



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO
UTILIZANDO A ANÁLISE MODAL ESPECTRAL E AS NORMAS SÍSMICAS DE
PAÍSES DA AMÉRICA LATINA**

JULIANA FERREIRA NOVAES

Foz do Iguaçu
2023



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO
UTILIZANDO A ANÁLISE MODAL ESPECTRAL E AS NORMAS SÍSMICAS DE
PAÍSES DA AMÉRICA LATINA**

JULIANA FERREIRA NOVAES

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Ulises Bobadilla Guadalupe.

Foz do Iguaçu
2023

JULIANA FERREIRA NOVAES

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO
UTILIZANDO A ANÁLISE MODAL ESPECTRAL E AS NORMAS SÍSMICAS DE
PAÍSES DA AMÉRICA LATINA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Instituto Latino-Americano de
Tecnologia, Infraestrutura e Território da
Universidade Federal da Integração Latino-
Americana, como requisito parcial à obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil de
Infraestrutura.

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. Dr. Ulises Bobadilla Guadalupe
UNILA

Prof. Dr. Aref Kalilo Lima Kzam
UNILA

Prof. Dr. Paulo Junges
UNILA

Foz do Iguaçu, _____ de _____ de _____.

Dedico este trabalho ao meu pai, que partiu desta vida ainda muito jovem, mas me deixou o legado dos estudos.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço ao Professor Ulises pela orientação e direcionamento dados, desde o nosso primeiro trabalho em conjunto no projeto de iniciação científica, assim como por todo incentivo e preocupação com meu bem-estar durante todo este processo.

Aos Professores Aref e Paulo pela honra de tê-los como avaliadores e por todo o feedback em relação a este trabalho.

Gostaria de agradecer ao meu companheiro de vida, Thiago, que desde o princípio foi o meu maior incentivador e que se comprometeu a seguir nesse caminho comigo, sendo meu apoio e minha base de todas as formas possíveis e em todos os momentos desse processo.

Agradeço a minha família, em especial à minha mãe, Cilene, e às minhas irmãs, Jéssica e Jenifer, por terem me incentivado e me inspirado a nunca desistir dos meus objetivos. Gostaria de agradecer em especial à Jenifer que me ajudou na revisão deste trabalho e foi apoio nos momentos mais difíceis.

Ao Tom e à Mari que estiveram comigo nos momentos mais difíceis de adaptação e início da graduação e que seguiram ao meu lado nos momentos de alegrias e dificuldades durante todo o processo. Aos meus amigos do Camarote da Brahma que fizeram parte desta jornada, tanto nos momentos de distração quanto nos momentos dolorosos e por compartilharem comigo as dores e alegrias da graduação.

Por fim, agradeço a todos os amigos que estiverem ao meu lado durante esse final de ciclo e que foram apoio e conforto nos momentos difíceis, mas também alegria nos momentos bons: Mari, Tom, Isa, Gabs, Carlos e Gabes amo vocês.

RESUMO

Apesar de abalos sísmicos ocorrerem em toda a superfície terrestre, os terremotos mais importantes para a engenharia são os provocados pelo choque entre placas tectônicas. Sendo assim, a região conhecida como Círculo de Fogo do Pacífico, por se localizar entre diversas placas, é onde ocorre a maioria destes fenômenos. A América Latina é uma das extensões que fazem parte desta região, concentrando cerca de um quarto dos terremotos ocorridos no mundo. Desta forma, este trabalho tem como objetivo principal avaliar as diferenças existentes entre as especificações de projeto em normas sísmicas de países latino-americanos, a partir da observação do comportamento sísmico de um edifício de concreto armado quando aplicada a Análise Modal Espectral. Para isto foi realizada uma revisão bibliográfica dos métodos de análise estrutural aplicados a sismos, além de um levantamento das normas sísmicas vigentes na região, sendo selecionadas as normas de Argentina, Brasil, Chile, Colômbia, Equador, Peru e Venezuela, assim realizou-se a comparação das especificações técnicas para a modelagem do espectro de resposta. Posteriormente, foi realizada a modelagem de um edifício de concreto armado, utilizando o software SAP2000, para a verificação dos esforços atuantes na base da estrutura e dos deslocamentos sofridos. Com isto, pode-se inferir que, apesar das normas analisadas utilizarem parâmetros semelhantes, a forma como estes são considerados e aplicados ao espectro de projeto determinam alterações tanto na forma do mesmo quanto nos resultados obtidos para cada caso estudado. Além disso, as diferenças encontradas podem ser atribuídas a outros fatores, como a formulação do peso sísmico, a combinação de carga adotada por cada especificação técnica e até mesmo a consideração ou não do tipo de sistema resistente e do tipo de irregularidade da estrutura.

Palavras-chave: sismos; estruturas; espectros de projeto; América Latina; análise modal espectral; análise dinâmica de estruturas.

RESUMEN

Aunque los temblores sísmicos se producen en toda la superficie terrestre, los más importantes para la ingeniería son los provocados por el choque entre placas tectónicas. Así, la región conocida como Cinturón de Fuego del Pacífico, situada entre varias placas, es donde se producen la mayoría de estos fenómenos. América Latina es una de las regiones que forma parte de esta zona, concentrando alrededor de una cuarta parte de los terremotos del mundo. El objetivo principal de este trabajo es evaluar las diferencias entre las especificaciones de diseño en las normas sísmicas de los países latinoamericanos, a partir de la observación del comportamiento sísmico de un edificio de concreto armado cuando se aplica el Análisis Modal Espectral. Para ello, se realizó una revisión bibliográfica de los métodos de análisis estructural aplicados a sismos, así como un análisis de las normas sísmicas vigentes en la región, seleccionando las normas de Argentina, Brasil, Chile, Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela, y comparando las especificaciones técnicas de modelación del espectro de respuesta. Posteriormente, se modeló un edificio de hormigón armado utilizando el software SAP2000 para comprobar las fuerzas que actúan sobre la base de la estructura y los desplazamientos sufridos. Con esto, se puede inferir que, aunque las normas analizadas utilizan parámetros similares, el modo en que se consideran y aplican al espectro de diseño provoca alteraciones tanto en su forma cuanto en los resultados obtenidos para cada caso estudiado. Además, las diferencias encontradas pueden ser atribuidas a otros factores, como la formulación del peso sísmico, la combinación de cargas adoptada por cada especificación técnica e incluso la consideración o no del tipo de sistema resistente y del tipo de la irregularidad de la estructura.

Palabras clave: sismos; estructuras; espectro de diseño; América Latina; análisis modal espectral; análisis dinámico de estructuras.

ABSTRACT

In spite of seismic events occurring across the Earth's surface, earthquakes of greatest significance to engineering are those induced by the collision of tectonic plates. Consequently, the region known as the Pacific Ring of Fire, due to its location amidst various plates, is the main site of such phenomena. Latin America constitutes a substantial segment of this region, accounting for approximately a quarter of global seismic events. Thus, the main objective of this research is to assess the disparities in seismic design specifications among Latin American countries, based on the observation of the seismic behavior of a reinforced concrete building when subjected to Spectral Modal Analysis. This entailed a thorough review of structural analysis methods applied to seismic events and a survey of the prevailing seismic codes in the region. The standards selected for comparison were those of Argentina, Brazil, Chile, Colombia, Ecuador, Peru, and Venezuela, which were then used to evaluate the technical specifications for response spectrum modeling. Subsequently, a reinforced concrete building was modeled using SAP2000 software to assess the forces acting at the base of the structure and the resulting displacements. As a result, it can be inferred that while the modeling of several response spectra in the analyzed standards is similar, other factors contribute to the differences observed, such as the formulation of seismic weight, the load combinations adopted by each technical specification, and even the consideration or omission of the structural resisting system type and irregularities.

Key words: earthquakes; structures; design spectrum; Latin America; modal spectral analysis; dynamic analysis of structure.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Ilustração esquemática da Teoria do Rebote Elástico	19
Figura 2 – Modelo de correntes de convecção envolvendo todo o manto	20
Figura 3 – Movimentos relativos entre placas tectônicas	21
Figura 4 – Denominação das falhas geológicas.....	22
Figura 5 – Movimento das partículas devido à propagação das ondas sísmicas.....	23
Figura 6 – Acelerograma do terremoto El Centro de 1940.....	26
Figura 7 – Círculo de Fogo do Pacífico	27
Figura 8 – Mapa de Risco Sísmico da América Latina de acordo com a aceleração máxima do solo com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.	28
Figura 9 – Sistema massa-mola-amortecedor com um grau de liberdade:	38
Figura 10 – Influência do movimento na base no sistema de 1GDL:	40
Figura 11 – Relação entre a força sísmica efetiva e o movimento horizontal do terreno	41
Figura 12 – Pórtico plano com dois graus de liberdade:	42
Figura 13 – Espectros de resposta para o movimento do solo do terremoto El Centro: (a) espectro de deformação; (b) espectro de pseudovelocidade; (c) espectro de pseudoaceleração	53
Figura 14 – Espectro de projeto elástico normalizado para o pico de aceleração do solo de 1,0 g para 5% de amortecimento (Newmark e Hall, 1973)	54
Figura 15 – Espectro de projeto de pseudo-aceleração com probabilidade de excedência de 84,1% para movimentos de solo com $u_{go} = 1$ g, $u_{go} = 48$ pol/s e $u_{go} = 36$ pol; $\xi = 1, 2, 5, 10$ e 20%	55
Figura 16 – Mapa de zonificação sísmica da República da Argentina	61
Figura 17 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”)	62
Figura 18 - Zonificação sísmica da região central do Chile.....	63
Figura 19 – Zonas de ameaça sísmica aplicável a edificações para a NSR-10 em função de A_a e A_v	64
Figura 20 – Equador, zonas sísmicas para fins de projeto e valores do fator de zona (Z).....	65
Figura 21 – Mapa de Zonificação do Peru	66

Figura 22 – Mapa de aceleração característica (A_0) da Venezuela.....	67
Figura 23 – Mapa de aceleração espectral para períodos de 1 s (A_1) da Venezuela.....	68
Figura 24 – Mapa de período de transição espectral (T_L) da Venezuela	68
Figura 25 – Edifício-modelo em perspectiva	88
Figura 26 – Planta estrutural do pavimento tipo	89

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 1	93
Gráfico 2 – Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 1	94
Gráfico 3 – Deslocamento no centro de massa em relação ao eixo X – Caso 1.....	95
Gráfico 4 – Deslocamento no centro de massa em relação ao eixo Y – Caso 1.....	95
Gráfico 5 – Danos estruturais – Caso 1	96
Gráfico 6 – Força axial máxima – Caso 1	97
Gráfico 7 – Força cortante máxima – Caso 1	97
Gráfico 8 – Momento fletor máximo – Caso 1	98
Gráfico 9 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 2.....	99
Gráfico 10 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 2.....	100
Gráfico 11 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 2 ..	101
Gráfico 12 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 2 ..	101
Gráfico 13 - Danos estruturais – Caso 2	102
Gráfico 14 – Força axial máxima – Caso 2	103
Gráfico 15 – Força cortante máxima – Caso 2.....	103
Gráfico 16 – Momento fletor máximo – Caso 2	104
Gráfico 17 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 3.....	105
Gráfico 18 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 3.....	105
Gráfico 19 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 3 ..	106
Gráfico 20 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 3 ..	107
Gráfico 21 - Danos estruturais – Caso 3	108
Gráfico 22 – Força axial máxima – Caso 3	109
Gráfico 23 – Força cortante máxima – Caso 3.....	109
Gráfico 24 – Momento fletor máximo – Caso 3	110
Gráfico 25 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 4.....	111
Gráfico 26 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 4.....	111
Gráfico 27 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 4 ..	112
Gráfico 28 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 4 ..	113
Gráfico 29 - Danos estruturais – Caso 4	114
Gráfico 30 – Força axial máxima – Caso 4	115
Gráfico 31 – Força cortante máxima – Caso 4.....	115

Gráfico 32 – Momento fletor máximo – Caso 4	116
---	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Período médio de retorno (PMR) de acordo com o tipo de sismo e o grupo de importância segundo norma COVENIN 1756-1 (2019)	60
Tabela 2 – Cargas acidentais empregadas nos modelos estruturais de acordo com a norma sísmica	90
Tabela 3 – Combinações de carga para o estado limite último de acordo com a norma sísmica	91

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Escala de Intensidade Mercalli Modificada.....	24
Quadro 2 – Aceleração máxima característica, em regiões da Argentina, de acordo com a zona e o risco sísmico associado	60
Quadro 3 – Zonas sísmicas, em regiões do Brasil, de acordo com as faixas de aceleração característica	62
Quadro 4 – Aceleração efetiva de acordo com a zona sísmica, para regiões do Chile	63
Quadro 5 – Nível de ameaça sísmica de acordo com os valores de aceleração e velocidade características, em regiões da Colômbia	64
Quadro 6 – Fator de zona (aceleração característica) e risco sísmico de acordo com a zonificação sísmica, para regiões do Equador	65
Quadro 7 – Zonas sísmicas de acordo com os fatores de zona, para regiões do Peru	66
Quadro 8 - Classe do terreno de acordo com a velocidade média de propagação da onda de cisalhamento	69
Quadro 9 - Classe do terreno de acordo com o N_{spt}	70
Quadro 10 – Categorias e Fatores de Importância das edificações de acordo com as normas estudadas.....	72
Quadro 11 – Restrições do uso de irregularidades na N.T.E. E.030.....	75
Quadro 12 – Coeficientes de modificação de resposta e de amplificação de deslocamentos para pórticos de concreto e aço, segundo as normas argentina, brasileira e venezuelana	76
Quadro 13 – Coeficiente de modificação de resposta para pórticos de concreto e aço, segundo as normas chilena, colombiana, equatoriana e peruana	76

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1GDL	Sistema de um grau de liberdade
CIRSOC	Centro de Investigación de Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (Argentina)
CIV	Colegio de Ingenieros (Venezuela)
CQC	Combinação Quadrática Completa
DCL	Diagrama de Corpo Livre
INPRES	Instituto Nacional de Prevención Sísmica (Argentina)
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas (Brasil)
MDOF	Multi Degree of Freedom
NSF	National Science Foundations (EUA)
SDOF	Single Degree of Freedom
SEAOC	Structural Engineers Association of California (EUA)
SRSS	Square-Root-Of-The-Sum-Of-Squares
UC	Pontificia Universidad Católica de Chile
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte (Brasil)
UnB	Universidade Federal de Brasília (Brasil)
UNI	Universidad Nacional de Ingeniería (Peru)
USGS	The United States Geological Survey (EUA)
USP	Universidade de São Paulo (Brasil)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
2	OBJETIVOS	18
2.1	OBJETIVO GERAL.....	18
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
3	ABALOS SÍSMICOS	19
3.1	SISMICIDADE NA AMÉRICA LATINA	26
4	NORMAS SÍSMICAS DA AMÉRICA LATINA	29
5	MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS APLICADOS A SISMOS	35
5.1	ANÁLISE ESTÁTICA.....	35
5.1.1	Método Das Forças Estáticas Equivalentes	36
5.1.2	Método Estático Não-linear (Pushover).....	36
5.2	ANÁLISE DINÂMICA.....	37
5.2.1	Sistemas De Um Grau De Liberdade (1GDL ou <i>SDOF Systems</i>).....	37
5.2.2	Sistemas Com Vários Graus De Liberdade (<i>MDOF Systems</i>)	41
5.3	ANÁLISE SÍSMICO-ELÁSTICA DE ESTRUTURAS.....	44
5.3.1	Análise Modal.....	44
5.3.2	Espectros De Resposta E Espectros De Projeto	52
5.3.3	Análise Modal Espectral.....	55
6	METODOLOGIA	58
6.1	ANÁLISE COMPARATIVA DAS NORMAS SÍSMICAS	58
6.1.1	Requisitos Gerais	59
6.1.2	Zonificação Sísmica E Aceleração Característica	60
6.1.3	Caracterização Do Solo	69
6.1.4	Classificação Das Edificações	70
6.1.5	Irregularidades Das Estruturas.....	73
6.1.6	Fatores De Comportamento Estrutural.....	75
6.1.7	Definição Dos Espectros De Projeto	76
6.1.8	Métodos De Análise	86
6.2	DEFINIÇÃO DO EDÍFICIO-MODELO	87
6.2.1	Casos Estudados	91
7	RESULTADOS	93

7.1	CASO 1: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,10 g	93
7.2	CASO 2: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,15 g	98
7.3	CASO 3: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,25 g ..	104
7.4	CASO 4: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,35 g ..	110
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	117
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

1 INTRODUÇÃO

Abalos sísmicos são vibrações da crosta terrestre que podem ser gerados por fenômenos naturais ou induzidos. Esses eventos podem ocorrer em diversos locais do globo terrestre. No entanto, há regiões que apresentam maior suscetibilidade de ocorrência do que outros, sendo a América Latina uma dessas tendo em vista que o território está localizado entre 5 placas tectônicas, apresentando grande variabilidade de sismicidade, e que dentre os terremotos registrados cerca de um quarto ocorrem na região.

