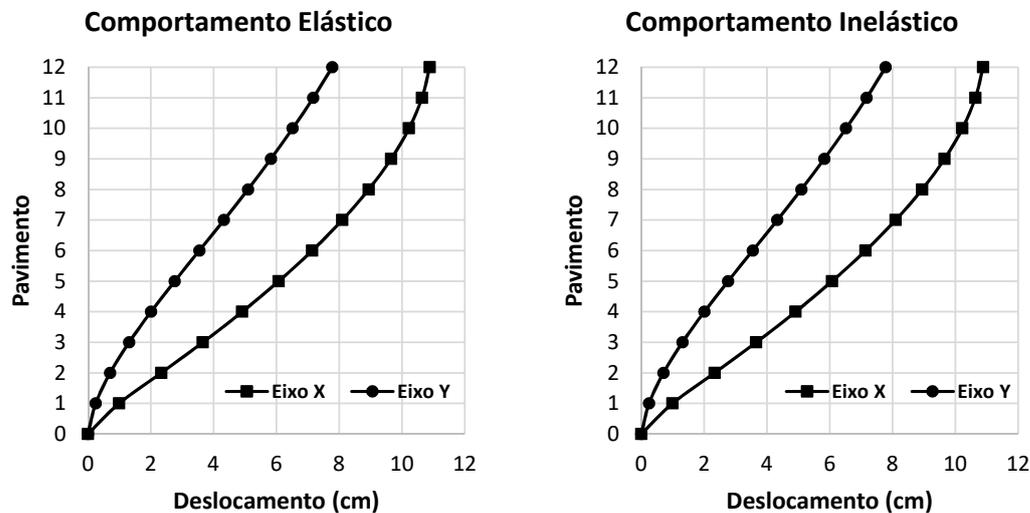
Nesta seção serão analisados e comparados os resultados obtidos em cada modelo numérico apresentado nas seções anteriores, em termos de forças horizontais na base e deslocamentos máximos, calculados segundo preceitos das normas técnicas brasileira, americana e europeia. Primeiramente serão apresentados os valores obtidos considerando a análise elástica das estruturas, ou seja, sem aplicação de coeficientes de comportamento. Através desta análise é possível comparar os resultados entre os métodos de análise e as normas técnicas, já que não é feito nenhum ajuste e/ou limitação nos resultados calculados. Posteriormente serão apresentados os dados referentes aos valores finais de projeto determinado em cada situação, ou seja, após aplicação de coeficientes e correções dos valores obtidos através de análise elástica.

Tabela 47 – Deslocamentos - Método espectral (EN) - Exemplo 03

Pavimento	Deslocamentos [cm]					
	$\delta_{e,x}$	$\delta_{e,y}$	$\delta_{if,x}$	$\delta_{if,y}$	$\Delta_{if,x}$	$\Delta_{if,y}$
1	0,99	0,25	0,99	0,25	0,99	0,25
2	2,34	0,70	2,34	0,70	1,34	0,46
3	3,66	1,31	3,66	1,31	1,32	0,60
4	4,91	2,01	4,91	2,01	1,25	0,70
5	6,07	2,76	6,07	2,76	1,16	0,76
6	7,14	3,55	7,14	3,55	1,07	0,78
7	8,10	4,33	8,10	4,33	0,96	0,78
8	8,94	5,09	8,94	5,09	0,84	0,76
9	9,65	5,83	9,65	5,83	0,71	0,73
10	10,22	6,52	10,22	6,52	0,57	0,69
11	10,64	7,17	10,64	7,17	0,41	0,65
12	10,88	7,78	10,88	7,78	0,25	0,60

Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 58 – Deslocamentos - Método espectral (EN) - Exemplo 03



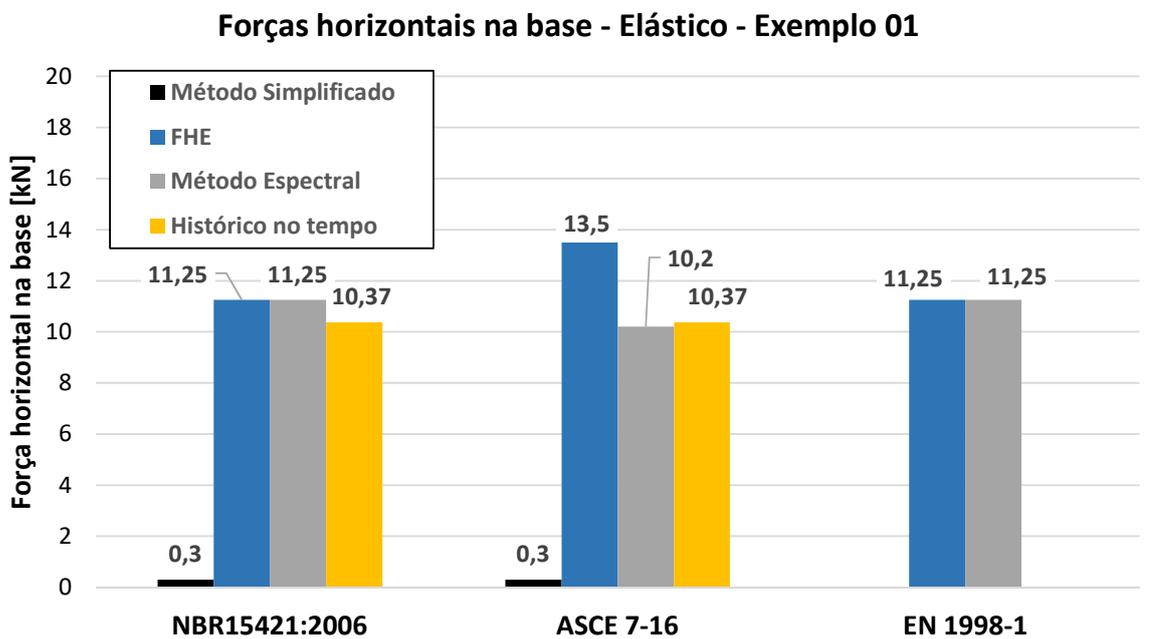
Fonte – Elaborada pelo autor

A Figura 59 apresenta os resultados em termos de forças horizontais na base separados por norma técnica para o primeiro modelo numérico apresentado, com sistema estrutural do tipo shear building com um pavimento. Nota-se, primeiramente, que as forças calculadas pelo método simplificado resultam em valores muito inferiores aos outros métodos, e esse comportamento é observado para todos os outros exemplos. Para os outros métodos de análise, os resultados possuem valores iguais ou muito próximos uns dos outros, sendo que apenas o método das Forças Horizontais Equivalentes (daqui para frente

abreviado por método FHE) segundo a norma americana ASCE 7-16 retornou valores maiores que os outros métodos analisados, com exceção do simplificado. Assim, para sistemas simples e com pouca complexidade, a utilização de qualquer método de cálculo se traduz em resultados próximos.

A Figura 60 apresenta os resultados em termos de deslocamentos também para o primeiro modelo numérico. Para esse caso, os resultados seguem a mesma tendência do que foi observado para as forças, já que o deslocamento é proporcional à força calculada.

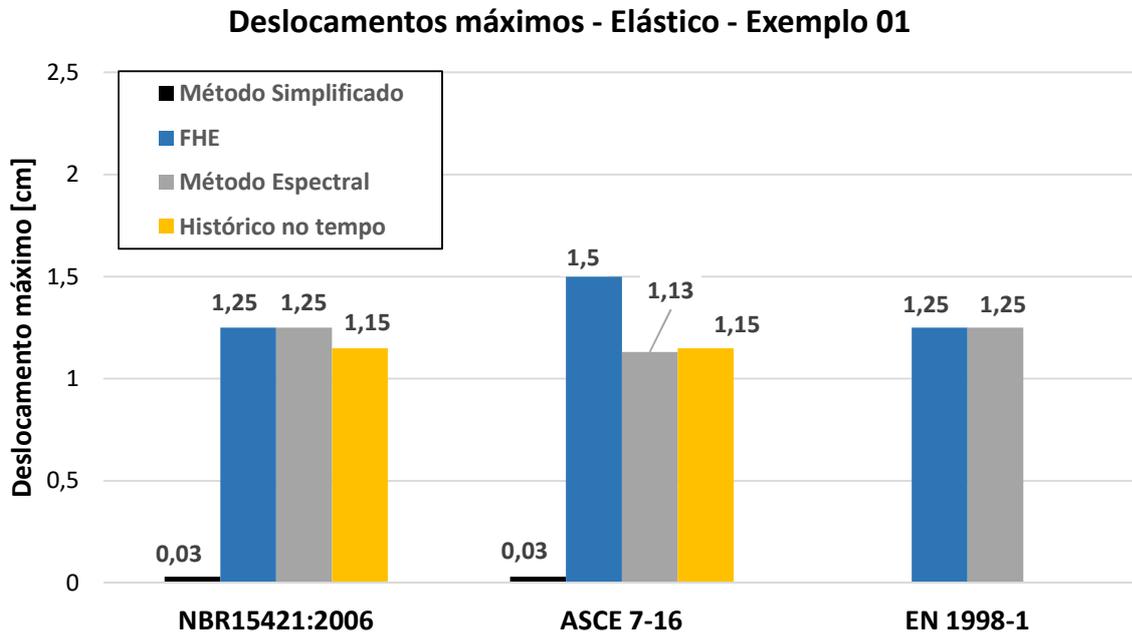
Figura 59 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Exemplo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