Segundo dados coletados da USGS (U.S. Geological Survey, 2022), entre 2012 e 2022 ocorreram cerca de 1400 terremotos significativos no mundo, sendo 20% localizados em países da América Latina. Além disso, dos 20 maiores terremotos registrados no mundo, 5 ocorreram na região indicada.

Em março de 2023, um terremoto de magnitude 6.7 na escala Richter atingiu o Equador, próxima à fronteira com o Peru, vitimando 14 pessoas. O terremoto foi sentido ainda em regiões da Argentina, do Chile, do México e do Peru.

Os terremotos podem gerar problemas importantes na estrutura de edifícios de concreto armado, quando não considerados em projeto. A existência de normas de projeto sísmico pretende atender a esta demanda, tendo, em sua maioria, sido implementadas a partir de terremotos produzidos com alta incidência de mortes. Entretanto, estes instrumentos normativos devem ser atualizados com frequência, incluindo informações em relação a sismologia e a geologia locais.

Sendo assim, se faz necessária a análise do comportamento sísmico de estruturas a partir das especificações normativas de países da América Latina, a fim de propor adaptações construtivas que minimizem os impactos em situações de abalos sísmicos significativos.

Este trabalho pretende identificar as diferenças de comportamento sísmico de uma estrutura de concreto armado quando aplicado o uso da análise modal espectral e as especificações técnicas de diversas normas sísmicas da América Latina, além de compreender quais fatores afetam nessas diferenças e como a zonificação sísmica contribui para que essas diferenças se mantenham ou se alterem.

2 OBJETIVOS

Tomando como base o escopo deste trabalho foram definidos o objetivo geral e os objetivos específicos.

2.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral a avaliação do comportamento sísmico de um edifício de concreto armado de acordo com as especificações técnicas de normas de alguns países da América Latina, utilizando a análise modal espectral e variando a sismicidade adotada.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A partir do objetivo geral têm-se os seguintes objetivos específicos:

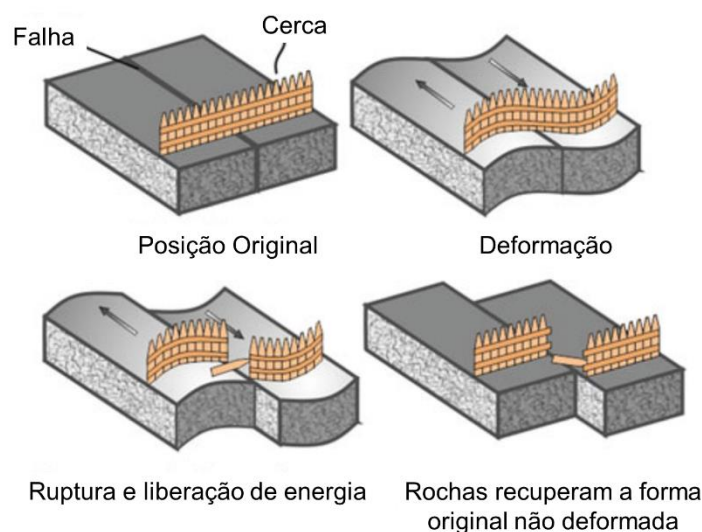
- a) entender o funcionamento dos sismos, sua ocorrência e incidência na América Latina;
- b) comparar as normas sísmicas existentes na América Latina, analisando suas especificações;
- c) entender os tipos de análise sísmica apresentadas nas normas e sua comparação com a análise modal espectral;
- d) avaliar as diferenças de comportamento de um edifício de concreto armado quando aplicada cada norma sísmica, e sua variação quando alterada a sismicidade.

3 ABALOS SÍSMICOS

Abalos sísmicos, terremotos, tremores de terra ou sismos são algumas denominações dadas ao fenômeno geológico conhecido pela vibração da crosta terrestre, podendo ser gerado por causas naturais, como o deslocamento das placas tectônicas ou a atividade de falhas geológicas; ou por indução, como explosões subterrâneas, como consequência de atividades vulcânicas ou mesmo pela acomodação do solo (Bazán; Meli, 2002; Soriano, 2014).

Para os estudos relacionados à engenharia sísmica, os terremotos de maior impacto são os de origem natural. Sendo assim, a Teoria do Rebote Elástico (*Reid's Elastic-Rebound Theory*), desenvolvida por Harry F. Reid em 1911, tenta explicar a formação desses fenômenos. A partir de seus estudos relacionados à ruptura ocorrida na falha de San Andreas, em 1906, durante o terremoto que atingiu a cidade de São Francisco, na Califórnia, Reid concluiu que o movimento relativo em uma falha geológica gera acúmulo de tensões que, ao atingir o estado crítico, provoca seu rompimento repentino (mostrado na Figura 1), liberando essa energia acumulada e dissipando-a em forma de ondas sísmicas. O ponto no interior da Terra onde ocorre essa ruptura é denominado foco do terremoto, enquanto o seu correspondente na superfície do solo é chamado de epicentro (Clough; Penzien, 2003).

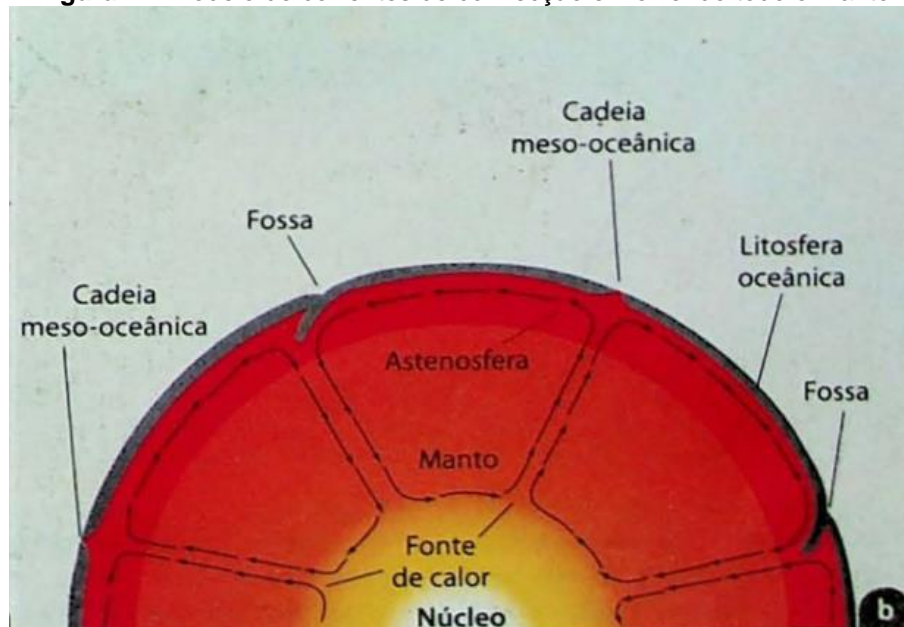
Figura 1 – Ilustração esquemática da Teoria do Rebote Elástico



Fonte: Adaptado de Sucuoğlu e Akkar (2014)

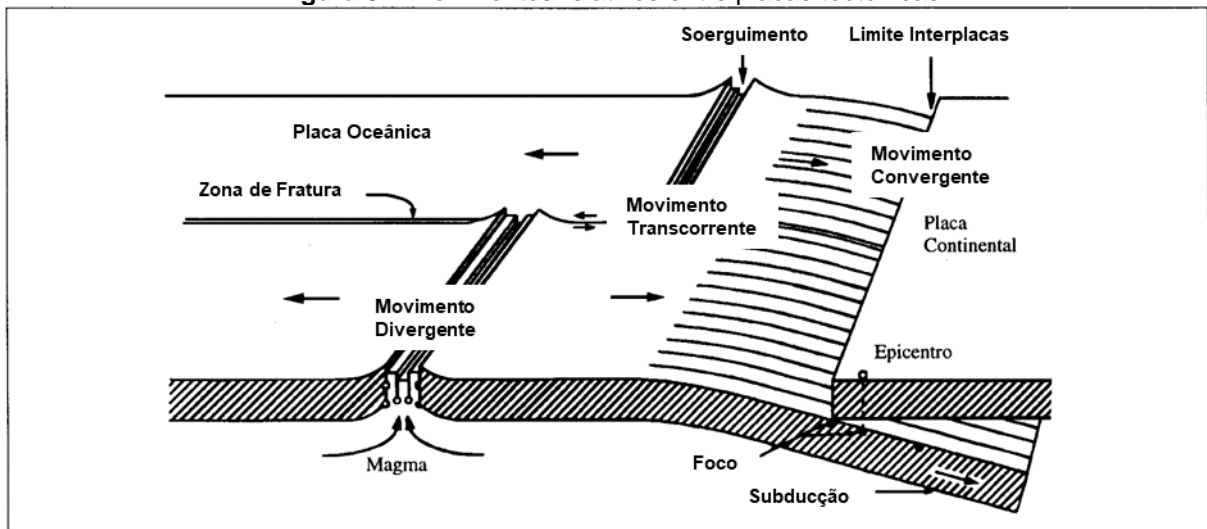
É importante notar que os sismos naturais podem ocorrer interplacas, quando se dá pelo deslocamento relativo das placas tectônicas, ou intraplacas, quando ocorre devido à atividade de falhas geológicas (Alves, 2020; Soriano, 2014). Para explicar a movimentação das placas utiliza-se a Teoria da Tectônica de Placas, que as definem como porções da Litosfera que se deslocam sobre a Astenosfera devido aos impulsos provocados por correntes de convecção formadas sob o Manto (Figura 2), podendo haver três tipos de movimento relativo: transcorrente, divergente e convergente (esquemáticos na Figura 3) (Alves, 2020; Dantas, 2013). Ao movimento paralelo entre duas placas é dado o nome de transcorrente. Este movimento não gera alterações na crosta terrestre, mas é caracterizado pela formação de falhas bem definidas. O movimento divergente, por sua vez, diz respeito ao afastamento de duas placas, formando um novo trecho da crosta e podendo causar a erupção de vulcões ativos. Simultaneamente a este movimento, ocorre o convergente que é caracterizado pelo processo de subducção, ou seja, o deslizamento de uma placa sob a outra gerando a destruição de uma parte da crosta (Sucuoğlu; Akkar, 2014).

Figura 2 – Modelo de correntes de convecção envolvendo todo o manto



Fonte: Adaptado de Tassinari e Dias Neto (2009)

Figura 3 – Movimentos relativos entre placas tectônicas

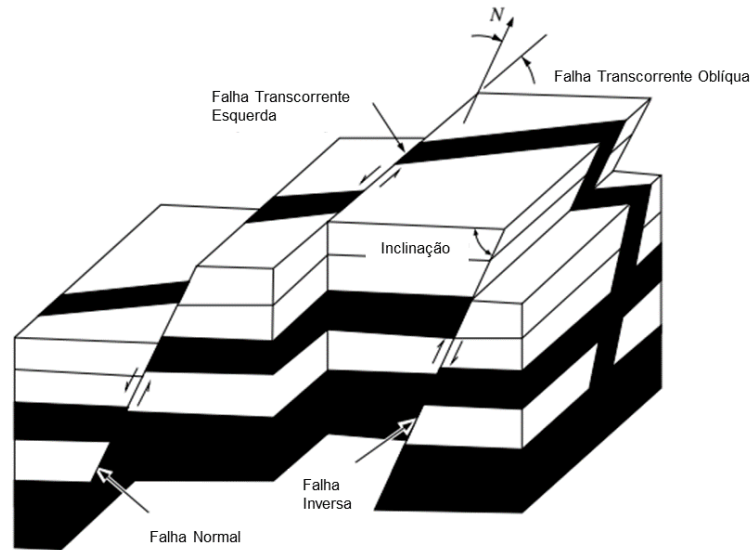


Fonte: Adaptado de Bazán e Meli (2002).

Em relação às falhas geológicas e aos sismos intraplacas, Clough e Penzien (2003) as descrevem como rupturas em massas rochosas formadas a partir de deformações excessivas, provocando deslizamento relativo entre os lados opostos da superfície de ruptura (de acordo com a Figura 4) e sendo classificadas de acordo com o tipo desse deslizamento:

[..] A tensão de cisalhamento horizontal leva a um movimento lateral na direção da fratura da falha, portanto, sendo chamado de “golpe de deslizamento” ou falha transcorrente; pode ser classificado como transcorrente esquerda ou transcorrente direita de acordo com a movimentação observada da rocha em relação à falha oposta. O movimento relativo de deslizamento também pode estar na direção inclinada da falha, caso em que é chamado de falha “transcorrente oblíqua”. É designado como uma falha “normal” se o plano superior da massa rochosa da falha tiver um movimento descendente [em relação ao plano inferior], e é uma falha “inversa” se o plano superior se deslocar no sentido ascendente [...]. Em geral, falhas normais estão associadas a um estado de tensão de tração na camada rochosa superficial, enquanto uma falha inversa pode ser induzida por uma tensão de compressão [...] (Clough; Penzien, 2003, p. 558, tradução nossa).

É importante pontuar que independente da atividade sísmica ser causada pelo choque entre placas tectônicas ou devido à uma falha geológica ativa, o mecanismo descrito pela Teoria do Rebote Elástico funciona da mesma forma para ambas, ou seja, o movimento relativo, seja entre placas ou falhas, provoca o acúmulo de tensões, que ao atingir seu estado limite, provoca o rompimento liberando energia em forma de ondas sísmicas (Alves, 2020).

Figura 4 – Denominação das falhas geológicas

Fonte: Adaptado de Clough e Penzien (2003)

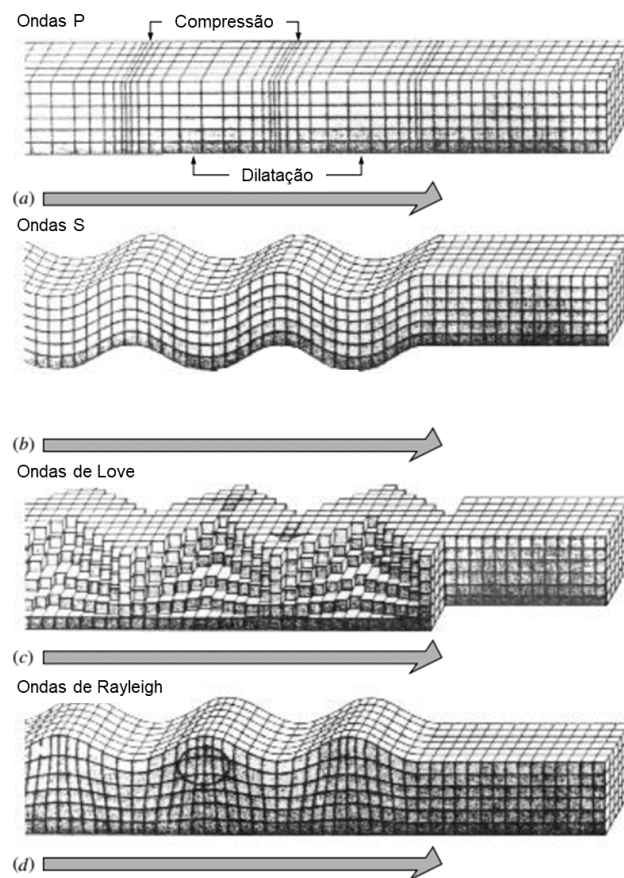
Como descrito anteriormente, um abalo sísmico é caracterizado pela propagação de energia de tensão acumulada em forma de ondas sísmicas. Estas ondas podem ser classificadas em ondas de corpo (ou volumétricas), que se propagam por longas distâncias no interior da Terra, e ondas de superfície, que são formadas pela combinação de ondas de corpo, quando estas atingem a superfície do solo (Alves, 2020; Bazán; Meli, 2002; Dantas, 2013).

Segundo Bazán e Meli (2002), as ondas de corpo são divididas em ondas P – primárias ou de dilatação – e ondas S – secundárias ou de cisalhamento. As ondas P provocam o movimento de materiais, em alta velocidade, em direção paralela ao de sua propagação causando a compressão e dilatação da massa rochosa. Ondas S, por sua vez, induzem o deslocamento de partículas perpendicularmente à sua direção de propagação, causando o cisalhamento do material (Alves, 2020; Bazán; Meli, 2002; Clough; Penzien, 2003; Dantas, 2013). Dantas (2013) aponta a liquefação do solo como principal consequência da propagação das ondas S, podendo levar ao colapso das edificações ou à perda de sustentação de suas fundações.

Por outro lado, as ondas de superfície recebem nomes em homenagem aos cientistas que descreveram seus comportamentos, sendo estas as ondas de Rayleigh e as ondas de Love. As ondas de Rayleigh são caracterizadas pelo movimento elíptico, semelhante ao oceânico, e pela compressão causada no solo. Enquanto as ondas de Love produzem um movimento transversal no plano horizontal de

propagação, causando o efeito de cisalhamento no solo, analogamente às ondas S (Alves, 2020; Clough; Penzien, 2003; Couto, 2016; Dantas, 2013). Por fim, Sen (2009), descreve as ondas de superfície como mais destrutivas que as de corpo, visto que apresentam baixa frequência, longa duração e amplitude elevada, ou seja, como possuem maior quantidade de energia armazenada podem causar maiores danos às edificações ao se dissipar. A Figura 5 apresenta a deformação das partículas de acordo com a propagação de cada uma das ondas sísmicas descritas.

Figura 5 – Movimento das partículas devido à propagação das ondas sísmicas



Fonte: Adaptado de Clough e Penzien (2003)

As grandezas mais utilizadas para caracterizar um terremoto são a magnitude e a intensidade. A magnitude é uma medida quantitativa da energia liberada no foco de um sismo enquanto a intensidade é uma medida qualitativa que indica quais os efeitos destrutivos associados a ele (Dantas, 2013; Soriano, 2014).

Em relação à magnitude, são identificadas quatro escalas existentes, sendo elas: Escala de Richter, Escala de Magnitude de Onda de Corpo e de Ondas de

Superfície, Escala de Magnitude de Momento e Escala de Magnitude Regional. A mais conhecida dentre estas é a Escala de Richter, criada por Charles F. Richter em 1935, sendo designada pelo logaritmo decimal da amplitude máxima registrada durante o abalo sísmico (Alves, 2020; Couto, 2016). Entretanto, devido à algumas limitações da Escala de Richter, em 1979 Thomas C. Hanks e Hiroo Kanamori criaram a Escala de Magnitude de Momento, atualmente a mais utilizada pelos sismólogos, que torna possível a medição de sismos de diversas magnitudes sem distorções, pois está atrelada diretamente ao movimento sísmico (Alves, 2020).

Para as escalas de intensidade, Alves (2020) destaca as seguintes: Mercalli-Cancani-Seiberg (utilizada no sul da Europa), Medvedev-Sponheuer-Karnic (utilizada na Europa Central), *Japanese Meteorological Agency* (utilizada no Japão) e Mercalli Modificada (utilizada nas Américas e em diversos outros países). A Escala de Intensidade de Mercalli foi criada em 1906 pelo sismólogo italiano Guisepe Mercalli e sofreu modificações em 1931 por Harry Wood e Frank Neumann, sendo então denominada Escala Mercalli Modificada (Dantas, 2013). Esta grandeza apresenta 12 graus e classifica os terremotos de acordo com os efeitos percebidos pela população e observados em construções e na natureza, sendo apresentado no Quadro 1. Bazán e Meli (2002) destacam como maior debilidade desta escala o fato dela considerar apenas a qualidade de resistência sísmica das estruturas que se encontram na zona afetada pelo terremoto.

Quadro 1 – Escala de Intensidade Mercalli Modificada (continua)

Grau	Descrição dos Efeitos
I	Não sentido. Leves efeitos de ondas de período longo de terremotos grandes e distantes.
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores de prédios ou outros locais favoráveis.
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida à passagem de um caminhão leve. Pode não ser reconhecido como abalo sísmico.
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida à de um caminhão pesado. Janelas, louças e portas fazem barulho. Paredes e estruturas de madeira rangem.
V	Sentido fora de casa; direção estimada. Pessoas dormindo acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham e abrem.
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Objetos e livros caem de prateleiras. Janelas e louças se quebram. Rachaduras em reboco fraco e construções de má qualidade.

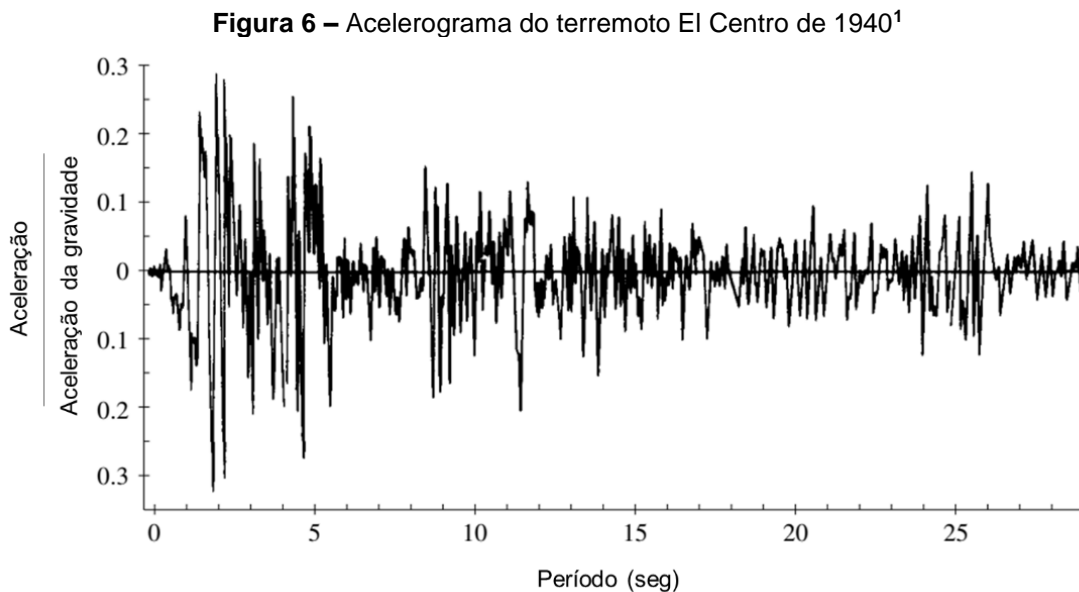
Quadro 1 – Escala de Intensidade Mercalli Modificada (continuação)

Grau	Descrição dos Efeitos
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis se quebram. Danos em construções de má qualidade e algumas trincas em construções normais. Queda de reboco, telhas e ladrilhos ou tijolos mal assentados. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Alguns danos em construções reforçadas. Queda de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão.
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes com colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.
X	Maioria das construções é destruída, até suas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água é jogada nas margens de rios e canais. Trilhos de trem são levemente entortados.
XI	Trilhos são bastante entortados. Tubulações subterrâneas são completamente destruídas.
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha são deslocados. Linhas de visada e níveis topográficos são alterados. Objetos são atirados ao ar.

Fonte: Adaptado de Tassinari e Dias Neto (2009)

Rodrigues (2012) destaca que, apesar dessas grandezas serem muito difundidas e utilizadas pela sismologia, para análise da resposta de estruturas sujeitas às solicitações sísmicas é necessário o registro das amplitudes dos movimentos do solo, conteúdos de frequência das ondas sísmicas, a duração do evento sísmico, entre outras características. “Para um engenheiro sísmico, o aspecto mais importante das vibrações sísmicas é o efeito que elas terão nas estruturas, ou seja, tensões e deformações ou a quantidade de danos que produzirão” (Clough; Penzien, 2003, p. 571, tradução nossa).

Assim sendo, existem dois instrumentos utilizados para estes registros: o sismógrafo e o acelerógrafo. Ambos consistem em um sensor de detecção de movimento do solo, acoplado a um sistema de gravação que registra as horas, a duração e a amplitude das vibrações do solo (Dantas, 2013). Entretanto, o acelerógrafo permite o registro de acelerações de sismos mais intensos e, quando alocado em edifícios, permite a obtenção de respostas à ação sísmica (Bazán; Meli, 2002; Clough; Penzien, 2003). Estes instrumentos emitem registros em forma de acelerogramas (Figura 6), que são gráficos que indicam a variação da aceleração de um dado terremoto em um determinado período (Dantas, 2013).



Fonte: Adaptado de Clough e Penzien (2003)

3.1 SISMICIDADE NA AMÉRICA LATINA

Sismicidade é o termo usado para definir a probabilidade de ocorrência de um evento sísmico em um determinado local para um certo período, além de sua intensidade provável (Clough; Penzien, 2003; Soriano, 2014). Para Clough e Penzien (2003), a sismicidade de uma região indica o quanto as cargas sísmicas podem influenciar no projeto de uma estrutura, tendo como principal indicador o acelerograma da região estudada.

Apesar de haver incidência de tremores de terra em toda a superfície terrestre, as zonas de subducção são as mais propensas a ocorrência de terremotos de grande magnitude, apresentando assim, maior grau de sismicidade (Apu; Das, 2020). O Círculo de Fogo do Pacífico (ou Anel de Fogo do Pacífico) é uma região caracterizada pelo encontro de placas tectônicas (Figura 7), constituída pela zona de subducção de diversas delas, incluindo as Placas de Nazca, de Cocos, do Caribe, Sul-Americana e Norte-Americana. Esta área está em constante atividade sísmica, sofrendo com grande parte dos terremotos mais severos já registrados (Bazán; Meli, 2002; Martínez, 2022).

¹ O terremoto de El Centro (Califórnia) de 1940 foi o terremoto mais grave registrado e foi usado como base para muitos trabalhos analíticos. Desde aquele ano, entretanto, muitos outros terremotos fortes foram registrados (Paz; Kim, 2019).

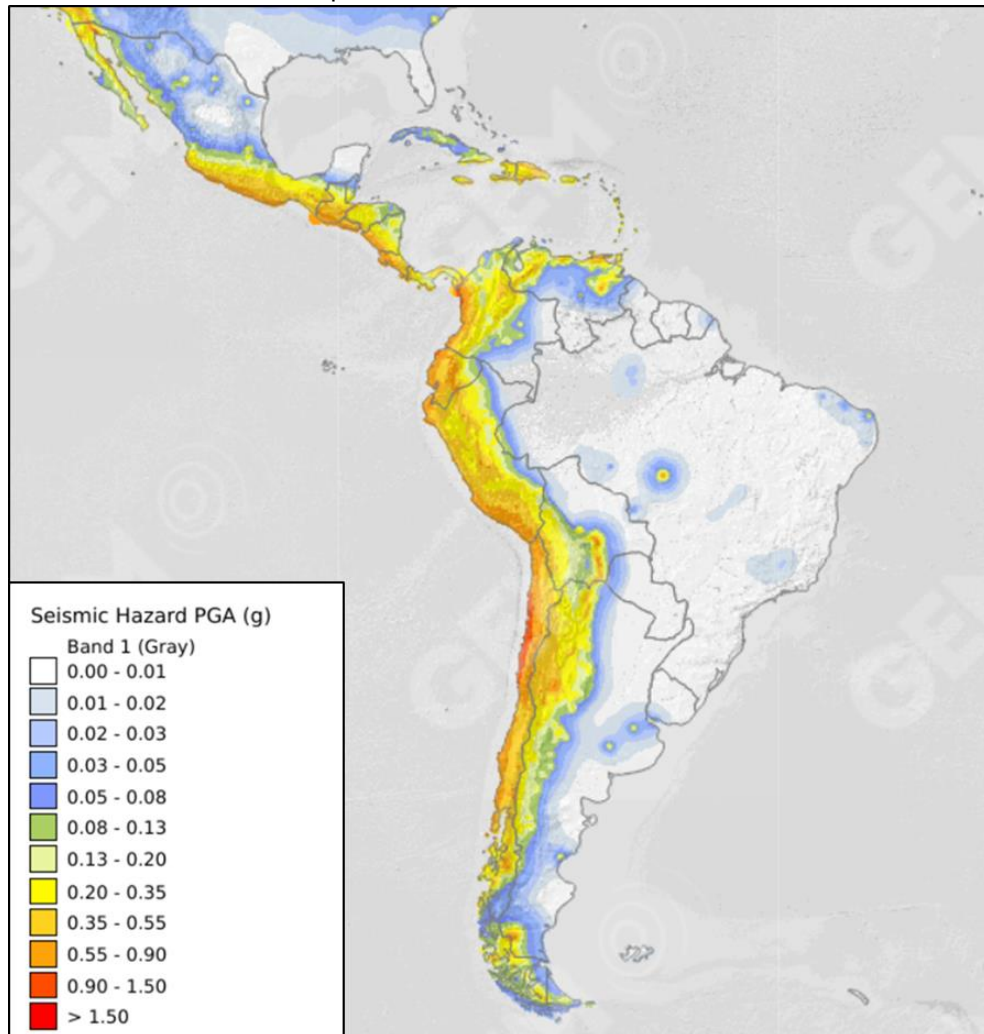
Figura 7 – Círculo de Fogo do Pacífico

Fonte: BBC News Brasil (2011)

Em contrapartida, as zonas intraplacas apresentam atividade sísmica de baixa intensidade. Entre os pesquisadores há uma grande dificuldade de se explicar a origem da sismicidade dessas zonas, sendo os tipos de modelos mais aceitos os relacionados à existência de zonas de fragilidade – geralmente associadas a falhas geológicas ativas – e de zonas de concentração de tensões – caracterizadas pela variação de tensão da densidade lateral ou por intersecção de falhas (Assumpção *et al.*, 2014). O Brasil, por exemplo, apresenta concentração de tensões na parte superior da crosta, justificando os tremores sentidos no país (Alves, 2020).

Pode-se compreender a grande variação de sismicidade da América Latina, onde os países mais próximos da costa do Pacífico e, conseqüentemente, inseridos no Anel de Fogo do Pacífico, apresentam alta sismicidade, enquanto os países localizados em regiões intraplaca apresentam baixa sismicidade. A Figura 8 apresenta a sismicidade da região, estando indicada por uma escala de cores, em que as regiões mais avermelhadas apresentam maior risco sísmico enquanto as mais azuladas, menor.

Figura 8 – Mapa de Risco Sísmico da América Latina de acordo com a aceleração máxima do solo com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.



Fonte: Adaptado de PAGANI *et al.* (2018)

4 NORMAS SÍSMICAS DA AMÉRICA LATINA

Mundialmente, a implementação de normas e regulamentações para estruturas resistentes a sismos teve início no século XX, devido à alta incidência de terremotos com grande número de vítimas humanas. De modo geral, a América Latina começou esse movimento em meados dos anos de 1930 com a obrigatoriedade do uso de algumas determinações legais para construções (Lafuente; Grases; Genatios, 2014). Entretanto, a variação da sismicidade na região influenciou diretamente nas suas necessidades de formular ou não um conjunto de normas ou legislações da construção civil para edificações sismorresistentes (Rodrigues; Mazzilli; Bittencourt, 2019; Santos; Lima; Silva, 2010).

Dentre os países que serão abordados neste trabalho, o Chile foi considerado o precursor do estudo e da elaboração de normativas sísmicas. Após sofrer com o terremoto de Valpaíso, em agosto de 1906, houve grande mobilização para modernizar os estudos sismológicos no país, resultando na criação do Programa Sismográfico do Governo Nacional Chileno, com o auxílio de Montessus de Ballore, sismólogo francês (Bertero; Reitherman, 2009). Entretanto, apenas em 1933, após os terremotos de Vallenar (1922) e de Talca (1928), o Estado tornou obrigatório o uso do requisito de projetos resistentes a sismos que determinava a consideração de uma força estática mínima horizontal como simulação do sismo, incorporando-o à *Ordenanza de Urbanismo y Construcción* (Lafuente; Grases; Genatios, 2014).

Em 1960, o país sofreu com o terremoto de Valdivia, considerado o de maior magnitude registrado na história – 9,5 graus na Escala de Magnitude de Momento, equivalente à 9 graus na Escala Richter. Como forma de aperfeiçoar os estudos da engenharia sísmica no país, em 1965 o reitor da Pontifícia Universidade Católica do Chile (UC) estabeleceu um convênio através da Ford Foundation² para levar professores da Universidade da Califórnia em Berkeley para oferecer palestras de aperfeiçoamento na UC além do intercâmbio dos seus melhores estudantes para realizar suas especializações. Como resultado desta iniciativa, o Chile passou a aplicar diversas atualizações nas normas construtivas do país, se baseando nos

² Ford Foundation é uma entidade criada em 1936 por Edsel Ford – filho do fundador da Ford Motor Company – que inicialmente tinha como finalidade o financiamento de projetos relacionados à ciência, educação e caridade. Atualmente se dedica ao avanço do bem-estar humano, por meio da redução da pobreza e da promoção de valores democráticos, paz e oportunidades educacionais.

códigos estadunidenses da American Concrete Institute (ACI), sendo os mais avançados da época (Bertero; Reitherman, 2009). Por fim, a norma oficial de projetos resistentes a sismos foi oficializada em 1972 (Lafuente; Grases; Genatios, 2014), e teve sua última atualização em 2012, após outro grande terremoto ocorrido na costa da região do Maule em 2010.