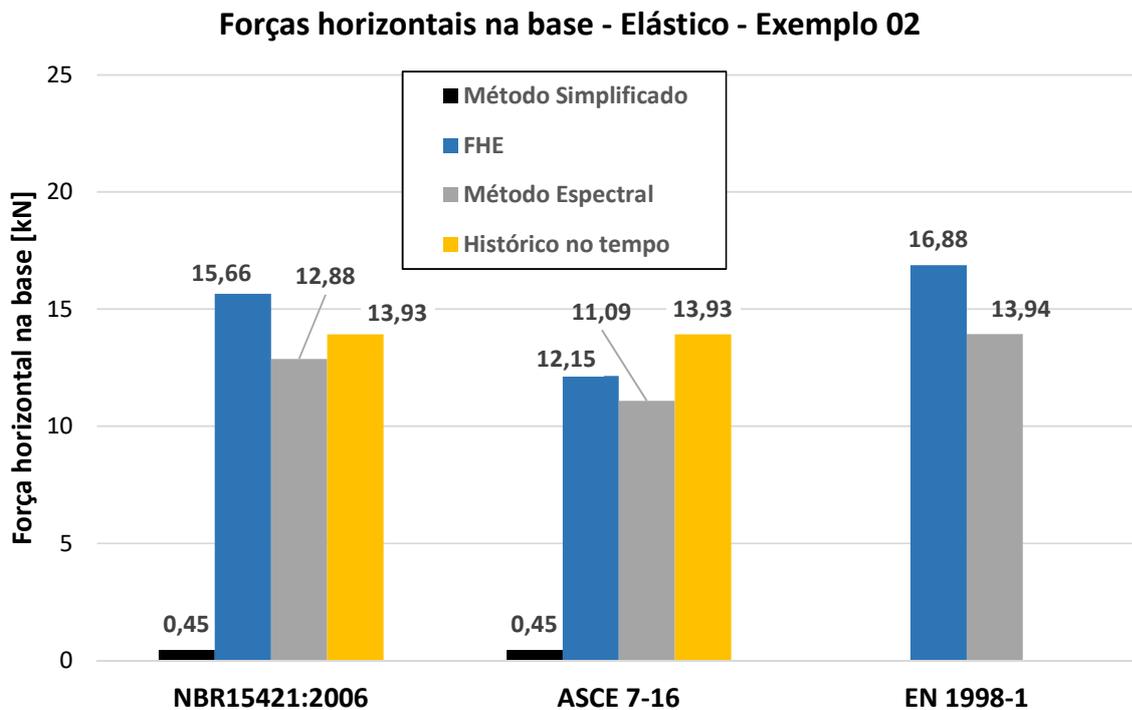
Para o Shear Building de 3 pavimentos, as Figuras 61 e 62 apresentam o resumo das forças horizontais e deslocamentos, respectivamente. Para este exemplo, pode-se começar a notar diferenças entre os resultados calculados entre os métodos de análise. O método FHE apresentou resultados maiores em todos os casos, com exceção de quando comparado com o valor calculado pelo método do histórico das acelerações no tempo para a norma americana ASCE 7-16.

Figura 60 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Exemplo 01



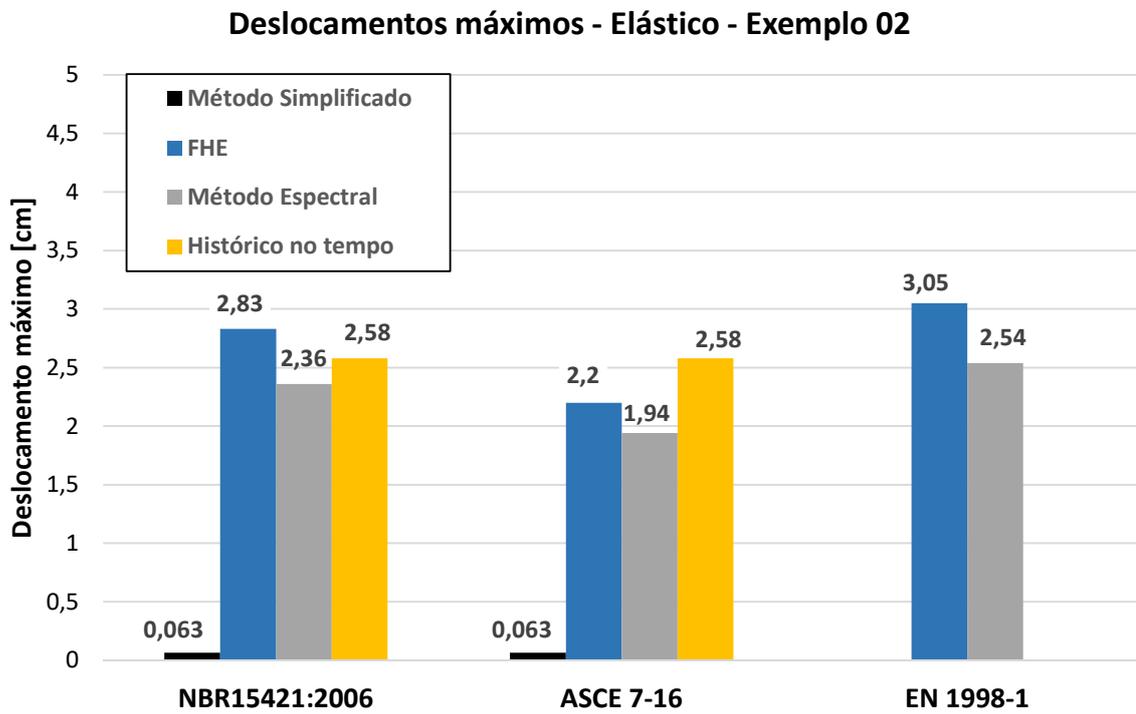
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 61 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Exemplo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 62 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Exemplo 02

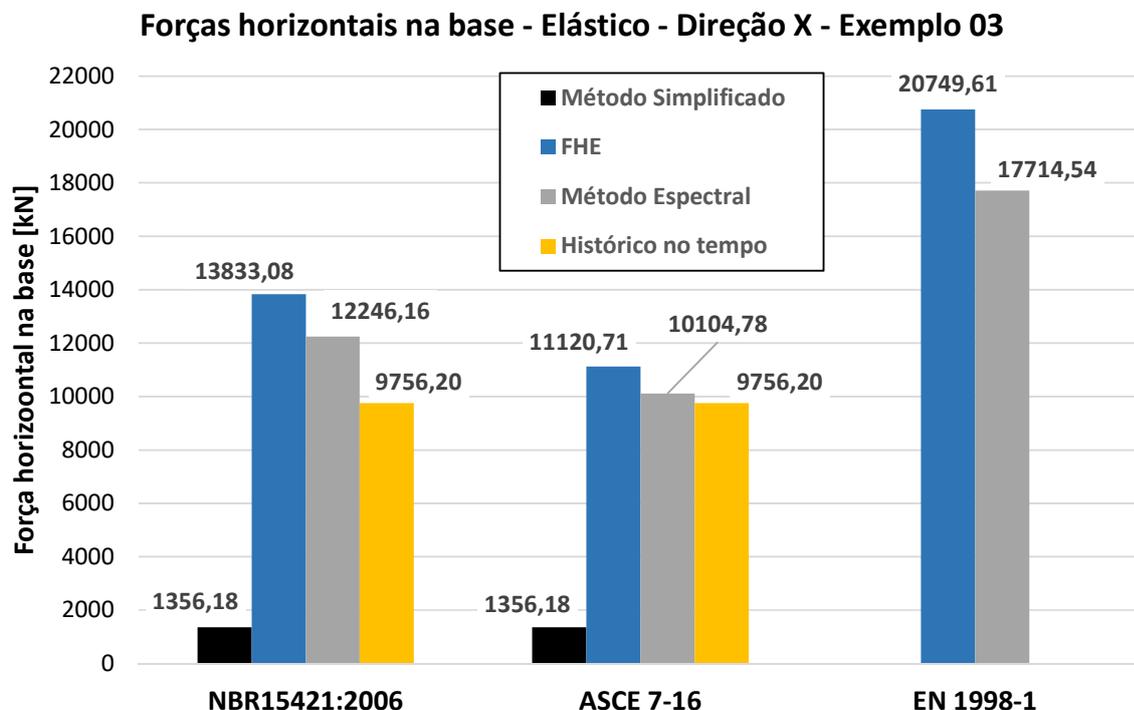


Fonte – Elaborada pelo autor

Para o terceiro exemplo numérico, o edifício de 12 pavimentos, modelado de forma espacial, deve-se tomar os resultados segundo os dois eixos ortogonais X e Y. As respostas em termos de forças horizontais na base e deslocamentos estão apresentados nas Figuras 63, 64, 65 e 66.

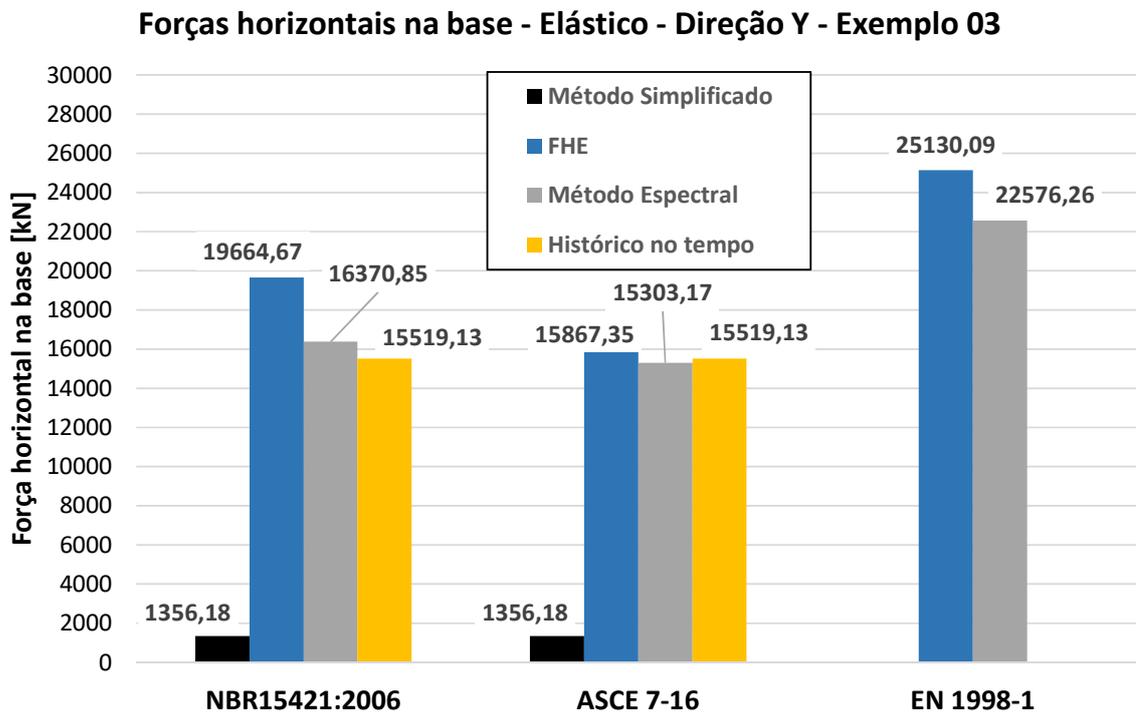
Para esse exemplo, novamente a tendência se repete, da força calculada pelo método FHE ser maior do que as forças calculadas pelos outros métodos analisados. O método espectral retornou valores maiores que o calculado pelo método do histórico no tempo, exceto para a direção Y com análises realizadas segundo a norma americana ASCE 7-16. Segundo Soriano (2014), para edificações de respostas que possam ser bem caracterizadas pelo primeiro modo natural de vibração que se situem em regiões de baixa sismicidade, é prática substituir a análise dinâmica por uma estática equivalente (FHE). Isso porque, com idealização de um grau de liberdade, uma força horizontal na base da edificação pode ser estimada a partir da pseudoaceleração absoluta espectral, exatamente como é calculada a força horizontal equivalente segundo a norma europeia EN1998-1. Porém, para este exemplo numérico, o primeiro modo de vibração nas direções X e Y não são predominantes para este sistema estrutural, conforme Tabela 35, que se traduziu em diferenças maiores entre os resultados obtidos principalmente segundo a norma brasileira NBR15421:2006.