A Venezuela, por sua vez, registrou um de seus maiores terremotos em 1812, durante a Guerra da Independência. Ocorrido em Caracas, o sismo teve 7,7 graus de magnitude na Escala Richter e deixou mais de 10 mil pessoas mortas. Para recuperar a cidade foram adotadas as seguintes medidas: a reconstrução dos templos em seus locais originais e a proibição da construção de novas comunidades sobre as ruínas da cidade ou fora dos limites da mesma. Além disso, um construtor renomado chamado Juan Basilio Piñango apresentou uma proposta de casas antissísmicas, onde madeiras enterradas na terra serviriam como pilares engastados e sobre os vãos das esquadrias haveria um travamento (Guzmán; Amaya, 2015). A cidade foi então reconstruída, mas em 1900 sofreu novamente com um terremoto, dessa vez registrando danos estruturais e vítimas humanas significativamente menores que o anterior.

Após este episódio, o presidente da época, Cipriano Castro, solicitou que o Colegio de Ingenieros (CIV) - entidade de classe dos engenheiros – examinasse as edificações da cidade e elaborasse recomendações construtivas. O grupo determinou então três frentes de trabalho para a avaliação dos danos causados nos templos, nos prédios públicos e em casas particulares. Como resultado dos estudos, houve a elaboração de um relatório com práticas construtivas indicadas para países sísmicos semelhantes à Venezuela (Guzmán; Amaya, 2015). Entretanto, apenas em 1939 foi publicado o primeiro documento normativo do país sobre o assunto, passando por diversas versões e atualizações, tendo sido a última publicada em 2019. Além disso, como forma de monitorar adequadamente a atividade sísmica do país, foram instaladas uma rede sismológica de satélites e uma rede acelerográfica em toda extensão de falhas ativas do país (Lafuente; Grases; Genatios, 2014).

Bertero, em entrevista dada a Reitherman (2009), considerou o terremoto de San Juan ocorrido em 1944, como o precursor da engenharia sísmica na Argentina. Após o desastre o governo tomou algumas medidas para a reconstrução cidade, iniciando assim os debates sobre o fenômeno no país. Dentre as medidas adotadas

estavam: o estudo de um edifício governamental que tinha apresentado bom desempenho durante o sismo e a implementação de um conjunto de requisitos sísmicos temporários. Estas medidas trouxeram muitos avanços para a reconstrução da cidade, adotando práticas semelhantes à utilizada no prédio estudado e a proibição de construções em adobe³ e em concreto simples⁴, evitando assim o colapso das edificações. O sucesso dessas duas últimas medidas pode ser constatado em 1967, quando a cidade sofreu outro terremoto de grandes proporções, entretanto com poucas vítimas fatais (Bertero; Reitherman, 2009).

Após este evento, o Instituto Nacional de Prevenção Sísmica (INPRES) foi criado com o intuito de desenvolver e difundir os regulamentos de cálculo, projeto, execução e controle de construções sismorresistentes. Em 1978, a Secretaria de Obras Públicas da Nação cria o Centro de Investigación dos Regulamentos Nacionales de Seguranças para Obras Civis (CIRSOC) com o objetivo de delegar o estudo, desenvolvimento, atualização e difusão dos regulamentos nacionais de segurança para as construções civis, que em relação às construções sismorresistentes se desenvolveriam em conjunto com o INPRES. Entretanto, apenas em 1983 foi publicado a primeira normativa específica da área – *Reglamento Sismorresistente INPRES-CIRSOC 103* – com inspirações na escola estadunidense para ações sísmicas e na neozelandesa para estruturas de concreto armado. Esta incompatibilidade teórica causou muito descontentamento e reclamações por parte dos profissionais da área, então em 1998 decidiu-se que haveria uma atualização dos regulamentos que, dessa vez, seriam todos baseados na escola estadunidense, já utilizada na maioria dos países da América Latina e que possuía modelagem adequada para o concreto armado em zonas sísmicas. Finalmente, em 2013 diversas partes do regulamento de construções sísmicas sofreram revisões (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2013) e em 2018 foi publicada a última versão da Parte I da normativa que trata de construções sismoresistentes em geral.

³ Construções em adobe são caracterizadas pelo uso de blocos moldados de argila ou barro, tendo sido muito utilizado na América Latina e, atualmente, é considerado um método construtivo sustentável (Silva et. Al, 2020; Christoforu, 2015)

⁴ Concreto simples, segundo a NBR 6118, é aquele que não possui qualquer tipo de armadura, não sendo indicado para a construção de estruturas sujeitas a sismos ou explosões, devido à baixa resistência a tração.

Segundo Martínez (2022), desde o terremoto de Napo, em 1541, o Equador passou a manter um catálogo sísmico com os terremotos destrutivos da região, ocorridos, em média, a cada 12 anos. Assim, a partir dos anos 1900 constatou-se a importância de instalar sismógrafos no país, para a realização de registros mais precisos da atividade sísmica da região (Martínez, 2022). Porém, apenas em 1949, após o terremoto de Ambato que deixou cerca 5 mil mortos, entrou em vigor a norma sísmica do país, passando por diversas atualizações durante os anos seguintes (Lafuente; Grases; Genatios, 2014) e tendo tido sua última versão publicada em 2014.

O processo de elaboração de normas sísmicas no Peru se iniciou em 1960 quando a Faculdade de Engenharia Civil pertencente à Universidade Nacional de Engenharia (UNI) passou a oferecer bolsas de especialização e pós-graduação em engenharia estrutural e antissísmica em institutos e universidades internacionais para seus egressos e docentes. Entretanto, em 1966 ocorreu um terremoto na costa do Peru, registrando 7,6 graus de magnitude na Escala Richter, que resultou na formação de um tsunami. Assim, em 1968 foi aprovado o *Primer Reglamento Provincial* pela Comissão Técnica Municipal de Lima intitulado *Normas Peruanas de Diseño Antissísmico* tendo sido preparada por membros do Instituto de Engenharia de Estruturas e de Construção da UNI. Em 1969, por Decreto Supremo foi nomeada uma comissão para a elaboração do novo *Reglamento Nacional de Construcciones (RNC-1970)* e em agosto de 1970 teve sua aprovação parcial contendo o capítulo IV intitulado: *Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos* que estabelecia requisitos mínimos para projetos de estruturas sismorresistentes sendo considerado a primeira norma sísmica do país, baseado nas normas da Structural Engineers Association of California (SEAOC) de 1967 (Martínez, 2022).

Poucos meses antes da aprovação da normativa, a região de Ancash sofreu com o terremoto considerado o mais destrutivo do país, deixando cerca de 50 mil pessoas mortas e 20 mil desaparecidas. Em 1974, a cidade de Lima registrou outro sismo, desta vez com 78 mortos. Entretanto, os danos observados às edificações indicavam que o regulamento não era adequado para o projeto sismorresistente. Assim, em 1977 foi publicado uma nova normativa denominada *Norma Básica de Diseño Sismo Resistente* desenvolvido por um comitê formado por representantes de universidades locais, da Sociedade de Engenheiros, do Instituto Geofísico e do Comitê Nacional para Prevenção em Desastres (Martínez, 2022).

Em 1996 foi registrado um terremoto na cidade de Nazca, deixando 91 escolas e 100 centros de saúde danificados, além de 75% das construções de adobe condenadas ou colapsadas. Ao inspecionar as estruturas afetadas identificou-se uma falha na formulação das respostas ao aplicar a norma vigente, como os grandes deslocamentos laterais sofridos pelos prédios públicos. Dessa forma, em 1997 foi publicada a *Norma Técnica de Edificaciones N.T.E. E.030 Diseño Sismo Resistente* tendo sido proposta pelo Serviço Nacional de Capacitação para a Indústria da Construção (SENCICO). Por fim, esta norma segue vigente tendo sofrido atualizações em 2003 e em 2018. O Peru ainda conta com a norma *NTE E.031 Aislamiento sísmico* própria para o projeto de estabelecimentos de saúde e categorizados como essenciais (Martínez, 2022).

O terremoto de Popayán em 1983 foi o marco para criação da norma sísmica colombiana. Em 1984 foi emitida a primeira norma de resistência sísmica (AIS-100), através do Decreto 1400, tendo como principal enfoque a reconstrução de Popayán. Este decreto foi desenvolvido a partir de iniciativa semelhante à usada pelo Chile, tendo sido criado um convênio entre a Universidade de Illinois e a Universidade dos Andes, contando com o auxílio de professores que haviam trabalhado no projeto da ATC-3-06 – Tentative Seismic Provisions. Este convênio foi considerado um dos melhores programas de transferência de tecnologia a nível mundial segundo a National Science Foundations (NSF) dos Estados Unidos. Em 1998, através da Lei 400 que regulamentava a engenharia sísmica em edificações, foi publicado o *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98* tendo tido sua atualização em 2010, sendo chamado NSR-10 (García, 2014).

O Brasil foi o último desses países a se preocupar com a atividade sísmica do seu território, tendo publicado o Boletim Sísmico Brasileiro em 1982, a partir dos estudos de discentes da Universidade de São Paulo (USP), Universidade Federal de Brasília (UnB), Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do estado de São Paulo (Assumpção *et al.*, 2014). E apenas em 2003, devido à necessidade de adequação da NBR 6118 para registro na ISO, iniciou-se o processo de elaboração de uma norma sísmica (NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos), que foi publicada apenas em 2006 (Battagin, 2015).

A partir de 2020, numa iniciativa de modernização, diversas normas relativas ao projeto de estruturas passaram a ser revisadas, dentre elas a NBR 15421. A atualização foi publicada em 23 de maio de 2023 após aprovação em Consulta Nacional, contendo como principais modificações a correção no mapa de perigo sísmico e ajustes no formato do espectro de resposta (Nóbrega; Nóbrega; Santos, 2023).

Além da publicação de normas e regulamentos, muitos países tiveram a implantação de redes de monitoramento sismográfico e elaboração de mapas a partir da década de 1950 a fim de compreender melhor o comportamento do solo e realizar previsões da ocorrência de abalos sísmicos (Lafuente; Grases; Genatios, 2014). Atualmente, na região da América Latina, apenas Uruguai e Paraguai não têm normas sísmicas publicadas.

5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS APLICADOS A SISMOS

Bauchau e Craig (2009) definem a análise estrutural como a avaliação das deformações e tensões internas de um corpo rígido submetido a ações de cargas aplicadas. Esta análise pode ser classificada como estática ou dinâmica e se diferem por dois principais aspectos: a variação do tempo e a consideração das forças de inércia. Ou seja, quando o carregamento aplicado numa estrutura depende diretamente da variação de tempo e/ou considera as forças de inércia para o equilíbrio do sistema, é considerado dinâmico e, conseqüentemente, a solução deste problema é chamada de análise dinâmica. Caso contrário, o carregamento será estático assim como a análise da estrutura (Bauchau; Craig, 2009; Clough; Penzien, 2003; Soriano, 2014).

Dentre os esforços dinâmicos atuantes em estruturas podemos citar as cargas sísmicas e de vento (ou aerodinâmicas). Entretanto, há uma diferença importante entre a modelagem destas duas, enquanto as solicitações aerodinâmicas são aplicadas sob a superfície externa da estrutura, as sísmicas são correlacionadas às forças de inércia, atuantes na base da mesma, ou seja, as cargas sísmicas estão diretamente relacionadas à massa da estrutura (Dantas, 2013). Hibbeler (2012) destaca ainda o fato de terremotos produzirem cargas resultantes da distorção da estrutura, causada pelo movimento do solo e pela resistência lateral da estrutura, assim, dependendo da quantidade e do tipo de acelerações do solo e da rigidez da estrutura.

Apesar de as cargas sísmicas atuarem como esforços dinâmicos, é possível analisá-las também por métodos estáticos, ainda que menos precisos. Neste capítulo, serão apresentados alguns dos métodos de análise sísmica mais utilizados em normas vigentes, sejam estes estáticos ou dinâmicos.

5.1 ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática de uma estrutura sismorresistente pode ser obtida pela idealização de uma força horizontal que represente os esforços produzidos por um sismo, a fim de facilitar a solução do problema, visto que a análise dinâmica requer, muitas vezes, muitas iterações (Soriano, 2014).

5.1.1 Método Das Forças Estáticas Equivalentes

O Método das Forças Estáticas Equivalentes (ou das Forças Horizontais Equivalentes) é formulado pela representação da ação sísmica como “um conjunto de forças estáticas proporcionais às cargas gravitacionais atuantes na estrutura” (Lima; Santos, 2008, p. 139).

As normas sísmicas, em geral, determinam um espectro de projeto, que deve ser utilizado para a obtenção da cortante basal (força de cisalhamento na base da estrutura) a partir da aceleração espectral correspondente ao período fundamental da estrutura (Humar; Mahgoub, 2003; Lima; Santos, 2008). Posteriormente, essa força é distribuída pelos pavimentos aplicando-se um coeficiente de distribuição (Lima; Santos, 2008). Essas forças distribuídas são aplicadas no centro de massa de cada piso, a fim de obter a resposta da estrutura sob a ação sísmica.

Como a cortante basal é calculada a partir do primeiro modo de vibração, ignorando os superiores, os resultados obtidos por esta análise tendem a ser superestimados em relação ao comportamento real da estrutura (Humar; Mahgoub, 2003).

5.1.2 Método Estático Não-linear (Pushover)

Para o caso específico de sistemas estruturais com comportamento não-linear (inelástico), geralmente, aplica-se o Método Estático Não-linear, conhecido como Método Pushover. Este método possui diversas formulações, tendo sido recomendado como ferramenta para fins de projeto e avaliação de reabilitação de estruturas existentes pelo National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP), além de ter seu uso indicado pela SEAOC (Mwafy; Elnashai, 2001).

A Análise Pushover parte da aplicação e distribuição vertical de uma força lateral pré-definida que é aumentada em proporção constante com um controle de deslocamento no topo do edifício, a fim de atingir determinado nível de deformação. A deformação alvo é determinada, geralmente, como sendo a esperada no terremoto de projeto ou correspondente ao colapso estrutural, quando se avalia estruturas existentes (Mwafy; Elnashai, 2001).

Outra abordagem deste método é o procedimento denominado Análise Pushover Modal, proposto por Chopra e Goel (2001). Neste procedimento primeiro é calculada a resposta máxima do sistema inelástico às forças sísmicas efetivas pela Análise Pushover e, posteriormente, a resposta total é determinada por um critério de combinação modal (Chopra; Goel, 2001). Uma desvantagem deste procedimento é a necessidade de realizar várias iterações, de acordo com o número de modos de vibração considerados (Kim; Kurama, 2008).

Pensando nisso, Kim e Kurama (2008) propõem o procedimento Pushover Proporcional à Massa, onde os efeitos dos modos superiores são agrupados em uma distribuição única de força lateral invariante proporcional às massas sísmicas totais atribuídas à estrutura nos níveis de piso e teto. Entretanto, não se indica o uso deste procedimento para estruturas irregulares (Kim; Kurama, 2008).

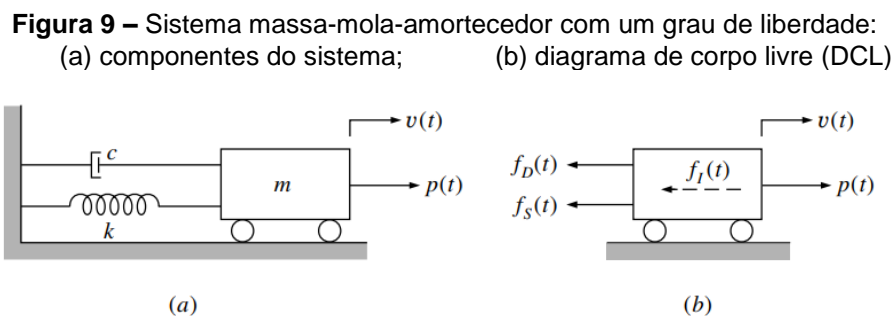
5.2 ANÁLISE DINÂMICA

Segundo Lima e Santos (2008), a análise dinâmica de estruturas tem como objetivo determinar os deslocamentos, velocidades e acelerações de elementos constituintes de estruturas submetidas a cargas dinâmicas, além de permitir a verificação da atuação de forças de inércia e de amortecimento geradas pela variação dessas acelerações e velocidades, conforme o instante de tempo.

5.2.1 Sistemas De Um Grau De Liberdade (1GDL ou *SDOF Systems*)

Para o estudo da dinâmica estrutural é fundamental o entendimento dos sistemas de acordo com os graus de liberdade atuantes. O número de graus de liberdade de um sistema é definido de acordo com a quantidade de deslocamentos ou de coordenadas independentes necessárias para a definição precisa das posições de todas as massas do sistema a qualquer instante (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008; Paz; Kim, 2019). Desta forma, um sistema que apresenta massa concentrada em um dado local da estrutura e que se desloca em apenas uma direção é denominado como um sistema de um grau de liberdade (1GDL ou *SDOF Systems*, pela sigla em inglês) (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008; Paz; Kim, 2019).