Figura 63 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Direção X - Exemplo 03



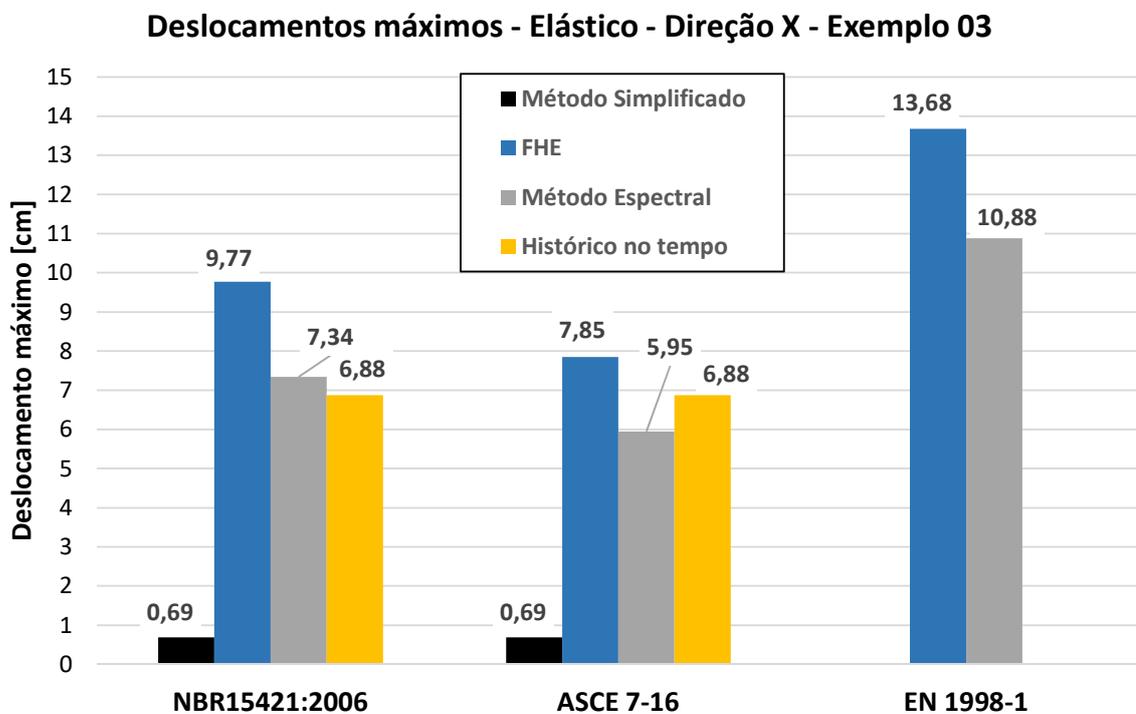
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 64 – Resumo das forças horizontais na base - Elástico - Direção Y - Exemplo 03



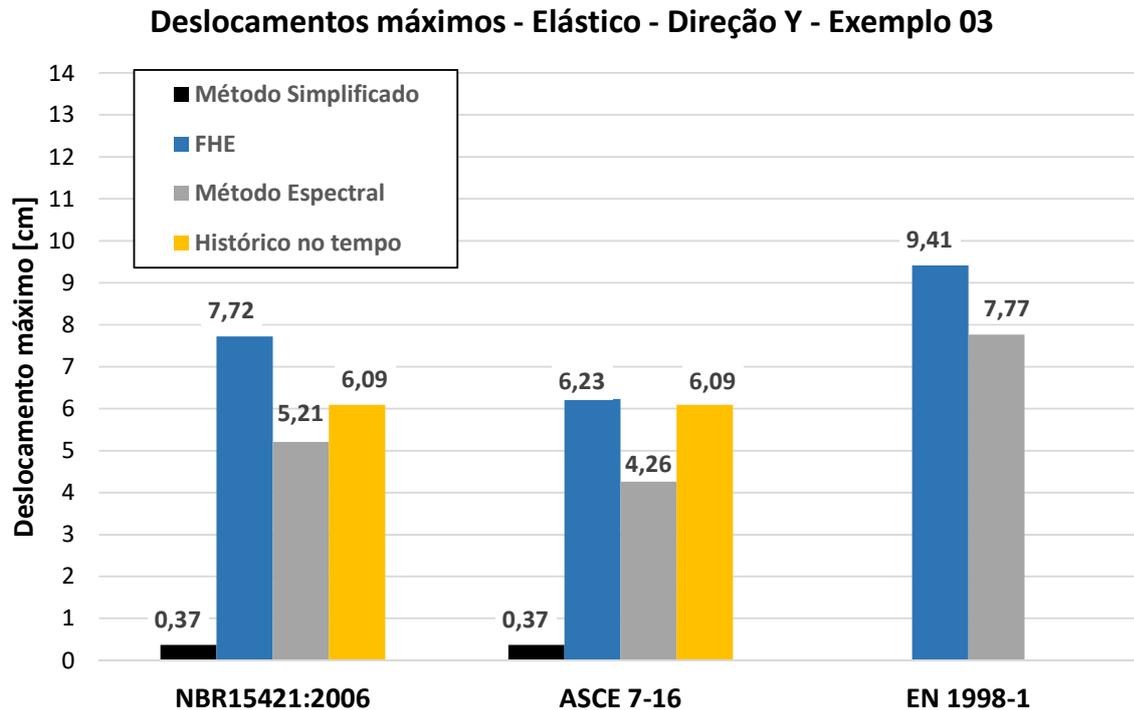
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 65 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Direção X - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 66 – Resumo dos deslocamentos máximos - Elástico - Direção Y - Exemplo 03

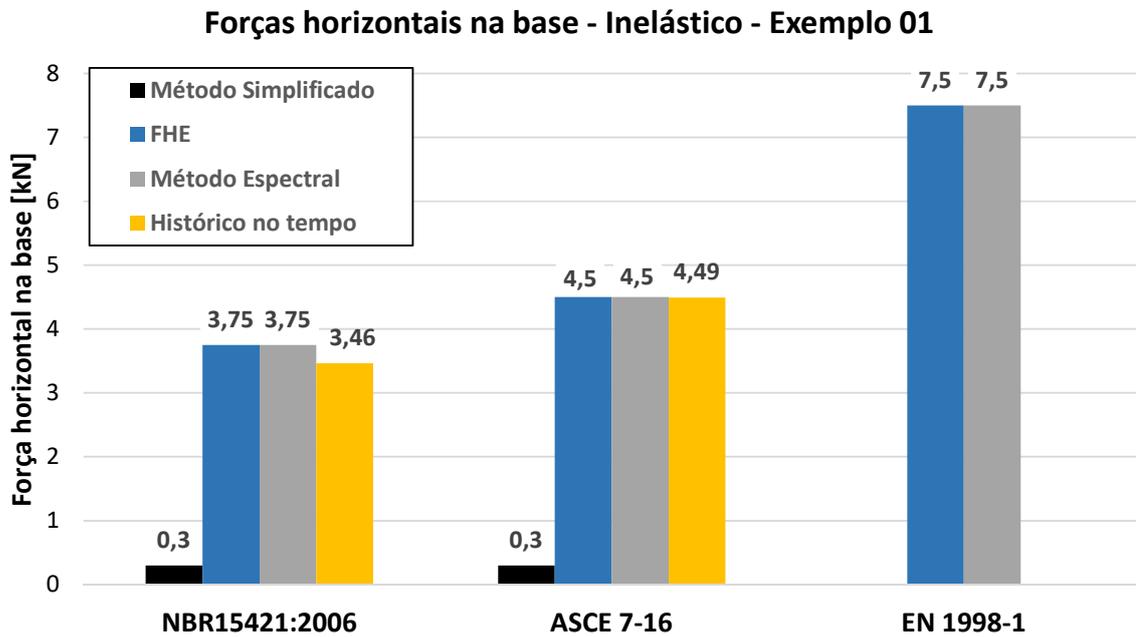


Fonte – Elaborada pelo autor

As Figura 67 e 68 apresentam os resultados em termos de forças horizontais na base e deslocamentos, respectivamente, para o primeiro exemplo numérico, considerando o comportamento inelástico da estrutura. Quando comparado com os resultados elásticos, os valores das forças são menores, porém para os deslocamentos não se cria um padrão. Para a norma brasileira, todos os deslocamentos são inferiores aos calculados de forma elástica, com exceção do resultado obtido para o método do histórico das acelerações no tempo, que não há previsão de ajuste do valor do deslocamento calculado. Para os resultados calculados segundo a norma americana ASCE 7-16, nota-se uma discrepância muito grande entre o deslocamento calculado para o método espectral e os outros métodos. Isso se dá devido ao fato de que a correção a ser aplicada para o resultado obtido pelo método espectral é multiplicar o valor pelo fator ( $C_d/I_e$ ), enquanto que para a norma brasileira a correção é feita multiplicando o valor pelo fator ( $C_d/R$ ). Essa discrepância também é perceptível nos outros modelos numéricos apresentados.