O sistema de 1GDL clássico é representado por um conjunto massa-mola-amortecedor (Figura 9a), com toda a massa (m) do sistema aplicada no bloco rígido com apoio móvel, permitindo seu deslocamento em apenas uma direção. Além disso, a resistência ao deslocamento é fornecida pela mola de rigidez (k) e o mecanismo de energia é representado pelo amortecedor (c). A carga dinâmica externa $p(t)$ produz a resposta do sistema de acordo com a variação do tempo e a coordenada $u(t)$ define a posição da massa (Clough; Penzien, 2003).



Fonte: Clough e Penzien (2003)

Para este sistema, a equação do movimento pode ser expressa utilizando-se o Princípio de D'Alembert que determina que o equilíbrio dinâmico pode ser obtido adicionando-se às forças externas aplicadas uma força fictícia, chamada de força de inércia, que é o produto da massa pela aceleração e atua no sentido contrário ao do movimento (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008; Paz; Kim, 2019).

Como mostrado no Diagrama de Corpo Livre (DCL) do modelo (Figura 9b) as forças atuantes são: a carga aplicada $p(t)$, a força de inércia $f_I(t)$, a força de amortecimento $f_D(t)$ e a força elástica na mola $f_S(t)$. Assim, a equação de equilíbrio do sistema é dada por:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (1)$$

Sendo cada uma das forças resultantes funções do deslocamento $u(t)$ e de suas derivadas.

De acordo com o Princípio de D'Alembert, a força de inércia pode ser descrita como:

$$f_I(t) = m \times \ddot{u}(t) \quad (2)$$

sendo $\ddot{u}(t)$ a aceleração do sistema.

Em estruturas reais, o amortecimento ocorre devido à dissipação de energia através de diversos mecanismos e, geralmente, se dá pela presença de mais de um deles. Entretanto, para uma estrutura com um grau de liberdade é satisfatória a suposição do mecanismo de *amortecimento viscoso*, que ocorre a partir da movimentação de um corpo em meio fluído ou devido à passagem de um líquido ou gás por um orifício (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008; Paz; Kim, 2019). Assim sendo, a força de amortecimento é dada como produto da velocidade pelo coeficiente de amortecimento (c):

$$f_D(t) = c \times \dot{u}(t) \quad (3)$$

onde $\dot{u}(t)$ é a velocidade do sistema.

A força elástica é dada pela suposição de um sistema linear, com proporcionalidade entre força e deslocamento produzido, e é expressa por:

$$f_S(t) = k \times u(t) \quad (4)$$

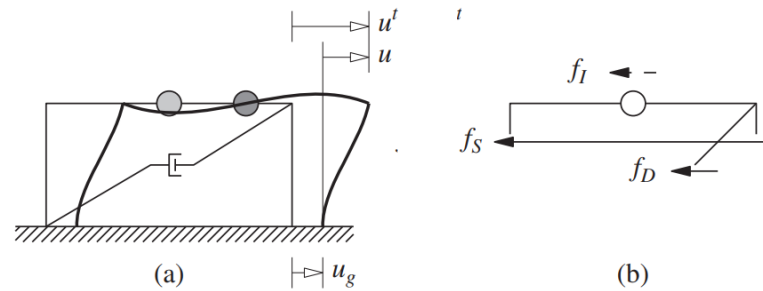
onde k é a rigidez da mola.

Substituindo as equações (2), (3) e (4) em (1), temos a equação do movimento para o sistema de 1GDL:

$$m \times \ddot{u}(t) + c \times \dot{u}(t) + k \times u(t) = p(t) \quad (5)$$

Além do sistema clássico (massa-mola-amortecedor) pode se aplicar os fundamentos do sistema de 1GDL para estruturas submetidas ao movimento da base, principalmente os causados por sismos (Chopra, 2014). Desta forma, a Figura 10a apresenta o deslocamento do terreno indicado por u_g , o deslocamento absoluto por u^t e o deslocamento relativo entre a massa e o terreno por u . Assim sendo, temos a seguinte relação:

Figura 10 – Influência do movimento na base no sistema de 1GDL: (a) componentes do sistema; (b) diagrama de corpo livre



Fonte: Chopra (2014)

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (6)$$

Utilizando novamente o conceito de equilíbrio dinâmico de D'Alembert e tendo como base o DCL apresentado na Figura 10b, temos:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \quad (7)$$

Como o deslocamento de corpo rígido da estrutura não produz forças internas, apenas o movimento relativo produzirá forças elásticas e de amortecimento (Chopra, 2014). Assim, as equações (3) e (4) se mantêm inalteradas, enquanto a força de inércia f_I , neste caso, dependerá do deslocamento absoluto:

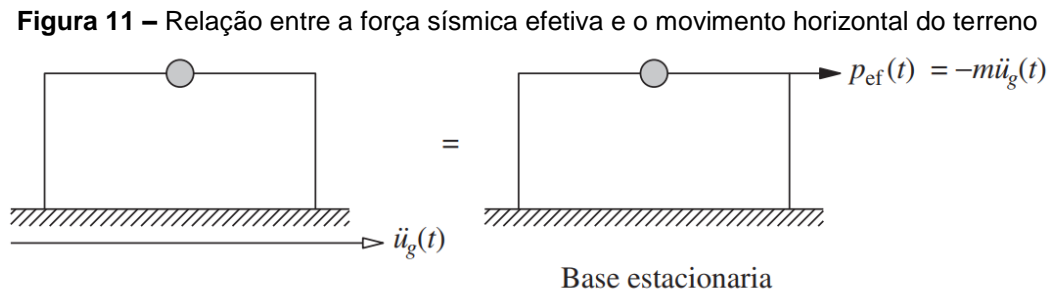
$$f_I(t) = m \times \ddot{u}^t(t) \quad (8)$$

Substituindo as equações (3), (4) e (8) em (7) e utilizando a equação (6), obtém-se:

$$m \times \ddot{u}(t) + c \times \dot{u}(t) + k \times u(t) = -m \times \ddot{u}_g(t) \quad (9)$$

Comparando as equações (5) e (9) observa-se que as equações de movimento para uma estrutura submetida a uma força externa e a uma aceleração do terreno são semelhantes entre si. Assim, o deslocamento relativo $u(t)$ da estrutura devido a aceleração do terreno $\ddot{u}_g(t)$ será idêntica ao deslocamento $u(t)$ da estrutura

quando sua base for considerada estacionária e submetida a uma força externa (Figura 11) dada por:



Fonte: Chopra (2014)

$$p_{ef} = -m \times \ddot{u}_g(t) \quad (10)$$

Esta força será chamada de força sísmica efetiva e é proporcional à massa da estrutura. Desta forma, o projetista deve alterá-la de acordo com o incremento da massa da estrutura projetada (Chopra, 2014).

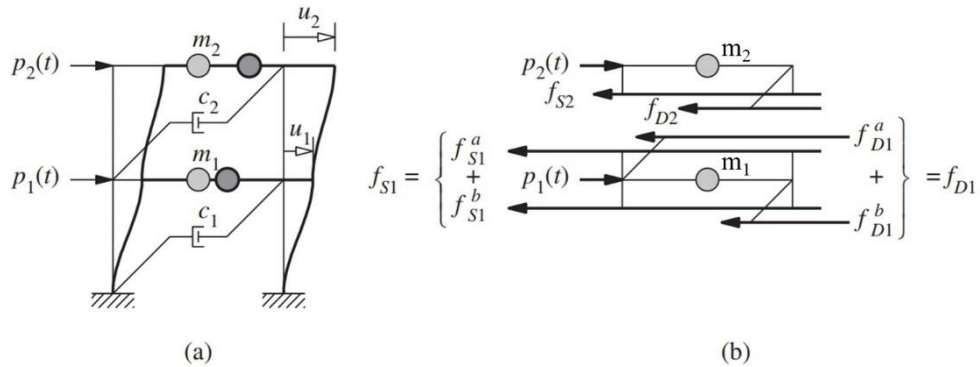
Apesar do entendimento do comportamento do sistema de 1GDL ser fundamental para os estudos da dinâmica estrutural, a modelagem de estruturas com essas características é limitada, não condizendo com o comportamento de estruturas reais (Lima; Santos, 2008). Portanto, a seguir apresenta-se um modelo de sistema com vários graus de liberdade (*MDOF Systems*, pela sigla em inglês), bem como suas equações de equilíbrio dinâmico.

5.2.2 Sistemas Com Vários Graus De Liberdade (*MDOF Systems*)

Considerando um pórtico plano de dois andares submetido a forças externas $p_1(t)$ e $p_2(t)$ e massas m_1 e m_2 aplicadas ao nível dos andares (Figura 12a), admitindo que as vigas sejam rígidas e resistentes à flexão e que sejam desprezadas a deformação axial nas vigas e nos pilares e o efeito da força axial na rigidez dos pilares.

Para a massa m_1 , tomando o DCL apresentado na (Figura 12b) e aplicando o Princípio do Equilíbrio Dinâmico de D'Alembert, têm-se:

Figura 12 – Pórtico plano com dois graus de liberdade:
a) componentes do sistema; b) diagrama de corpo livre (DCL)



Fonte: Adaptado de Chopra (2014)

$$m_1 \times \ddot{u}_1(t) + f_{D1}^a(t) + f_{D1}^b(t) + f_{S1}^a(t) + f_{S1}^b(t) = p_1(t) \quad (11)$$

A equação (11) pode ser reescrita para qualquer coordenada j , como:

$$f_{Ij}(t) + f_{Dj}(t) + f_{Sj}(t) = p_j(t) \quad (12)$$

onde f_{Ij} , f_{Dj} e f_{Sj} são as forças de inércia, de amortecimento e elástica, respectivamente.

Escrevendo as equações para todo o pórtico, chega-se ao seguinte sistema matricial de equações:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{Bmatrix} \quad (13)$$

onde os deslocamentos e suas derivadas são representados por u_j , \dot{u}_j e \ddot{u}_j , respectivamente. As rigidezes dos andares são denominadas por k_j e os coeficientes de amortecimento por c_j .

Em forma compacta, tem-se a seguinte equação matricial:

$$\underline{\underline{m}}\ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{c}}\dot{\underline{u}} + \underline{\underline{k}}\underline{u} = \underline{\underline{p}}(t) \quad (14)$$

onde $\underline{\underline{m}}$, $\underline{\underline{c}}$ e $\underline{\underline{k}}$, agora, são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, respectivamente, e $\underline{\underline{u}}$, $\dot{\underline{\underline{u}}}$, $\ddot{\underline{\underline{u}}}$ e $\underline{\underline{p}}(t)$ os vetores de deslocamentos, velocidades, acelerações e de forças aplicadas, respectivamente. Generalizando, para um sistema

com n graus de liberdade, as matrizes \underline{m} , \underline{c} e \underline{k} serão quadradas de ordem n . Para o caso de edifícios sujeitos à movimentação do solo (ou à sismos), utilizando a mesma analogia aplicada para o sistema de 1GDL, pode-se definir, no lado direito da Equação (14), um vetor de força sísmica efetiva $p_{ef}(t)$ como:

$$p_{ef}(t) = -\underline{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (15)$$

onde $\mathbf{1}$ é um vetor de ordem n com todos os elementos iguais a unidade, e $\ddot{u}_g(t)$ é a aceleração do terreno. Reescrevendo a Equação (14) para o movimento da base, temos:

$$\underline{m}\ddot{u} + \underline{c}\dot{u} + \underline{k}u = p_{ef}(t) \quad (16)$$

De maneira geral, um Sistema MDOF pode ser representado como uma estrutura reticulada que possui nós na junção dos elementos. Assim, o deslocamento dos nós são os graus de liberdade da estrutura. Desta forma, em um pórtico plano cada nó tem três graus de liberdade (duas translações e uma rotação), enquanto um pórtico tridimensional tem seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações, de acordo com os eixos) (Chopra, 2014).

O número de graus de liberdade a serem considerados em um projeto é selecionado de acordo com as escolhas do engenheiro calculista; números maiores proporcionam melhores aproximações do verdadeiro comportamento dinâmico, entretanto podem sobrecarregar o sistema operacional. Em muitos casos podem ser obtidos excelentes resultados com a redução dos graus de liberdade (Clough; Penzien, 2003), para tanto pode-se utilizar os conceitos de Diafragma Rígido ou de Condensação Estática.

O Diafragma Rígido é um conceito baseado na restrição cinemática, que reduz os deslocamentos de muitos graus de liberdade para um conjunto menor de variáveis. Geralmente, assume-se que cada diafragma de piso é rígido em seu próprio plano e flexível na direção vertical – que é um comportamento comum ao sistema de piso. Esta suposição reduz os graus de liberdade de cada um dos nós de 6 para 3, ou seja, o diafragma em cada andar terá 3 graus de liberdade (duas translações horizontais e

uma rotação em torno do eixo vertical) definidos no centro de massa (Chopra, 2014; Clough; Penzien, 2003).

O Método de Condensação Estática (ou Redução de Guyan), baseado em restrições de equilíbrio estático, tem como objetivo eliminar da análise dinâmica os graus de liberdade em que não há participação de massa da estrutura, desde que não haja atuação de força externa nos graus de liberdade rotacionais. Apesar deste procedimento proporcionar uma redução considerável no número de graus de liberdade a ser utilizado, a redução no esforço computacional pode ser pouco significativa (Chopra, 2014; Clough; Penzien, 2003; Lima; Santos, 2008).

5.3 ANÁLISE SÍSMICO-ELÁSTICA DE ESTRUTURAS

Determinada a equação de equilíbrio dinâmico do sistema e o tipo de estrutura a ser analisado, é necessário determinar o método de análise. Para os casos de análise de estruturas sismorresistentes, os métodos dinâmicos mais utilizados são os de Análise do Histórico da Resposta no Tempo e de Análise Modal utilizando Espectros de Resposta ou de Projeto.

Neste trabalho será abordado a Análise Modal utilizando Espectros de Projeto que é detalhada nas seções seguintes.

5.3.1 Análise Modal

A Análise Modal ou Método de Superposição Modal é dada pela combinação linear dos modos de vibração da estrutura analisada, tendo sua aplicação restrita a estruturas com comportamento linear, devido ao princípio da superposição dos efeitos (Lima; Santos, 2008). Para estes sistemas é possível determinar as frequências e os modos naturais de vibração, tendo cada modo seu próprio padrão de deformação, sua própria frequência e seu próprio amortecimento. Assim, cada resposta modal pode ser calculada separadamente como uma função do tempo a partir da análise de um sistema de 1GDL e, posteriormente, combinada com as demais para obtenção da resposta total (Chopra, 2014).

Assumindo um sistema MDOF não amortecido em vibração livre, ou seja, que tem a imposição de condições iniciais sem a ação externa de uma excitação dinâmica

e não apresenta mecanismo de dissipação de energia (Lima; Santos, 2008), tem-se a seguinte equação de movimento:

$$\underline{m}\ddot{\mathbf{u}} + \underline{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (17)$$

Definindo o vetor de movimento como:

$$\mathbf{u}(t) = q_n(t)\varphi_n \quad (18)$$

onde φ_n é um vetor constante que representa, fisicamente, uma configuração física deformada. Descrevendo a variação dos deslocamentos como uma função harmônica simples da forma:

$$q_n(t) = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t) \quad (19)$$

sendo A_n e B_n constantes de integração determinadas pelas condições iniciais e ω_n é a frequência natural.

Como φ_n é constante, a equação (18) representa um movimento sincronizado onde as coordenadas do vetor \mathbf{u} mantêm a mesma relação em qualquer instante de tempo. Combinando as equações (18) e (19), obtém-se:

$$\mathbf{u}(t) = \varphi_n [A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t)] \quad (20)$$

onde ω_n e φ_n são incógnitas.

Substituindo (20) na equação de movimento (17), tem-se:

$$[-\omega_n^2 \underline{m}\varphi_n + \underline{k}\varphi_n]q_n(t) = \mathbf{0} \quad (21)$$

Esta igualdade pode ser atendida de duas formas. Sendo $q_n(t) = 0$, o que implica que o sistema está em repouso e $\mathbf{u}(t) = \mathbf{0}$, ou supondo que as frequências ω_n e os modos φ_n satisfaçam a seguinte equação:

$$\underline{\mathbf{k}}\varphi_n = \omega_n^2 \underline{\mathbf{m}}\varphi_n \quad (22)$$

Esta equação é denominada como problema matricial de valor característico. As matrizes de rigidez $\underline{\mathbf{k}}$ e de massa $\underline{\mathbf{m}}$ são conhecidas, sendo possível determinar o escalar ω_n^2 e o vetor φ_n (Chopra, 2014).