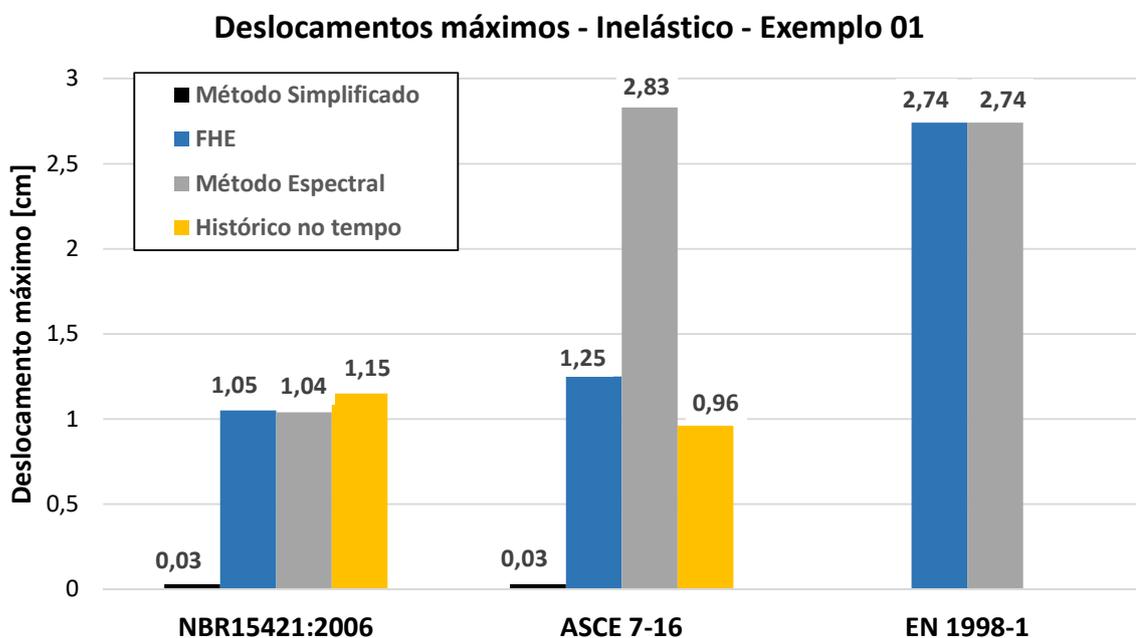
Para o Shear Building de 3 pavimentos, as Figuras 69 e 70 apresentam o resumo das forças horizontais e deslocamentos, respectivamente. O comportamento dos resultados obtidos é semelhante aos resultados do primeiro exemplo numérico, com exceção da força obtida pelo método do histórico das acelerações no tempo segundo a norma americana ASCE 7-16, que resultou no maior valor entre as análises feitas pela mesma normativa. Comportamento semelhante também acontece para os deslocamentos máximos, havendo

Figura 67 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Exemplo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

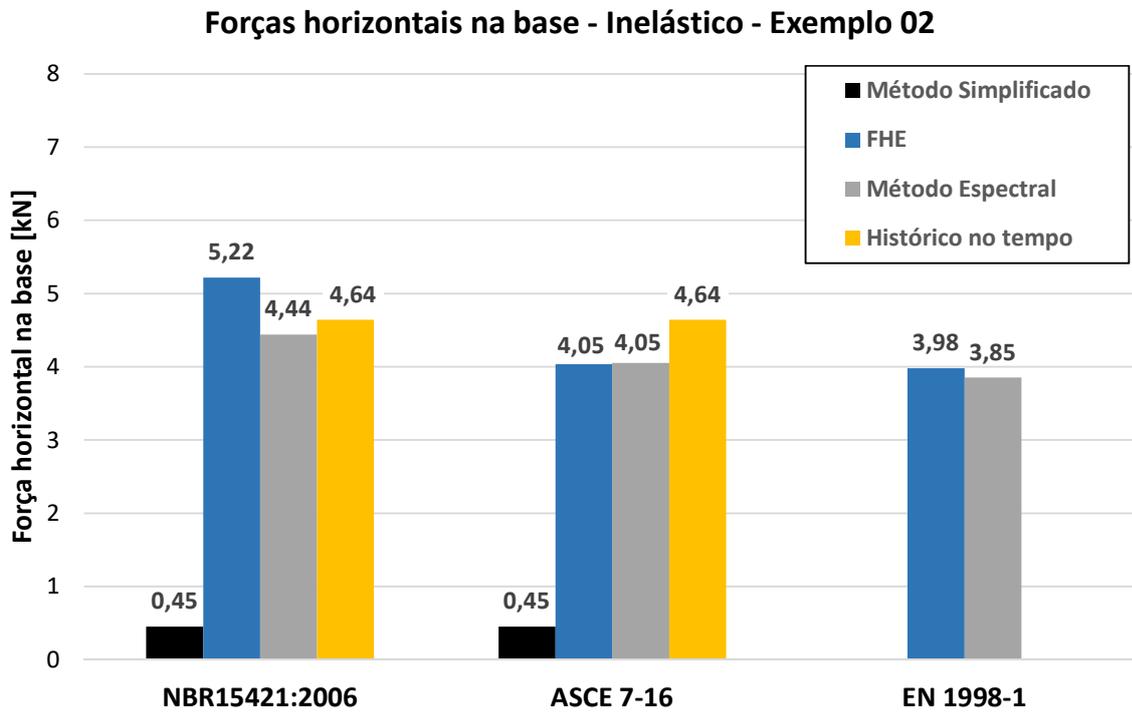
Figura 68 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Exemplo 01



Fonte – Elaborada pelo autor

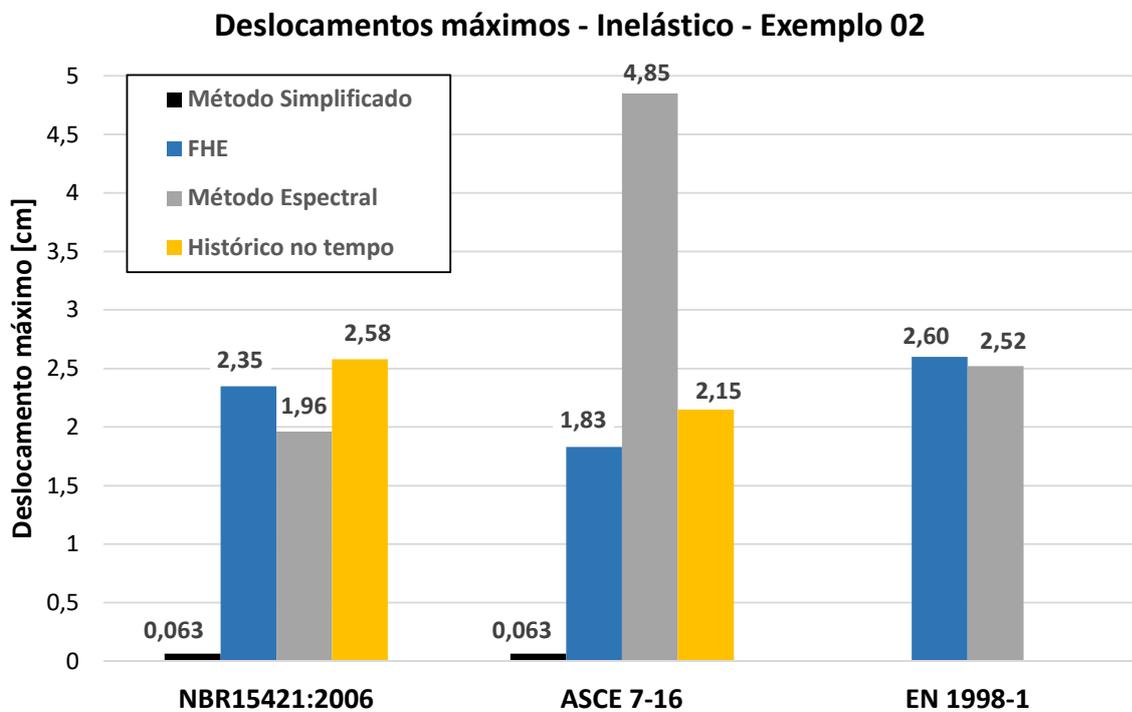
grande discrepância entre o valor calculado pelo método espectral segundo ASCE 7-16, pelo mesmo motivo apresentado para o exemplo 01.

Figura 69 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Exemplo 02



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 70 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Exemplo 02

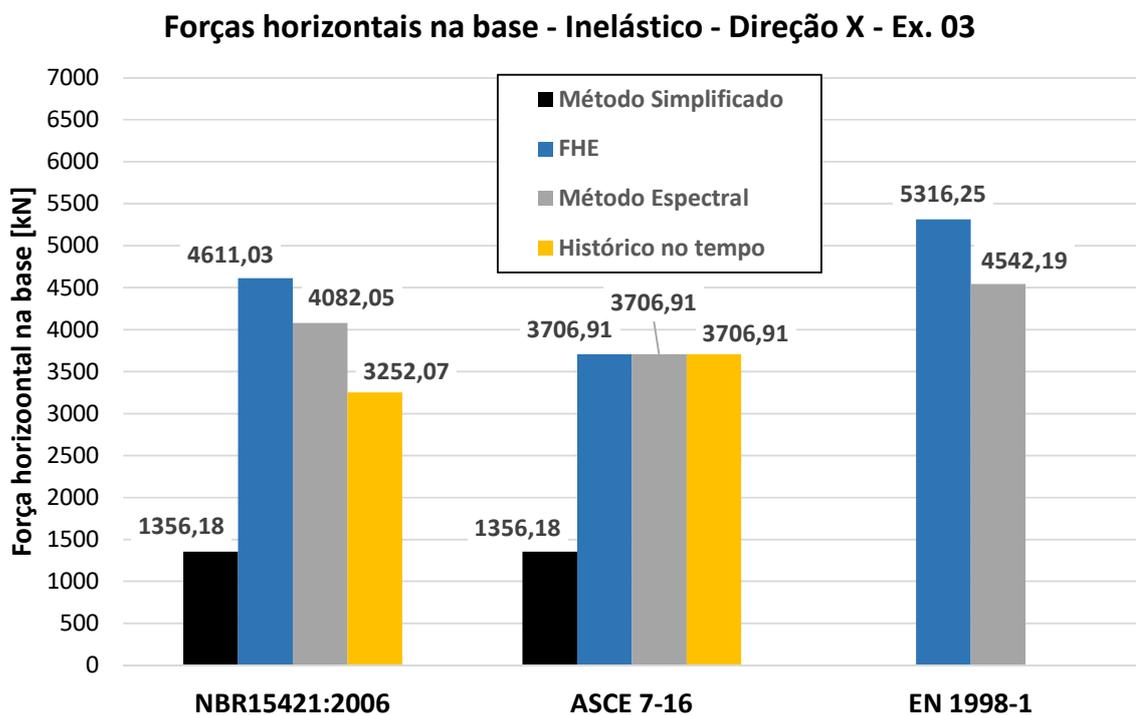


Fonte – Elaborada pelo autor

Para o terceiro exemplo numérico, as respostas em termos de forças horizontais na base e deslocamentos considerando o comportamento inelástico da estrutura estão apresentados nas Figuras 71, 72, 73 e 74.

É possível notar para esse caso, principalmente segundo a norma americana ASCE 7-16, a adequação dos valores calculados segundo o método espectral e do histórico das acelerações no tempo com os valores obtidos pelo método da força horizontal equivalente. Como mencionado anteriormente, o método estático (força horizontal equivalente) traduz em resultados diferentes quando a estrutura não é bem caracterizada pelo seu primeiro modo de vibração. Sendo assim, resultados possivelmente discrepantes (e conservadores) são tomados como parâmetro para escalar o resultado obtido em outros métodos de análise sísmica, como observado nas Figuras 71 e 72. Em termos de deslocamentos, o método espectral retornou os menores valores nas duas direções, com exceção da já mencionada discrepância em relação à norma americana ASCE 7-16.

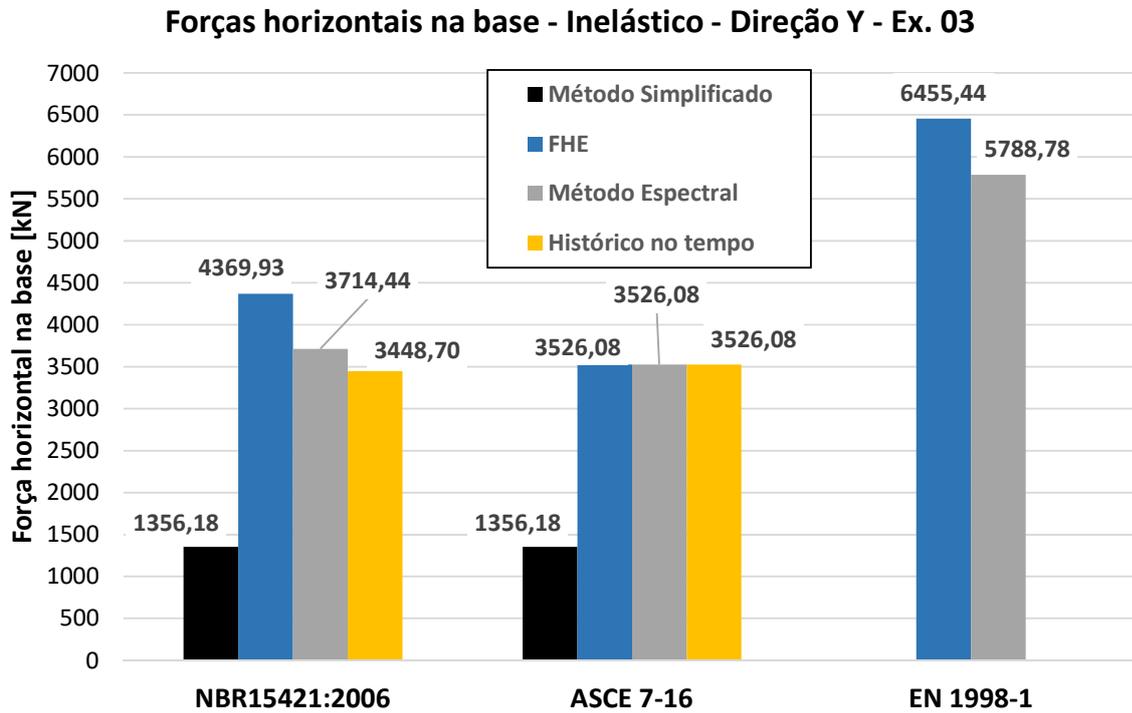
Figura 71 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Direção X - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

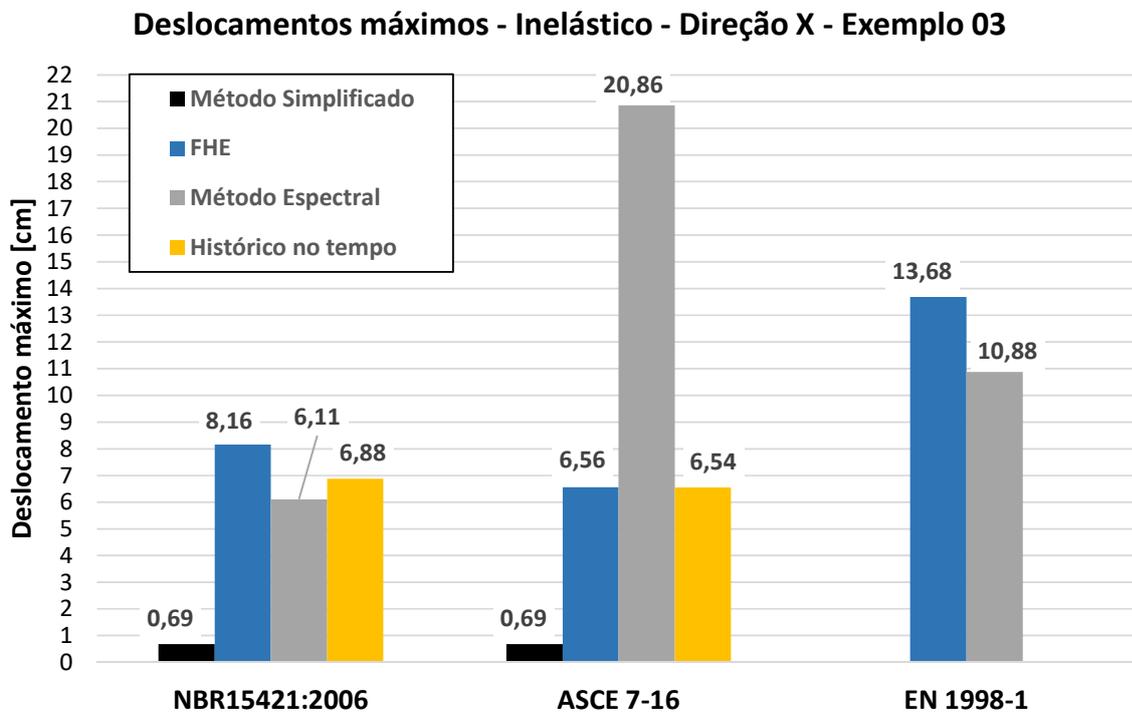
As Tabelas 48, 49, 50 e 51 apresentam a comparação dos resultados de cada método de análise sísmica entre as normas técnicas analisadas neste trabalho, considerando o comportamento elástico das estruturas. Os valores obtidos segundo a norma brasileira NBR15421:2006 foram tomadas como referência.

Figura 72 – Resumo das forças horizontais na base - Inelástico - Direção Y - Exemplo 03



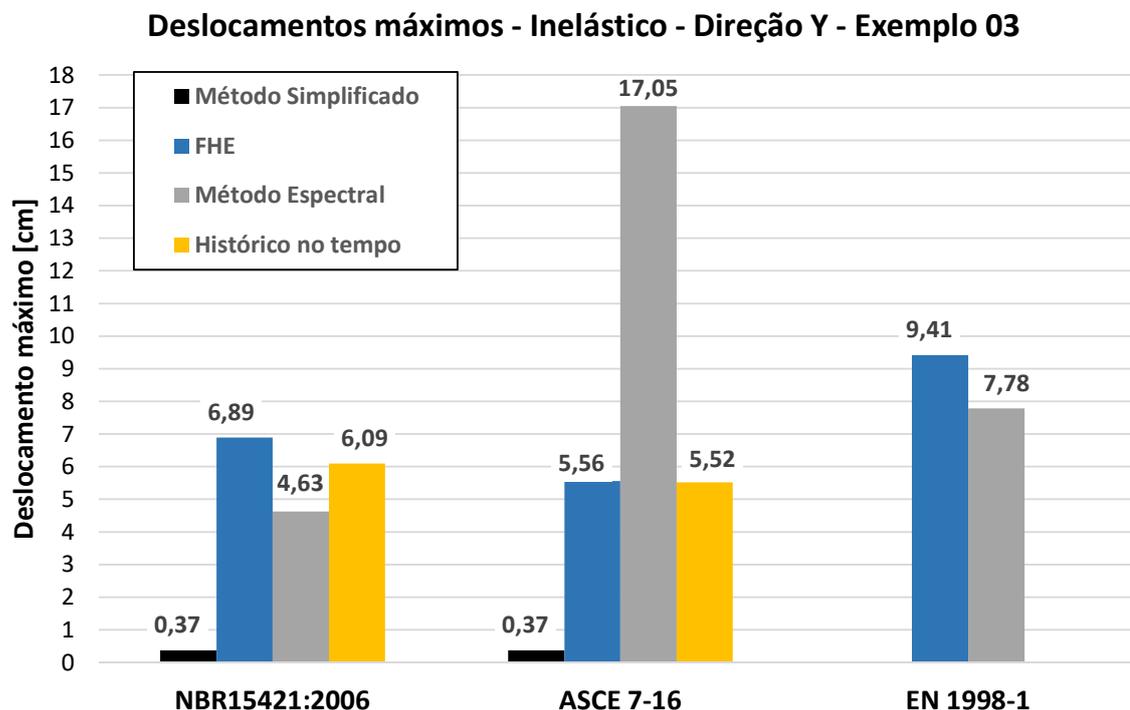
Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 73 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Direção X - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Figura 74 – Resumo dos deslocamentos máximos - Inelástico - Direção Y - Exemplo 03



Fonte – Elaborada pelo autor

Para o método simplificado, ausente no eurocódigo, e para o método do histórico das acelerações no tempo os procedimentos para o cálculo das forças são iguais nas normas brasileira e americana, que levam a resultados iguais.

Para o método das forças horizontais equivalentes, a variação das forças e deslocamentos obtidas segundo a norma americana é de aproximadamente 20% para todos os exemplos numéricos analisados quando comparado com os resultados segundo a norma brasileira NBR15421:2006. Quando comparado com os resultados calculados para a norma europeia, a variação aumenta conforme aumenta a complexidade dos modelos estruturais, sendo igual para o modelo de um grau de liberdade, aproximadamente 8% para o modelo com três graus de liberdade e de até 50% para o modelo espacial.

É válido pontuar que as análises feitas segundo a norma europeia EN1998-1 foram realizadas para sismos do tipo 1, que considera sismos com intensidades maiores que as do tipo 2. Assim, essa diferença de até 50% no valor da força no modelo espacial poderia ser inferior se analisado para um sismo do tipo 2.

Para o método espectral, a diferença entre os valores possui variação menor, quando comparada com os resultados do método FHE, que indica que os procedimentos entre as normas se traduz em resultados mais próximos. A máxima variação entre as forças calculadas segundo a norma americana e a brasileira foi de aproximadamente 17% e, para a norma europeia, de 38%.