A equação (22) pode ser reescrita, a fim de indicar a solução formal, como:

$$[\underline{\mathbf{k}} - \omega_n^2 \underline{\mathbf{m}}]\varphi_n = \mathbf{0} \quad (23)$$

que pode ser interpretada como um conjunto de equações algébricas homogêneas para os N elementos φ_{jn} ($j = 1, 2, \dots, N$). Este conjunto sempre tem a solução trivial $\varphi_n = \mathbf{0}$ que implica na ausência de movimento, não apresentando interesse, neste caso (Chopra, 2014). Assim, as soluções não-triviais podem ser obtidas se:

$$\det[\underline{\mathbf{k}} - \omega_n^2 \underline{\mathbf{m}}] = 0 \quad (24)$$

onde \det é o determinante da matriz.

Desenvolvendo a equação (24) obtém-se um polinômio de ordem N em função de ω_n^2 , denominado polinômio característico ou polinômio de frequência. Como $\underline{\mathbf{m}}$ e $\underline{\mathbf{k}}$ são matrizes simétricas e positivas, o polinômio apresenta raízes reais e positivas, chamadas de autovalores, que fornecem as N frequências naturais de vibração ω_n ($n = 1, 2, \dots, N$), que são ordenadas, geralmente, de forma crescente (Chopra, 2014).

Conhecida uma frequência natural ω_n , pode-se calcular seu correspondente vetor φ_n . Entretanto, a partir deste problema de valor característico não é possível determinar os valores absolutos dos vetores φ_n , apenas os valores relativos dos N deslocamentos φ_{jn} ($j = 1, 2, \dots, N$). Ainda assim, existem N vetores independentes φ_n , conhecidos como modos de vibração naturais, ou autovetores, para às N frequências naturais ω_n de um sistema MDOF.

O termo natural é utilizado para apontar que essas propriedades de vibração são propriedades naturais da estrutura de vibração livre e que dependem apenas de suas propriedades de massa e rigidez. Além disso, o subíndice n indica o número do modo de vibração, e o primeiro modo ($n = 1$) é conhecido como modo fundamental (Chopra, 2014).

Os N autovetores φ_n podem ser agrupados em uma única matriz chamada matriz modal Φ , onde cada coluna representa um modo natural, sendo definida por:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \varphi_{1,1} & \dots & \varphi_{1,N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \varphi_{N,1} & \dots & \varphi_{N,N} \end{bmatrix} \quad (25)$$

Os autovalores ω_n^2 podem ser organizados em uma matriz diagonal, denominada matriz espectral Ω^2 :

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (26)$$

A partir do uso das matrizes modal e espectral é possível reunir todas as relações que satisfazem a equação (22) em uma única equação matricial:

$$\underline{k}\Phi = \underline{m}\Phi\Omega^2 \quad (27)$$

Como os modos de vibração possuem a propriedade de ortogonalidade sempre que $\omega_n \neq \omega_r$, é possível definir que as seguintes matrizes quadradas são diagonais:

$$K \equiv \Phi^T \underline{k} \Phi \quad M \equiv \Phi^T \underline{m} \Phi \quad (28)$$

onde os elementos da diagonal são:

$$K_n = \varphi_n^T \underline{k} \varphi_n \quad M_n = \varphi_n^T \underline{m} \varphi_n \quad (29)$$

Como \underline{m} e \underline{k} são matrizes positivas definidas, os elementos diagonais M_n e K_n são positivos e se relacionam a partir de:

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (30)$$

Como dito anteriormente, o problema de valor característico, dado pela equação (22), determina apenas valores relativos para os modos naturais. Para isso são aplicados fatores de escala aos modos de vibração para padronizar os elementos associadas com vários graus de liberdade. Este processo é chamado de normalização. Em dinâmica estrutural, geralmente, normaliza-se os modos em relação à matriz de massas, a fim de obter valores unitários (Chopra, 2014). Assim:

$$M_n = \varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \varphi_n = 1 \quad \Phi^T \underline{\mathbf{m}} \Phi = I \quad (31)$$

onde I é a matriz identidade. Esta equação exige que os modos naturais não sejam apenas ortogonais, mas também normalizados em relação a $\underline{\mathbf{m}}$, sendo assim chamados de conjunto ortonormal de massa (Chopra, 2014). Assim sendo, as equações (28) e (29) resultam em:

$$K = \Phi^T \underline{\mathbf{k}} \Phi = \Omega^2 \quad K_n = \varphi_n^T \underline{\mathbf{k}} \varphi_n = \omega_n^2 M_n = \omega_n^2 \quad (32)$$

Como qualquer conjunto de N vetores independentes pode ser usado como base para representar qualquer outro vetor de ordem N , adota-se aqui uma expansão modal para os deslocamentos \mathbf{u} a partir da forma:

$$\mathbf{u} = \sum_{r=1}^N \varphi_r q_r = \Phi \mathbf{q} \quad (33)$$

onde q_r são chamadas coordenadas modais. Quando φ_r é conhecido, pode-se avaliar q_r para um dado \mathbf{u} multiplicando ambos os lados da equação (33) por $\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}}$:

$$\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \mathbf{u} = \sum_{r=1}^N (\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \varphi_r) q_r \quad (34)$$

A partir da propriedade de ortogonalidade, todos os termos do somatório desaparecem, restando apenas $r = n$, assim:

$$\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \mathbf{u} = (\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \varphi_n) q_n \quad (35)$$

Como os produtos matriciais em ambos os lados da equação são escalares, pode-se escrever:

$$q_n = \frac{\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \mathbf{u}}{\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \varphi_n} = \frac{\varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \mathbf{u}}{M_n} \quad (36)$$

Esta expansão modal do vetor de deslocamentos \mathbf{u} é fundamental para a análise da resposta sísmica dos sistemas com vários graus de liberdade.

5.3.1.1 Resposta de uma estrutura ao movimento do solo induzido por sismo

Seguindo os critérios apresentados na seção 5.2.2, a resposta do sistema de vários graus de liberdade a um movimento induzido por sismos é dada pela equação (14). Neste caso, a matriz de amortecimento $\underline{\mathbf{c}}$ é substituída pelo uso do fator de amortecimento, geralmente adotado pelas normas de construção o valor de 5%, devido à dificuldade de se determinar os valores exatos de amortecimento (Chopra, 2014).

Tomando a equação (33) e aplicando na equação (14), pode-se escrever:

$$\sum_{r=1}^N \underline{\mathbf{m}} \varphi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \underline{\mathbf{c}} \varphi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \underline{\mathbf{k}} \varphi_r q_r(t) = \mathbf{p}_{ef}(t) \quad (37)$$

Multiplicando cada termo da equação por φ_n^T , obtém-se:

$$\sum_{r=1}^N \varphi_n^T \underline{\mathbf{m}} \varphi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \varphi_n^T \underline{\mathbf{c}} \varphi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \varphi_n^T \underline{\mathbf{k}} \varphi_r q_r(t) = \varphi_n^T \mathbf{p}_{ef}(t) \quad (38)$$

que pode ser reescrita como:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_{efn}(t) \quad (39)$$

onde M_n e K_n são determinadas pela equação (29) e

$$C_{nr} = \varphi_n^T \underline{c} \varphi_r \quad P_{efn}(t) = \varphi_n^T \underline{p}_{ef}(t) \quad (40)$$

Admitindo um sistema com amortecimento clássico, $C_{nr} = 0$ se $n \neq r$ e, portanto, a equação (39) pode ser reduzida a

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) = P_{efn}(t) \quad (41)$$

A distribuição espacial das forças sísmicas efetivas \underline{p}_{ef} é dada por $\underline{s} = \underline{m}\mathbf{1}$. Esta distribuição pode ser expandida como um somatório das distribuições de força inercial modal \underline{s}_n :

$$\underline{m}\mathbf{1} = \sum_{n=1}^N \underline{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \underline{m} \varphi_n \quad (42)$$

onde

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \varphi_n^T \underline{m}\mathbf{1} \quad (43)$$

Assim, a contribuição do n -ésimo modo para \underline{s} é

$$\underline{s}_n = \Gamma_n \underline{m} \varphi_n \quad (44)$$

que é independente da normalização dos modos de vibração.

Assim, a equação modal para o sistema em questão é dada por:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (45)$$

sendo ξ_n o fator de amortecimento modal de ordem n adotado para o sistema e Γ_n o fator de participação modal.

A fim de enfatizar a conexão com o n -ésimo modo, substitui-se u por D_n (deformação do sistema) obtendo-se:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (46)$$

Comparando as equações (45) e (46), pode-se estabelecer a seguinte relação:

$$q_n(t) = -\Gamma_n D_n(t) \quad (47)$$

Assim, $q_n(t)$ pode ser facilmente determinado após a resolução da equação (46) para $D_n(t)$, utilizando métodos numéricos.

A contribuição do n -ésimo modo aos deslocamentos nodais $\mathbf{u}(t)$ é:

$$\mathbf{u}_n(t) = \varphi_n q_n(t) = -\Gamma_n \varphi_n D_n(t) \quad (48)$$

Para determinar as forças nos elementos estruturais (vigas, pilares, etc.) a partir dos deslocamentos $\mathbf{u}_n(t)$ pode-se utilizar as forças estáticas equivalentes associadas à resposta modal de ordem n que, neste caso, são $\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{k}\mathbf{u}_n(t)$. Assim, com o auxílio das equações (22) e (44), conclui-se que

$$\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{s}_n A_n(t) \quad (49)$$

onde

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (50)$$

sendo $A_n(t)$ denominada resposta da pseudo-aceleração modal de ordem n do sistema de 1GDL.

A partir de uma análise estática da estrutura submetida às forças externas $\mathbf{f}_n(t)$, é possível determinar a contribuição $r_n(t)$ do n -ésimo modo a qualquer quantidade de resposta $r(t)$, como uma combinação linear dos deslocamentos estruturais $\mathbf{u}(t)$ (Chopra, 2014). Indicando r_n^{st} como a resposta modal estática, ou seja, o valor de r devido às forças externas, então:

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (51)$$

A combinação das contribuições de resposta de todos os modos resulta na resposta total da estrutura ao movimento do solo. Portanto, os deslocamentos nodais são:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \varphi_n D_n(t) \quad (52)$$

Utilizando a equação (51) obtém-se o resultado geral para qualquer quantidade de resposta:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (53)$$

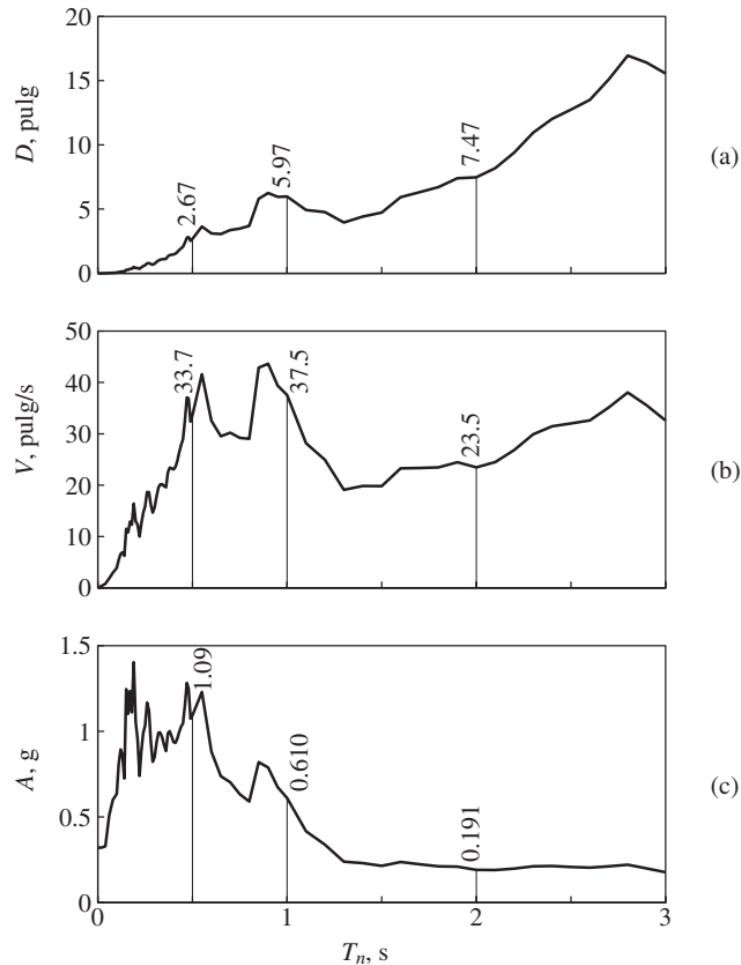
5.3.2 Espectros De Resposta E Espectros De Projeto

Denomina-se Espectro de Resposta o gráfico que apresenta a resposta máxima, seja em relação aos deslocamentos, velocidades ou acelerações, para uma determinada excitação em função do período ou da frequência natural para um sistema de 1GDL. Este conceito foi desenvolvido por M. A. Biot em 1932, e aperfeiçoado por G. W. Housner, a fim de caracterizar os efeitos de abalos sísmicos em estruturas (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008).

Geralmente, os gráficos de espectros de resposta para excitação sísmica são concebidos a partir do cálculo da resposta a uma excitação específica de um sistema de 1GDL com diversos valores de amortecimento. Além disso, os espectros de

respostas podem ser de deslocamento, pseudovelocidade ou pseudoaceleração (Figura 13), e são selecionados de acordo com a necessidade (Chopra, 2014; Paz; Kim, 2019).

Figura 13 – Espectros de resposta para o movimento do solo do terremoto El Centro: (a) espectro de deformação; (b) espectro de pseudovelocidade; (c) espectro de pseudoaceleração

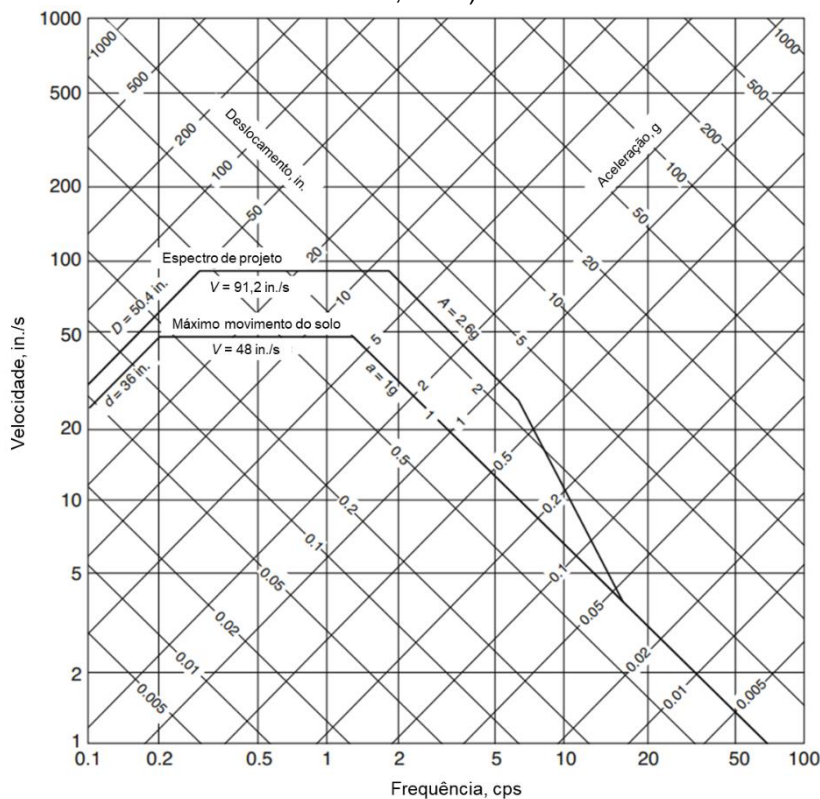


Fonte: Adaptado de Chopra (2014, p. 211)

Clough e Penzien (2003) destacam a existência de grandes variações nos valores espectrais de resposta e nas formas das curvas espectrais, quando da análise de curvas geradas para movimentos de terra registrados em diferentes locais durante terremotos passados. Isto se dá pelo fato do gráfico do espectro de resposta depender de diversos fatores específicos de cada terremoto, como o mecanismo de liberação de energia, a distância epicentral, a profundidade focal, a geologia e as condições do solo na estação de registro, entre outros (Clough; Penzien, 2003).

Como o espectro de resposta é específico para um determinado sismo, ocorrido em um dado local, sua utilização para o projeto de estruturas ou avaliação da segurança de edifícios existentes é imprecisa, pois não há como garantir que os sismos futuros apresentarão as mesmas características de sismos passados, mesmo que ocorram no mesmo local (Lima; Santos, 2008). Desta forma, Newmark e Hall (1973) detalharam a construção do espectro de projeto a partir da amplificação do movimento de terra por fatores que dependem do amortecimento do sistema obtendo-se a suavização de espectros de resposta (Figura 14) (Paz; Kim, 2019).