Tabela 48 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método simplificado

	<b>Norma técnica</b>	<b>Força na base [kN]</b>	<b>Variação</b>	<b>Deslocamento máximo [cm]</b>	<b>Variação</b>
Exemplo 01	NBR15421	0,3	-	0,03	-
	ASCE 7-16	0,3	0,00%	0,03	0,00%
Exemplo 02	NBR15421	0,45	-	0,063	-
	ASCE 7-16	0,45	0,00%	0,063	0,00%
Exemplo 03 Direção X	NBR15421	1356,18	-	0,69	-
	ASCE 7-16	1356,18	0,00%	0,69	0,00%
Exemplo 03 Direção Y	NBR15421	1356,18	-	0,37	-
	ASCE 7-16	1356,18	0,00%	0,37	0,00%

Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 49 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método FHE

	<b>Norma técnica</b>	<b>Força na base [kN]</b>	<b>Variação</b>	<b>Deslocamento máximo [cm]</b>	<b>Variação</b>
Exemplo 01	NBR15421	11,25	-	1,25	-
	ASCE 7-16	13,50	20,00%	1,50	20,00%
	EN 1998-1	11,25	0,00%	1,25	0,00%
Exemplo 02	NBR15421	15,66	-	2,83	-
	ASCE 7-16	12,15	-22,41%	2,20	-22,26%
	EN 1998-1	16,88	7,79%	3,05	7,77%
Exemplo 03 Direção X	NBR15421	13833,08	-	9,77	-
	ASCE 7-16	11120,71	-19,61%	7,85	-19,65%
	EN 1998-1	20749,61	50,00%	13,68	40,02%
Exemplo 03 Direção Y	NBR15421	19664,67	-	7,72	-
	ASCE 7-16	15687,35	-19,31%	6,23	-19,30%
	EN 1998-1	25130,09	27,79%	9,41	21,89%

Fonte – Elaborada pelo autor

Após análise dos dados, considerando o comportamento elástico da estrutura, pode-se concluir que no geral, o método das forças horizontais equivalentes resulta em valores mais conservadores tanto em termos de forças como de deslocamentos. Ao se considerar o comportamento inelástico da estrutura, no geral, o método das forças horizontais equivalentes também resultam em valores maiores e servem como base para escalar os valores obtidos através dos outros métodos de análise, resultando em alguns casos em valores finais iguais aos valores do método FHE. Em termos de deslocamentos, os resultados

Tabela 50 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método espectral

	<b>Norma técnica</b>	<b>Força na base [kN]</b>	<b>Variação</b>	<b>Deslocamento máximo [cm]</b>	<b>Variação</b>
Exemplo 01	NBR15421	11,25	-	1,25	-
	ASCE 7-16	10,20	-9,33%	1,13	-9,60%
	EN 1998-1	11,25	0,00%	1,25	0,00%
Exemplo 02	NBR15421	12,88	-	2,36	-
	ASCE 7-16	11,09	-13,90%	1,94	-17,80%
	EN 1998-1	13,94	8,23%	2,54	7,63%
Exemplo 03 Direção X	NBR15421	12246,16	-	7,34	-
	ASCE 7-16	10104,78	-17,49%	5,95	-18,94%
	EN 1998-1	17714,54	44,65%	10,88	49,14%
Exemplo 03 Direção Y	NBR15421	16370,85	-	5,21	-
	ASCE 7-16	15303,17	-6,52%	4,26	-18,23%
	EN 1998-1	22576,26	37,91%	7,77	49,14%

Fonte – Elaborada pelo autor

Tabela 51 – Comparação resultados pelas normas técnicas - Método histórico no tempo

	<b>Norma técnica</b>	<b>Força na base [kN]</b>	<b>Variação</b>	<b>Deslocamento máximo [cm]</b>	<b>Variação</b>
Exemplo 01	NBR15421	10,37	-	1,15	-
	ASCE 7-16	10,37	0,00%	1,15	0,00%
Exemplo 02	NBR15421	13,93	-	2,58	-
	ASCE 7-16	13,93	0,00%	2,58	0,00%
Exemplo 03 Direção X	NBR15421	9756,20	-	6,88	-
	ASCE 7-16	9756,20	0,00%	6,88	0,00%
Exemplo 03 Direção Y	NBR15421	15519,13	-	6,09	-
	ASCE 7-16	15519,13	0,00%	6,09	0,00%

Fonte – Elaborada pelo autor

obtidos pelo método espectral segundo a norma americana ASCE 7-16 se mostraram muito maiores que todos os outros resultados, devido à diferença do fator a ser aplicada para correção do valor calculado do deslocamento. É possível também notar no primeiro e segundo exemplos numéricos apresentados que o deslocamento final para o método do histórico das acelerações no tempo resulta em valores maiores que os calculados nos outros métodos para a norma brasileira NBR15421:2006.



## 5 Conclusão

A atividade sísmica no território brasileiro, apesar de baixa, existe e, conforme estudos recentes, deve ser levada em conta em determinados projetos de estruturas. A norma técnica brasileira NBR15421:2006 regulamenta a necessidade de se considerar os efeitos de ações sísmicas para certos tipos de edificações e em poucas regiões brasileiras. Porém, segundo Assumpção *et al.* (2016), o risco de ocorrência de sismos se espalha por mais regiões do que as previstas na norma de 2006, sugerindo nova revisão de suas prescrições.

Frente a isso, vê-se que é de fundamental importância a capacitação e preparação de mais engenheiros para lidar com a análise deste tipo de solicitação e carregamento nas estruturas de edifícios.

Portanto, neste trabalho foram apresentados um panorama geral para introdução a este tema de análise sísmica. Foram abordados alguns conceitos necessários para entendimento dos métodos de análise, apresentação das abordagens, parâmetros e métodos presentes nas normas técnicas brasileira NBR15421:2006, americana ASCE 7-16 e europeia EN 1998-1:2004 com o anexo nacional de Portugal. Além disso, três exemplos numéricos foram detalhados de forma didática, com diferentes graus de complexidade, para o Método Simplificado, Método das Forças Horizontais Equivalentes, Método Espectral Modal e Método linear do histórico das acelerações no tempo, com demonstração dos métodos analíticos e com auxílio computacional, a fim de demonstrar os procedimentos e resultados em estruturas para estudantes e engenheiros que queiram iniciar nesta área.

Quanto aos resultados, pôde-se perceber que, no geral, as respostas obtidas pelo método das forças horizontais se mostraram mais conservadoras que para os outros métodos analisados. O Método Simplificado traz resultados muito inferiores aos outros tipos de análises, porém sua utilização é bastante restrita a modelos muito simples ou para locais em que o risco sísmico é praticamente nulo. É válido pontuar que as forças e deslocamentos calculados neste trabalho são as respostas totais das solicitações de um sismo em uma estrutura. Porém, para sua utilização em projetos, deve ponderar essas ações segundo as regras de combinações de cada norma técnica a fim de gerar a envoltória de esforços para o dimensionamento das estruturas.

Pela comparação das normas técnicas analisadas, nota-se grande semelhança entre a NBR15421:2006 e a ASCE 7-16, onde a abordagem e os parâmetros descritos para as duas são bem parecidos. Porém, a norma americana é mais completa e atualizada que a norma brasileira. Para o eurocódigo EN 1998-1:2004, existe a diferenciação de dois tipos de sismos, em função da magnitude e da chance de ocorrência. Para este trabalho foram

analisados os sismos de tipo 1, considerados de maior magnitude. Quando comparados os resultados finais, para todas as situações a norma brasileira apresentou valores inferiores aos obtidos pela norma europeia.

Como sugestões para futuros trabalhos, pode-se citar primeiramente a extensão deste trabalho, através da análise de novos tipos de modelos e de outras normas técnicas de relevância mundial, como a Chilena e a Japonesa, por exemplo; a realização de novas análises em edifícios mais complexos, levando em consideração as irregularidades tanto em planta quanto na altura e suas abordagens pelas normas técnicas, incluindo a consideração dos efeitos de torção e de segunda ordem; realizar análise e apresentação de métodos não lineares de análise sísmica, realizando comparações quando possível com os métodos lineares; Realizar análises pelo método do histórico das acelerações no tempo para acelerogramas artificiais compatibilizados com os espectros de projeto e a influência da utilização de vários acelerogramas distintos em uma mesma análise.

## Referências

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *ASCE 7-16*: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Virginia, USA, 2016. 889 p.
- ANDRADE, M.; ROMÃO, X.; DELGADO, R. Comparação dos efeitos da acção sísmica do ec 8 e do rsa. In: *BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008*. Guimarães, Portugal: [s.n.], 2008. p. 10.
- ARAI, A. *Estudo Comparativo de Normas de Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos*. 107 p. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15421*: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimento. Rio de Janeiro, 2006. 32 p.
- ASSUMPÇÃO, M. S.; NETO, C. M. D. *Sismicidade e estrutura interna da terra*. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. Em: Decifrando a Terra, 1<sup>a</sup> ed.
- ASSUMPÇÃO, M. S.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J. C.; BARROS, L. V. Terremotos no brasil: Preparando-se para eventos raros. *Boletim SBGf*, SBGf, n. 96, p. 25–29, 2016.
- BARONE, G.; IACONO, F. L.; NAVARRA, G.; PALMERI, A. A novel analytical model of power spectral density function coherent with earthquake response spectra. In: *Proceedings of UNCECOMP 2015: the 1st ECCOMAS Thematic Conference on Uncertainty Quantification in Computational Sciences and Engineering*. Creta Island, Greece: [s.n.], 2015. p. 13.
- BRANCO, P. de M. *Terremotos*. 2009. Brasília, DF: CPRM. Disponível em <<http://www.cprm.gov.br/publique/Redes-Institucionais/Rede-de-Bibliotecas---Rede-Ametista/Canal-Escola/Terremotos-1052.html>> [Acesso em 27 de agosto de 2017].
- BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A. da. *Introdução à dinâmica das estruturas para engenharia civil*. São Paulo, SP: Blucher, 2015. Segunda Edição.
- BRITO, R. C. *Acelerogramas artificiais de sismos aplicados a edificações*. 78 p. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. NEHRP recommended provisions: design examples - FEMA 451. Washington, D.C., 2006.
- CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice-Hall, Inc., 2012. Fourth Edition.
- CHOPRA, A. K.; GOEL, R. K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley and Sons, n. 31, p. 561–582, 2002.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc., 2003. Third Edition.