Figura 14 – Espectro de projeto elástico normalizado para o pico de aceleração do solo de 1,0 g para 5% de amortecimento (Newmark e Hall, 1973)



Fonte: Adaptado de Paz e Kim (2019, p. 124)

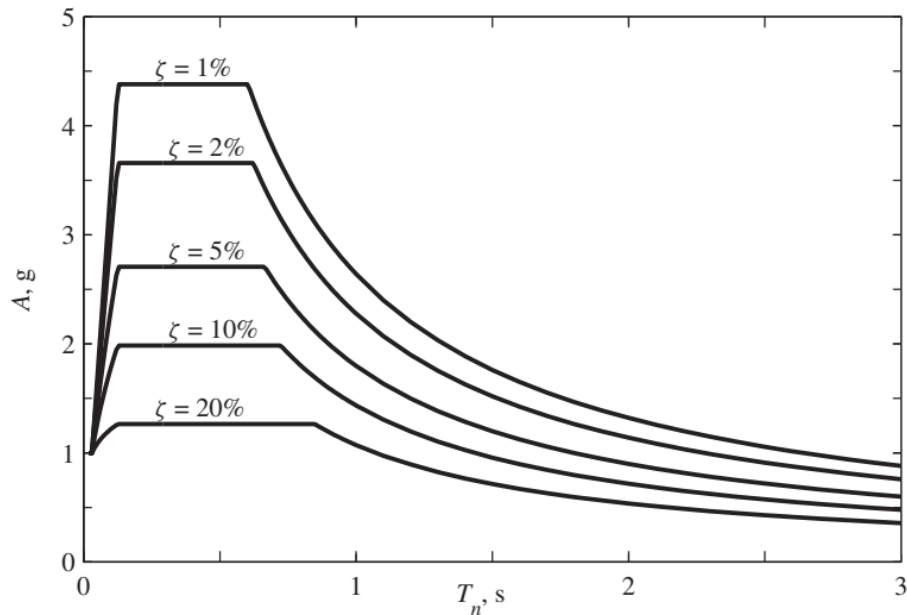
Assim, o espectro de projeto baseia-se na análise estatística dos espectros de resposta para um conjunto de terremotos registrados, permitindo o cálculo da força e da deformação de projeto para sistemas de 1GDL a partir do período de vibração natural e do fator de amortecimento (Chopra, 2014).

5.3.3 Análise Modal Espectral

O método de Análise Modal Espectral é dado pela análise estrutural a partir do espectro de projeto e tendo como base a superposição modal, apresentada na seção 5.3.1. A utilização deste método permite o cálculo da resposta máxima, entretanto não indica em que instante de tempo ocorre, sendo necessária a utilização de critérios de combinação modal para obtenção de resultados mais precisos (Lima; Santos, 2008).

Tomando o espectro de pseudo-aceleração de ordenada $A(T_n, \xi_n)$, como o mostrado na Figura 15, pode-se determinar o valor máximo da contribuição modal de ordem n como:

Figura 15 – Espectro de projeto de pseudo-aceleração com probabilidade de excedência de 84,1% para movimentos de solo com $\ddot{u}_{go} = 1 \text{ g}$, $\dot{u}_{go} = 48 \text{ pol/s}$ e $u_{go} = 36 \text{ pol}$; $\xi = 1, 2, 5, 10$ e 20%



Fonte: Chopra (2014, p. 238)

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (54)$$

r_{no} é denominado resposta modal máxima, apesar de possuir sinal algébrico de acordo com r_n^{st} , pois corresponde ao valor máximo de $A_n(t)$.

Entretanto, não é possível determinar o valor exato da resposta máxima r_o a partir de r_{no} , visto que as respostas modais alcançam seus máximos em diferentes instantes de tempo enquanto as respostas combinadas máximas ocorrem em outro

instante. Desta forma, é necessário realizar aproximações determinadas a partir do espectro de projeto denominadas critérios de combinação modal (Chopra, 2014).

E. Rosenblueth (1951) desenvolveu em sua tese de doutorado a regra da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (SRSS, pela sigla em inglês) (Chopra, 2014), onde:

$$r_o \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (55)$$

Entretanto, o SRSS não deve ser aplicado a estruturas com frequências próximas, pois quando dois modos apresentam essa característica os seus respectivos máximos podem ocorrer quase que simultaneamente (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008).

O critério da Combinação Quadrática Completa (CQC), por sua vez, é aplicável a diversos tipos de estruturas, superando as limitações apresentadas pela regra SRSS (Chopra, 2014). Este critério é dado por:

$$r_o \cong \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (56)$$

sendo r_{io} e r_{no} as respostas máximas modais de ordens i e n , respectivamente, e ρ_{in} o coeficiente de correlação entre os modos, variando entre 0 e 1, sendo igual a 1 quando $i = n$. Desta forma, a equação anterior pode ser reescrita como

$$r_o \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad (57)$$

onde o segundo termo é aplicável apenas para $i \neq n$. Assim, fica evidente que o primeiro termo do somatório é idêntico à regra da SRSS.

Diversos pesquisadores apresentaram proposições para a expressão do coeficiente de correlação ρ_{in} , sendo a equação proposta por A. Der Kiureghian (1981) a mais utilizada atualmente (Chopra, 2014; Lima; Santos, 2008):

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_n}(\beta_{in}\xi_i + \xi_n)\beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi_i \xi_n \beta_{in}(1 + \beta_{in}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_n^2)\beta_{in}^2} \quad (58)$$

No caso de amortecimentos modais iguais $\xi_i = \xi_n = \xi$, esta equação pode ser simplificada como

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{in}(1 + \beta_{in}^2)} \quad (59)$$

onde $\beta_{in} = \omega_i/\omega_n$.

Aplicando um dos critérios de combinação é possível então obter a resposta física do sistema, conforme descrito pela equação (52).

6 METODOLOGIA

Para cumprir com o objetivo geral, este trabalho foi desenvolvido através de pesquisa aplicada com caráter exploratório por meio da abordagem qualitativa e tendo sido dividida em duas etapas de pesquisa: bibliográfica e experimental.

Primeiramente foi realizada uma pesquisa bibliográfica tomando como base as normas sísmicas vigentes dos países selecionados a serem estudados. Com isso, pode-se estabelecer relação entre as especificações contidas em cada uma delas e compará-las entre si, através do auxílio de quadros e imagens.

Com estas informações em mãos, realizou-se a pesquisa experimental, tomando como base um edifício de concreto armado e modelando-o com auxílio do software SAP2000. O edifício foi modelado de acordo com cada um dos espectros de projeto apresentados nas normas e verificou-se o comportamento do mesmo coletando os resultados em relação à força horizontal na base, deslocamento no centro de massa e esforços internos (força axial, cortante e momento fletor).

Além disso, o software faz uma análise da ruptura de elementos devido à formação de rótulas plásticas, neste caso, se baseando nas especificações determinadas pelo Eurocode 2 (2004). Informações estas se são apresentadas nos resultados como elementos estruturais com possível ruptura.

Assim, foi possível relacionar os resultados com a modelagem apresentada por cada norma.

6.1 ANÁLISE COMPARATIVA DAS NORMAS SÍSMICAS

Foram analisadas normas para estruturas sismorresistentes de sete países da América Latina, descrevendo os pontos em comum e divergentes entre elas, além de especificar os métodos de análise possíveis de aplicação em cada uma e os fatores associados.

As normas analisadas são:

- a) norma argentina: INPRES-CIRSOC 103 (2018);
- b) norma brasileira: ABNT NBR 15421 (2023);
- c) norma chilena: NCh433 (2012);
- d) norma colombiana: NSR-10 (2010);

- e) norma equatoriana: NEC-SE-DS (2014);
- f) norma peruana: N.T.E. E.030 (2020);
- g) norma venezuelana: COVENIN 1756-1 (2019).

6.1.1 Requisitos Gerais

As normas estudadas têm como objetivo preservar a vida humana garantindo a redução de danos esperados e assegurando a funcionalidade de edificações essenciais (como hospitais, postos policiais, aeroportos, escolas, etc.) durante e após um abalo sísmico, além de possibilitar a avaliação e reforma de estruturas existentes.

De modo geral, contemplam estruturas comuns (edifícios diversos, galpões, etc.) construídas com métodos convencionais (estruturas de alvenaria, concreto armado, madeira, aço, entre outros). Entretanto, algumas normas permitem sua utilização para o projeto de outros tipos de estruturas. A norma colombiana NSR-10 (2010), por exemplo, apresenta especificações para o dimensionamento de estruturas como tanques e silos, que devem ser utilizadas em conjunto com a Norma AIS-180, específica para outros tipos de estruturas. Enquanto a norma peruana N.T.E. E.030 (2020b) permite a sua utilização quando não houver norma específica para o tipo de estrutura especial a ser construída.

A maioria das normas admitem o uso de eventos probabilísticos com período de 475 anos, com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos para as ações sísmicas do terremoto de projeto. Entretanto, a norma equatoriana NEC-SE-DS (2014b) determina a utilização de um período de retorno de 2500 anos (ou probabilidade de excedência de 2% em 50 anos) na verificação do desempenho sísmico de estruturas de ocupação especial e essenciais para prevenção de colapso. E a norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) indica o período de retorno médio para cada tipo de sismo (de projeto, frequente ou extremo) de acordo com o fator de importância (Tabela 1). Apenas a norma argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018) não explicita o período de recorrência utilizado.

Tabela 1 – Período médio de retorno (PMR) de acordo com o tipo de sismo e o grupo de importância segundo norma COVENIN 1756-1 (2019)

Grupo de Importância	Sismo de Projeto		Sismo Frequente		Sismo Extremo	
	Probabilidade de Excedência	PMR (anos)	Probabilidade de Excedência	PMR (anos)	Probabilidade de Excedência	PMR (anos)
A1	2,5% em 50 anos	1975	50% em 50 anos	72	0,5% em 50 anos	9975
A2	5% em 50 anos	975	50% em 25 anos	36	1% em 50 anos	4975
B1	7% em 50 anos	689	-	-	1,5% em 50 anos	3309
B2	10% em 50 anos	475	-	-	2% em 50 anos	2475
C	20% em 50 anos	225	-	-	-	-

Fonte: Adaptado de Comisión Venezolana de Normas Industriales (2019)

6.1.2 Zonificação Sísmica E Aceleração Característica

Para definir as ações sísmicas de projeto é necessário conhecer a zonificação sísmica. O parâmetro de sismicidade utilizado geralmente é a aceleração sísmica horizontal característica normalizada para solos rochosos, que é uma fração da aceleração da gravidade (g). Neste caso, a aceleração característica varia entre 0,025 g e 0,50 g, podendo ser classificadas quanto ao risco sísmico associado.

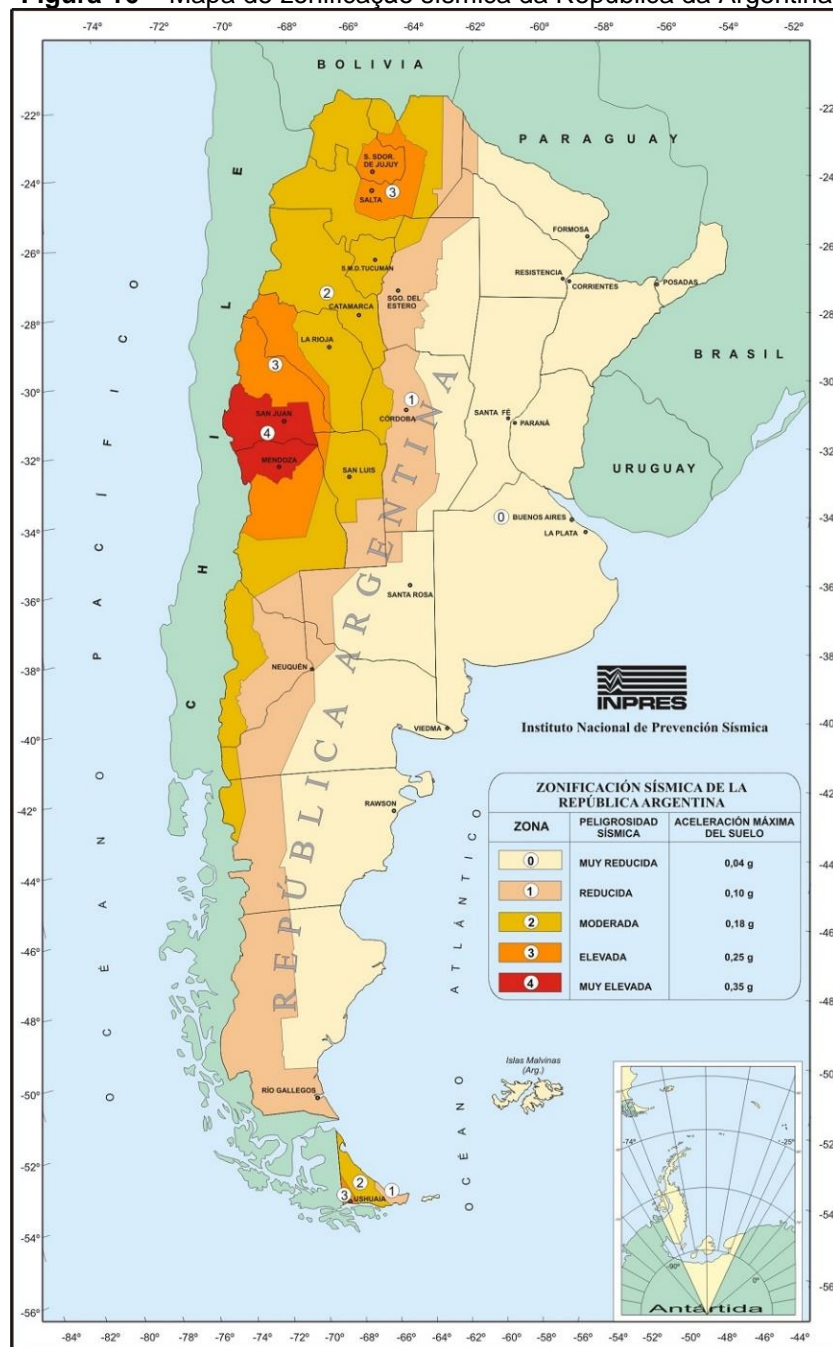
A INPRES-CIRSOC 103 (2018) subdivide o território argentino em cinco zonas sísmicas, de acordo com o risco sísmico, e apresenta a aceleração característica máxima em cada zona. O Quadro 2 apresenta a zonificação sísmica, de acordo com a aceleração máxima, e a Figura 16 apresenta o mapa de zonificação da Argentina.

Quadro 2 – Aceleração máxima característica, em regiões da Argentina, de acordo com a zona e o risco sísmico associado

Zona Sísmica	Risco	Aceleração máxima (a_s) [m/s ²]
0	Muito Baixo	0,04g
1	Baixo	0,10g
2	Moderado	0,18g
3	Alto	0,25g
4	Muito Alto	0,35g

Fonte: Adaptado de Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2018)

Figura 16 – Mapa de zonificação sísmica da República da Argentina



Fonte: Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (2018)

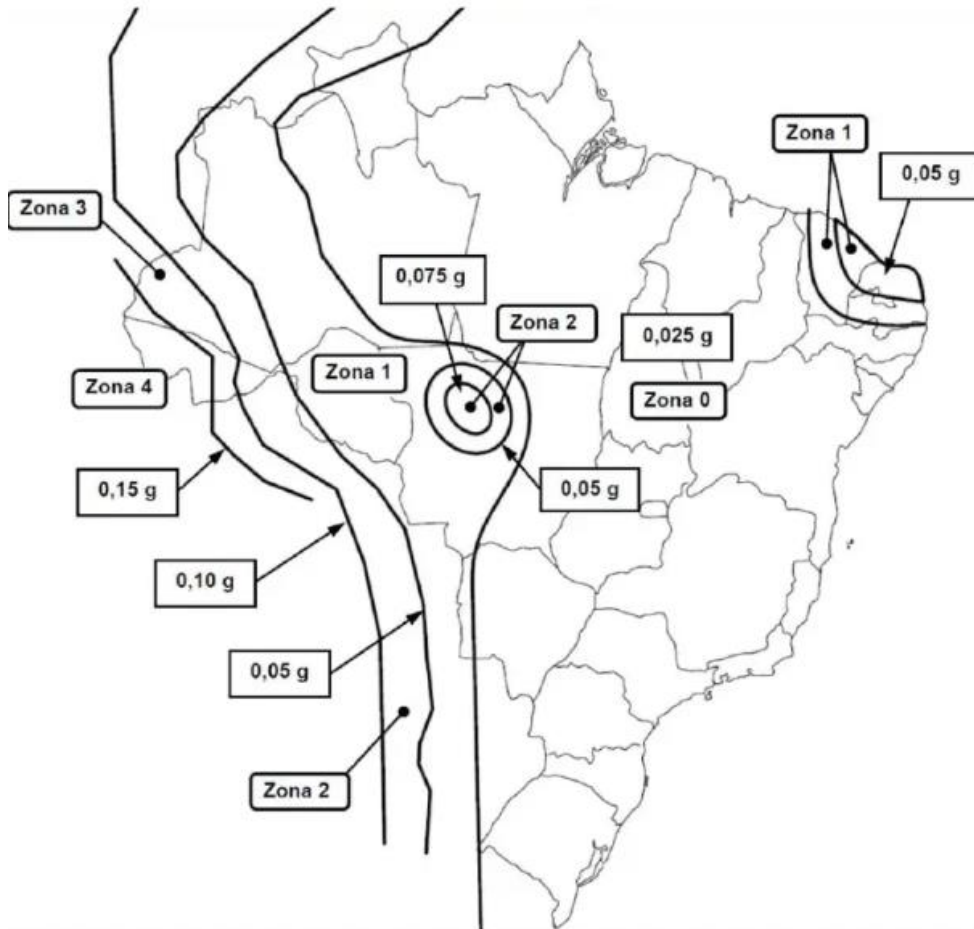
Assim como a norma argentina, a ABNT NBR 15421 (2023) define cinco zonas sísmicas, determinadas a partir da variação de aceleração característica. Entretanto não expressa o risco associado. O Quadro 3 e a Figura 17 apresentam a zonificação sísmica e o mapa de zonificação, respectivamente.