- EUROPEAN STANDARD. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1 + AC:2009. Brussels, 2004.
- EUROPEAN STANDARD. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. Brussels, 2004.
- EUROPEAN STANDARD. Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas. NP EN 1990 2009. Brussels, 2009.
- FAJFAR, P. Analysis in seismic provisions for buildings: past, present and future. *Bull Earthquake Eng*, Springer, n. 16, p. 2567–2608, 2018.
- GHOSH, S. K.; DOWTY, S.; DASGUPTA, P. *Significant Changes to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 - An illustrated guide*. Virginia, USA: ASCE Press, 2011.
- JIMENEZ, M. J.; GIARDINI, D.; GRUNTHAL, G. The esc-sesame unified hazard model for the european-mediterranean region. *EMSC/CSEM Newsletter*, EMSC/CSEM, n. 19, p. 2–4, 2003.
- KATSANOS, E. I.; SEXTOS, A. G.; MANOLIS, G. D. Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, n. 30, p. 157–169, 2010.
- MENASRI, A.; BRAHIMI, M.; BALI, A. Analysis and simulation of strong earthquake ground motions using arma models. *Advanced Materials Research*, Trans Tech Publications, n. 418-420, p. 1786–1795, 2012.
- MIRANDA, P. de S. T. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica na realidade predial brasileira*. 133 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
- MOTA, M. A. M. *Aplicação e Comparação de Métodos Pushover de Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios*. 121 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
- NEWMARK, N. M. A method of computation for structural dynamics. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, n. 85, p. 67–94, 1959.
- PARISENTI, R. *Estudo de Análise Dinâmica e Métodos Da NBR 15421 para Projeto de Edifícios Submetidos a Sismos*. 219 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- PEÑA, L. A. P. *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. Brasília: Universidade de Brasília, 2012. Dissertação de Mestrado.
- RODRIGUES, R. M. R. *Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais Compatíveis com um Espectro De Resposta*. 80 p. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- SAADI, A. *Map of quaternary faults and lineaments of Brazil: A project of international lithosphere program task group II-2, Major active faults of the world*. USA: USGS, 2002.
- SANTOS, S. H. C.; ZANAICA, L.; BUCUR, C.; TRAYKOVA, M.; GIARLELIS, C.; LIMA, S. S.; ARAI, A. Comparative study of some seismic codes for design of buildings. In: *16th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile: [s.n.], 2017. p. 11.

SORIANO, H. L. *Introdução à dinâmica das estruturas*. Rio de Janeiro, RJ: Elsevier, 2014. Primeira edição.

VARUM, H. S. A. *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*. 546 p. — Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, 2003.



# Apêndices



# APÊNDICE A – Rotina para Método Newmark-Beta - Exemplo 01

É apresentado neste apêndice a rotina de cálculo escrita em Matlab para utilização do método de Newmark-Beta (Integração direta) para realização da análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo. O código aqui apresentado está preparado para calcular sistemas com um grau de liberdade, como a estrutura do tipo pêndulo invertido do exemplo 01 (Seção 4.2). É necessário inserir as ordenadas (acelerações) do acelerograma desejado em função da aceleração da gravidade  $g$ , no formato conforme exemplo comentado no código abaixo. Além disso, a seção de dados de entrada do código devem ser também preenchidas pelo usuário.

Os resultados finais em termos de deslocamento e força horizontal são gravados nas variáveis *MaxDesloc* e *MaxForca*, respectivamente.

```
% Metodo de Newmark %

Acelerograma = [ (INSERIR ACELEROGRAMA EM FORMA DE VETOR VERTICAL, EM FUNCAO DE g) ];

% Dados de entrada %
m          = 3000; % massa [kg]
k          = 885937.5; % rigidez [N/m]
taxaAmortecimento = 5/100;
desl_zero  = 0;
velo_zero  = 0;
p_zero     = 0;
delta_t    = 0.02;
tempo_final = 30;
beta      = 1/6;
gama       = 1/2;

% Calculos Iniciais %
omega      = sqrt(k/m);
T          = 2*pi/omega;
omegad     = omega*sqrt(1-taxaAmortecimento^2);
c          = 2*taxaAmortecimento*m*omega;
acel_zero  = (p_zero - c*velo_zero - k*desl_zero) / m;
a1         = 1*m/(beta * delta_t^2) + gama*c/(beta * delta_t);
a2         = 1*m/(beta * delta_t) + (gama/beta - 1) * c;
a3         = ( 1/(2*beta) - 1) * m + delta_t * (gama/(2*beta) - 1) * c;
k_chapeu   = k + a1;
n_Interac  = tempo_final/delta_t;
tempo      = linspace(0, tempo_final, n_Interac);

vetorDesl  = 0.*tempo;
vetorVelo  = 0.*tempo;
vetorAcel  = 0.*tempo;
vetorCarg  = 0.*tempo;

% Vetor Carregamento %
```

```

carreg = Acelerograma(:)';
carreg = carreg .* 10; % g = 10 m/s^2

% Interacoes %
for i = 2:n_Interac
vetorCarg(i) = -m*carreg(i) + a1*vetorDesl(i-1) + a2*vetorVelo(i-1) + a3*vetorAcel(i-1);
vetorDesl(i) = vetorCarg(i) / k_chapeu;
vetorVelo(i) = gama * (vetorDesl(i) - vetorDesl(i-1)) / (beta * delta_t) + ...
(1 - gama/beta)*vetorVelo(i-1) + delta_t * (1-gama/(2*beta))*vetorAcel(i-1);
vetorAcel(i) = 1 * (vetorDesl(i) - vetorDesl(i-1)) / (beta * delta_t^2) - ...
1 * vetorVelo(i-1) / (beta*delta_t) - (1/(2*beta) - 1)*vetorAcel(i-1);
end

vetorForcaBase = k/1000 .* vetorDesl;

MaxDesloc = max(abs(vetorDesl)); % Em metros
MaxForca = MaxDesloc * k/1000; % Em kiloNewtons

% Plotagem dos resultados %
subplot(3,1,1)
plot(tempo, Acelerograma(:)', 'k')
title('Acelerograma')
ylabel('Aceleracao (g)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(3,1,2)
plot(tempo, vetorDesl*100, 'k')
ylim([-1.5 1.5])
title('Deslocamento')
ylabel('Deslocamento (cm)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(3,1,3)
plot(tempo, vetorForcaBase, 'k')
ylim([-11 11])
title('Forca na Base')
ylabel('Forca (kN)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on

```

## APÊNDICE B – Rotina para Método Newmark-Beta - Exemplo 02

É apresentado neste apêndice a rotina de cálculo escrita em Matlab para utilização do método de Newmark-Beta (Integração direta) para realização da análise sísmica pelo método do histórico das acelerações no tempo. O código aqui apresentado está preparado para calcular sistemas de massas concentradas com três graus de liberdade e extrair os resultados por análise modal de 3 modos de vibração, como a estrutura do Shear Building do exemplo 03 (Seção 4.3). É utilizado o método SRSS para combinação dos resultados. É necessário inserir as ordenadas (acelerações) do acelerograma desejado em função da aceleração da gravidade  $g$ , no formato conforme exemplo comentado no código abaixo. Além disso, a seção de dados de entrada do código devem ser também preenchidas pelo usuário.

Os resultados máximos finais em termos de deslocamentos são gravados nas variáveis *MaxDeslocPav3*, *MaxDeslocPav2* e *MaxDeslocPav1*; e os resultados máximos finais em termos de forças horizontais são gravados nas variáveis *maxForcaPav3*, *maxForcaPav2*, *maxForcaPav1* e *ForcaBase*.

```
% Metodo de Newmark %

Acelerograma = [ (INSERIR ACELEROGRAMA EM FORMA DE VETOR VERTICAL, EM FUNCAO DE g) ];

% Dados de entrada %
m          = [1 0 0; 0 1.5 0; 0 0 2]; % Matriz de massa [ton]
k          = 600000 * [1 -1 0; -1 3 -2; 0 -2 5]; % Matriz de rigidez [N/m]
omega     = [14.52; 31.04; 46.09];
T         = [0.43; 0.20; 0.13];
taxaAmortecimento = [0.05; 0.0434; 0.05];
c         = 1000 * [1.4522; 4.0424; 9.2199];
Fizao    = [1 1 1; 0.644 -0.601 -2.57; 0.300 -0.676 2.47];
desl_zero = [0; 0; 0];
velo_zero = [0; 0; 0];
p_zero   = [0; 0; 0];
delta_t  = 0.02; % Passo utilizado no metodo de Newmark.
% Deve ser o mesmo passo do tempo descrito no acelerograma
tempo_final = 30; % Tempo total do acelerograma. A quantidade tempo_final/delta_t
% deve ser o numero de linhas do vetor acelerograma
beta     = 1/6;
gama     = 1/2;

% Calculos Iniciais %

for i=1:3
    acel_zero(i) = (p_zero(i) - 2*taxaAmortecimento(i)*omega(i)*velo_zero(i) - ...
    omega(i)^2*desl_zero(i));
```

```

a1(i)          = 1/(beta * delta_t^2) + gama*2*taxaAmortecimento(i)*omega(i)/...
(beta * delta_t);
a2(i)          = 1/(beta * delta_t) + (gama/beta - 1) * 2*taxaAmortecimento(i)*omega(i);
a3(i)          = ( 1/(2*beta) - 1) + delta_t * (gama/(2*beta) - 1) * ...
2*taxaAmortecimento(i)*omega(i);
k_chapeu(i)    = omega(i)^2 + a1(i);
end

n_Interac = tempo_final/delta_t;
tempo      = linspace(0,tempo_final,n_Interac);

vetorDesl = zeros(3,n_Interac);
vetorVelo = zeros(3,n_Interac);
vetorAcel = zeros(3,n_Interac);
vetorCarg = zeros(3,n_Interac);

% Vetor Carregamento %
carreg = Acelerograma(:)';
carreg = carreg .* 10;

% Interacoes %

for i = 1:3
aux1 = 0;
aux2 = 0;
for j = 1:3
aux1 = aux1 + m(j,j) * Fizao(j,i);
aux2 = aux2 + m(j,j) * Fizao(j,i)^2;
end
PartModal(i) = aux1/aux2;
end

for j = 1:3
for i = 2:n_Interac
vetorCarg(j,i) = PartModal(j)*carreg(i) + a1(j)*vetorDesl(j,i-1) + ...
a2(j)*vetorVelo(j,i-1) + a3(j)*vetorAcel(j,i-1);
vetorDesl(j,i) = vetorCarg(j,i) / k_chapeu(j);
vetorVelo(j,i) = gama * (vetorDesl(j,i) - vetorDesl(j,i-1)) / (beta * delta_t) + ...
(1 - gama/beta)*vetorVelo(j,i-1) + delta_t * (1-gama/(2*beta))*vetorAcel(j,i-1);
vetorAcel(j,i) = 1 * (vetorDesl(j,i) - vetorDesl(j,i-1)) / (beta * delta_t^2) - ...
1 * vetorVelo(j,i-1) / (beta*delta_t) - (1/(2*beta) - 1)*vetorAcel(j,i-1);
end
end

%% Extracao dos deslocamentos nos modos de vibracao %%

deslocModo1 = vetorDesl(1,:);
deslocModo2 = vetorDesl(2,:);
deslocModo3 = vetorDesl(3,:);

deslocPavModo1 = Fizao(:,1) * deslocModo1;
deslocPav3Modo1 = deslocPavModo1(1,:);
deslocPav2Modo1 = deslocPavModo1(2,:);
deslocPav1Modo1 = deslocPavModo1(3,:);

deslocPavModo2 = Fizao(:,1) * deslocModo2;
deslocPav3Modo2 = deslocPavModo2(1,:);
deslocPav2Modo2 = deslocPavModo2(2,:);
deslocPav1Modo2 = deslocPavModo2(3,:);

```

```

deslocPavModo3 = Fizacao(:,1) * deslocModo3;
deslocPav3Modo3 = deslocPavModo3(1,:);
deslocPav2Modo3 = deslocPavModo3(2,:);
deslocPav1Modo3 = deslocPavModo3(3,:);

maxDeslocPav3Modo1 = max(deslocPav3Modo1)*100;
maxDeslocPav2Modo1 = max(deslocPav2Modo1)*100;
maxDeslocPav1Modo1 = max(deslocPav1Modo1)*100;

maxDeslocPav3Modo2 = max(deslocPav3Modo2)*100;
maxDeslocPav2Modo2 = max(deslocPav2Modo2)*100;
maxDeslocPav1Modo2 = max(deslocPav1Modo2)*100;

maxDeslocPav3Modo3 = max(deslocPav3Modo3)*100;
maxDeslocPav2Modo3 = max(deslocPav2Modo3)*100;
maxDeslocPav1Modo3 = max(deslocPav1Modo3)*100;

%% Extracao das forcas nos modos de vibracao %%

forcaPavModo1 = k * deslocPavModo1;
forcaPavModo2 = k * deslocPavModo2;
forcaPavModo3 = k * deslocPavModo3;

forcaPav3Modo1 = forcaPavModo1(1,:);
forcaPav2Modo1 = forcaPavModo1(2,:);
forcaPav1Modo1 = forcaPavModo1(3,:);

forcaPav3Modo2 = forcaPavModo2(1,:);
forcaPav2Modo2 = forcaPavModo2(2,:);
forcaPav1Modo2 = forcaPavModo2(3,:);

forcaPav3Modo3 = forcaPavModo3(1,:);
forcaPav2Modo3 = forcaPavModo3(2,:);
forcaPav1Modo3 = forcaPavModo3(3,:);

maxForcaPav3Modo1 = max(forcaPav3Modo1)/1000;
maxForcaPav2Modo1 = max(forcaPav2Modo1)/1000;
maxForcaPav1Modo1 = max(forcaPav1Modo1)/1000;

maxForcaPav3Modo2 = max(forcaPav3Modo2)/1000;
maxForcaPav2Modo2 = max(forcaPav2Modo2)/1000;
maxForcaPav1Modo2 = max(forcaPav1Modo2)/1000;

maxForcaPav3Modo3 = max(forcaPav3Modo3)/1000;
maxForcaPav2Modo3 = max(forcaPav2Modo3)/1000;
maxForcaPav1Modo3 = max(forcaPav1Modo3)/1000;

%% Combinacao dos deslocamentos e forcas - Metodo SRSS %%

for i=1:n_Interac
deslocPav3Comb(i) = sqrt(deslocPav3Modo1(i)^2 + deslocPav3Modo2(i)^2 + ...
deslocPav3Modo3(i)^2);
deslocPav2Comb(i) = sqrt(deslocPav2Modo1(i)^2 + deslocPav2Modo2(i)^2 + ...
deslocPav2Modo3(i)^2);
deslocPav1Comb(i) = sqrt(deslocPav1Modo1(i)^2 + deslocPav1Modo2(i)^2 + ...
deslocPav1Modo3(i)^2);
forcaPav3Comb(i) = sqrt(forcaPav3Modo1(i)^2 + forcaPav3Modo2(i)^2 + forcaPav3Modo3(i)^2);
forcaPav2Comb(i) = sqrt(forcaPav2Modo1(i)^2 + forcaPav2Modo2(i)^2 + forcaPav2Modo3(i)^2);
forcaPav1Comb(i) = sqrt(forcaPav1Modo1(i)^2 + forcaPav1Modo2(i)^2 + forcaPav1Modo3(i)^2);
end

```

```

maxDeslocPav3 = max(deslocPav3Comb)*100;
maxDeslocPav2 = max(deslocPav2Comb)*100;
maxDeslocPav1 = max(deslocPav1Comb)*100;

maxForcaPav3 = max(forcaPav3Comb)/1000;
maxForcaPav2 = max(forcaPav2Comb)/1000;
maxForcaPav1 = max(forcaPav1Comb)/1000;
ForcaBase = maxForcaPav3 + maxForcaPav2 + maxForcaPav1;

%% Plotagem dos deslocamentos nos pavimentos conforme modos de vibracao %%

figure(1) %Plotagem dos deslocamentos
subplot(4,1,1)
plot(tempo, Acelerograma(:), 'k')
title('Acelerograma')
ylabel('Aceleracao (g)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,3,4)
plot(tempo, deslocPav3Modo1*100, 'k')
ylim([-3 3])
title('Desl Pav3 Modo1')
grid on
subplot(4,3,5)
plot(tempo, deslocPav3Modo2*100, 'k')
ylim([-0.5 0.5])
title('Desl Pav3 Modo2')
grid on
subplot(4,3,6)
plot(tempo, deslocPav3Modo3*100, 'k')
ylim([-0.05 0.05])
title('Desl Pav3 Modo3')
grid on
subplot(4,3,7)
plot(tempo, deslocPav2Modo1*100, 'k')
ylim([-2 2])
title('Desl Pav2 Modo1')
ylabel('Deslocamento (cm)')
grid on
subplot(4,3,8)
plot(tempo, deslocPav2Modo2*100, 'k')
ylim([-0.2 0.2])
title('Desl Pav2 Modo2')
grid on
subplot(4,3,9)
plot(tempo, deslocPav1Modo3*100, 'k')
ylim([-0.02 0.02])
title('Desl Pav1 Modo3')
grid on
subplot(4,3,10)
plot(tempo, deslocPav1Modo1*100, 'k')
ylim([-1 1])
title('Desl Pav1 Modo1')
grid on
subplot(4,3,11)
plot(tempo, deslocPav1Modo2*100, 'k')
ylim([-0.1 0.1])
title('Desl Pav1 Modo2')
xlabel('Tempo (s)')

```

```

grid on
subplot(4,3,12)
plot(tempo, deslocPav1Modo3*100, 'k')
ylim([-0.01 0.01])
title('Desl Pav1 Modo3')
grid on

figure(2) %Plotagem dos deslocamentos
subplot(4,1,1)
plot(tempo, Acelerograma(:)', 'k')
title('Acelerograma')
ylabel('Aceleracao (g)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,2)
plot(tempo, deslocPav3Comb*100, 'k')
ylim([0 3])
title('Deslocamento Pav3 Combinado')
ylabel('Deslocamento (cm)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,3)
plot(tempo, deslocPav2Comb*100, 'k')
ylim([0 3])
title('Deslocamento Pav2 Combinado')
ylabel('Deslocamento (cm)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,4)
plot(tempo, deslocPav1Comb*100, 'k')
ylim([0 3])
title('Deslocamento Pav1 Combinado')
ylabel('Deslocamento (cm)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on

figure(3) %Plotagem das forcas
subplot(4,1,1)
plot(tempo, Acelerograma(:)', 'k')
title('Acelerograma')
ylabel('Aceleracao (g)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,3,4)
plot(tempo, forcaPav3Modo1/1000, 'k')
ylim([-6 6])
title('Forca Pav3 Modo1')
grid on
subplot(4,3,5)
plot(tempo, forcaPav3Modo2/1000, 'k')
ylim([-0.65 0.65])
title('Forca Pav3 Modo2')
grid on
subplot(4,3,6)
plot(tempo, forcaPav3Modo3/1000, 'k')
ylim([-0.065 0.065])
title('Forca Pav3 Modo3')
grid on
subplot(4,3,7)
plot(tempo, forcaPav2Modo1/1000, 'k')

```

```

ylim([-6 6])
title('Forca Pav2 Modo1')
ylabel('Forca (kN)')
grid on
subplot(4,3,8)
plot(tempo,forcaPav2Modo2/1000,'k')
ylim([-0.65 0.65])
title('Forca Pav2 Modo2')
grid on
subplot(4,3,9)
plot(tempo,forcaPav1Modo3/1000,'k')
ylim([-0.065 0.065])
title('Forca Pav1 Modo3')
grid on
subplot(4,3,10)
plot(tempo,forcaPav1Modo1/1000,'k')
ylim([-6 6])
title('Forca Pav1 Modo1')
grid on
subplot(4,3,11)
plot(tempo,forcaPav1Modo2/1000,'k')
ylim([-0.65 0.65])
title('Forca Pav1 Modo2')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,3,12)
plot(tempo,forcaPav1Modo3/1000,'k')
ylim([-0.065 0.065])
title('Forca Pav1 Modo3')
grid on

figure(4) %Plotagem das forcas
subplot(4,1,1)
plot(tempo,Acelerograma(:) ,'k')
title('Acelerograma')
ylabel('Aceleracao (g)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,2)
plot(tempo,forcaPav3Comb/1000,'k')
ylim([0 6])
title('Forca Pav3 Combinada')
ylabel('Forca (kN)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,3)
plot(tempo,forcaPav2Comb/1000,'k')
ylim([0 6])
title('Forca Pav2 Combinada')
ylabel('Forca (kN)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on
subplot(4,1,4)
plot(tempo,forcaPav1Comb/1000,'k')
ylim([0 6])
title('Forca Pav1 Combinada')
ylabel('Forca (kN)')
xlabel('Tempo (s)')
grid on

```