Quadro 3 – Zonas sísmicas, em regiões do Brasil, de acordo com as faixas de aceleração característica

Zona Sísmica	Valores de a_g
0	0,025 g
1	0,025 g - 0,05 g
2	0,05 g - 0,10 g
3	0,10 g - 0,15 g
4	0,15 g

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnica (2023, p. 7)

Figura 17 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”)



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023, p. 8)

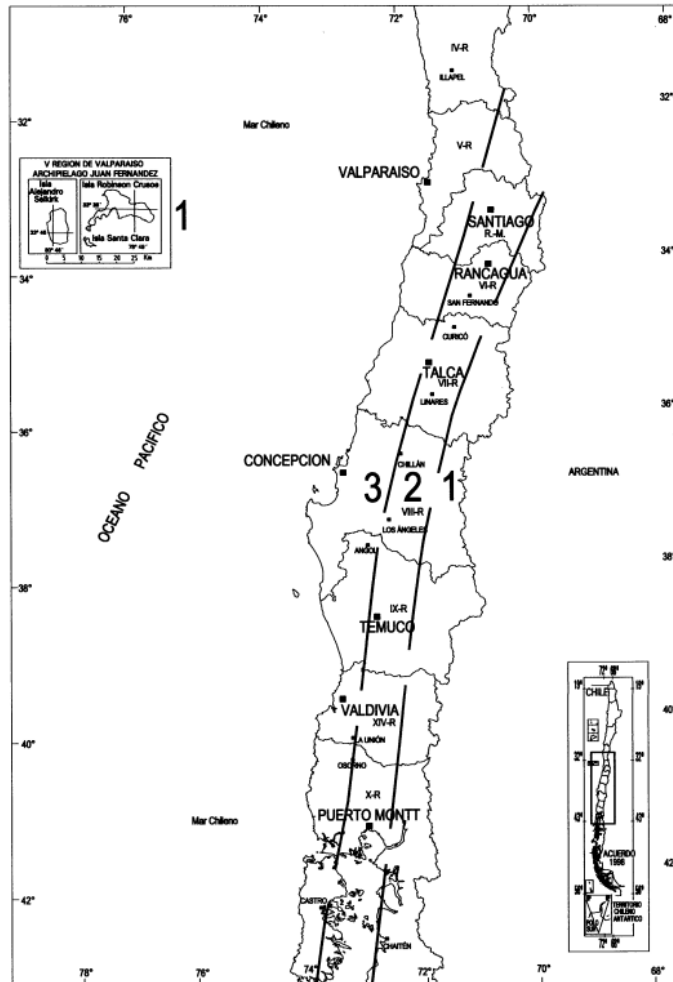
O Chile, em sua norma NCh433 (2012), define três zonas sísmicas de acordo com a aceleração característica (ou efetiva) que são apresentadas no Quadro 4. Além disso, o país está dividido em quinze regiões, incluindo a Região Metropolitana, e apresenta três mapas de zonificação de acordo com essas regiões. A seguir apresenta-se o mapa que contempla a parte central do Chile, que contempla as regiões IV a X, XIV e a Região Metropolitana (Figura 18).

Quadro 4 – Aceleração efetiva de acordo com a zona sísmica, para regiões do Chile

Zona Sísmica	Aceleração Efetiva (A_0)
1	0,20g
2	0,30g
3	0,40g

Fonte: Instituto Nacional de Normalización (2012, p. 35)

Figura 18 - Zonificação sísmica da região central do Chile



Fonte: Instituto Nacional de Normalización (2012, p. 12)

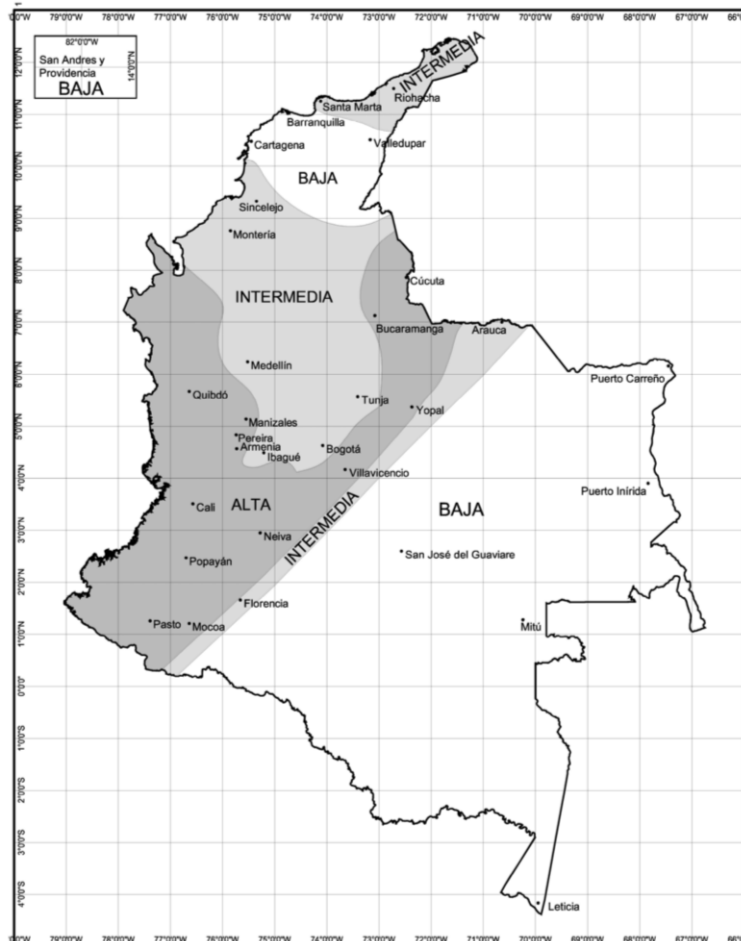
A NSR-10 (2010) determina a sismicidade também de acordo com a velocidade máxima efetiva. Assim, para determinar o risco sísmico de uma região da Colômbia, é necessário verificar o maior valor entre a velocidade e a aceleração. Além disso, o país é subdividido em dez regiões, de acordo com a aceleração e/ou velocidade características, e três zonas sísmicas, de acordo com o risco. O Quadro 5 apresenta a zonificação sísmica, enquanto a Figura 19 apresenta o mapa de risco sísmico da Colômbia.

Quadro 5 – Nível de ameaça sísmica de acordo com os valores de aceleração e velocidade características, em regiões da Colômbia

Região nº	Maior valor entre A_a e A_v	Ameaça Sísmica
10	0,50	Alta
9	0,45	Alta
8	0,40	Alta
7	0,35	Alta
6	0,30	Alta
5	0,25	Alta
4	0,20	Intermediária
3	0,15	Intermediária
2	0,10	Baixa
1	0,05	Baixa

Fonte: Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial (2010, p. A-15)

Figura 19 – Zonas de ameaça sísmica aplicável a edificações para a NSR-10 em função de A_a e A_v



Fonte: Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial (2010, p. A-17)

O Equador, em sua norma NEC-SE-DS (2014b), apresenta seis zonas sísmicas, de acordo com o fator de zona (que corresponde à aceleração

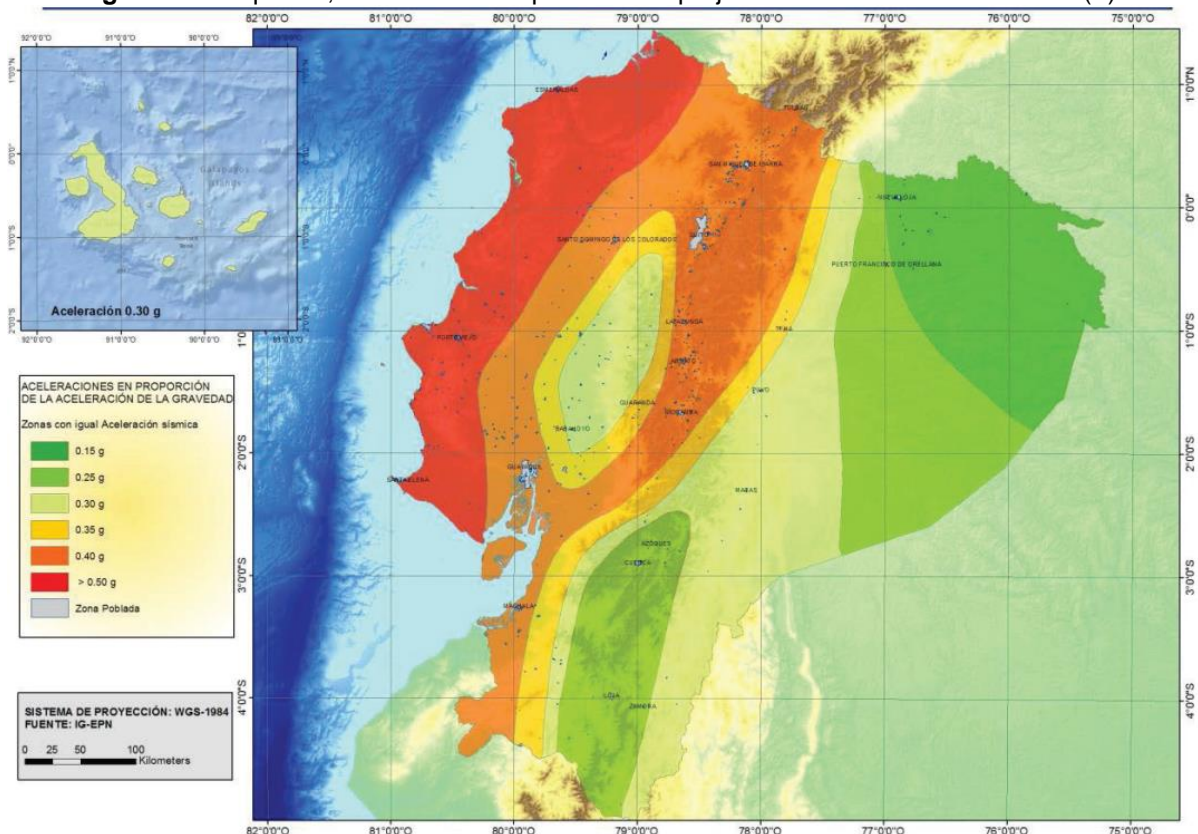
característica), indicando também o risco sísmico associado a cada uma delas. O Quadro 6 indica o risco de cada zona, enquanto a Figura 20 apresenta-se o mapa de zonificação do país.

Quadro 6 – Fator de zona (aceleração característica) e risco sísmico de acordo com a zonificação sísmica, para regiões do Equador

Zona Sísmica	Fator de zona (Z)	Caracterização do risco sísmico
I	0,15 g	Intermediária
II	0,25 g	Alta
III	0,30 g	
IV	0,35 g	
V	0,40 g	Muito Alta
VI	≥ 0,50 g	

Fonte: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda (2014b, p. 27)

Figura 20 – Equador, zonas sísmicas para fins de projeto e valores do fator de zona (Z)



Fonte: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda (2014b, p. 109)

A norma peruana N.T.E. E.030 (2020b) divide o território em quatro zonas, tomando como base a “distribuição da sismicidade observada, as características gerais dos movimentos sísmicos e a atenuação destes com a distância epicentral, assim como na informação neotectônica” (Servicio Nacional de Capacitación para la

Industria de la Construcción, 2020b, p. 12). O Quadro 7 apresenta as zonas sísmicas de acordo com o fator de zona e a Figura 21 apresenta o mapa de zonificação do Peru.

Quadro 7 – Zonas sísmicas de acordo com os fatores de zona, para regiões do Peru

Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fonte: Servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (2020b, p. 13)

Figura 21 – Mapa de Zonificação do Peru



Fonte: Servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (2020b, p. 12)

A norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) sofreu atualizações recentemente, passando a adotar o uso de três parâmetros básicos para a determinação da zonificação sísmica. Além da aceleração característica (A_0), utiliza-se a aceleração espectral para período de 1 s (A_1) e o período de transição entre períodos intermediários e longos do espectro de resposta horizontal elástica (T_L),

todos calculados para solos rochosos e coeficiente de amortecimento crítico de 5%. Esses três parâmetros são definidos em nove mapas (três para cada parâmetro), de acordo com a região do país. A Figura 22, a Figura 23 e a Figura 24 apresentam os mapas de A_0 , A_1 e T_L , respectivamente.

Algumas normas, a fim de facilitar a identificação das zonas sísmicas, apresentam tabelas com a correspondência de cada um de seus departamentos ou cidades com as zonas do país.

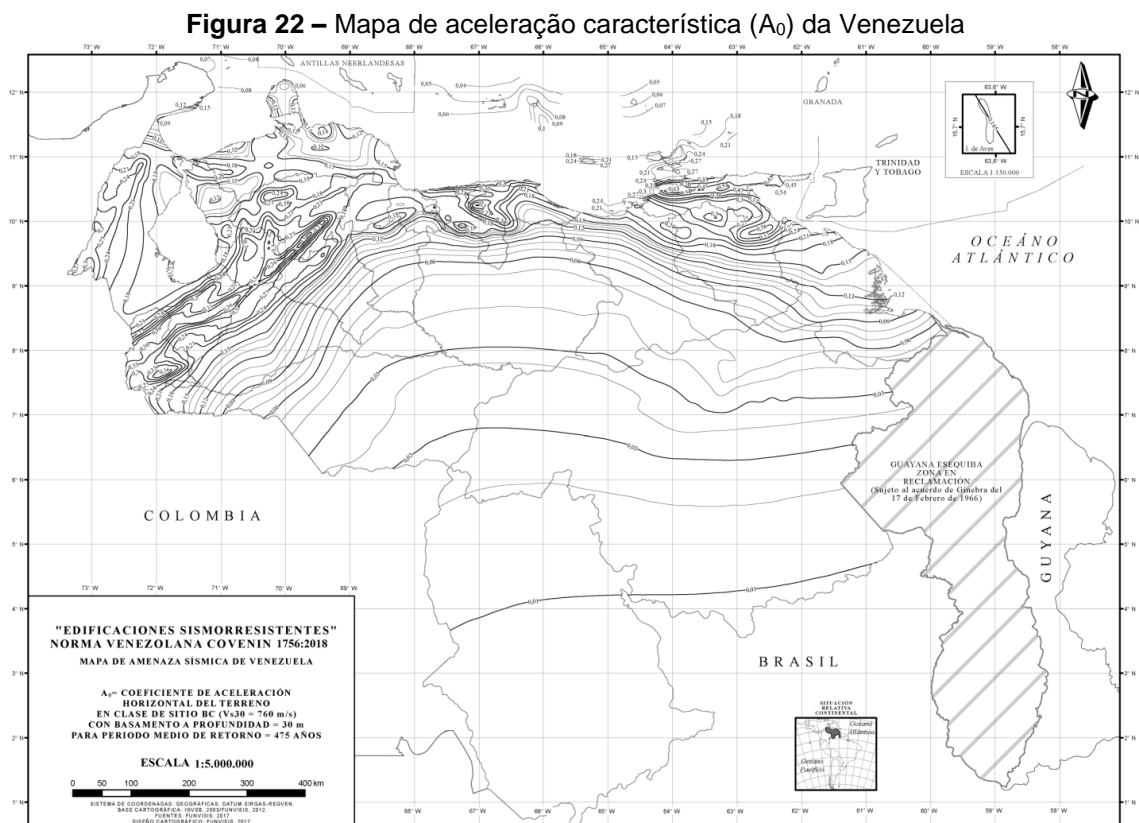
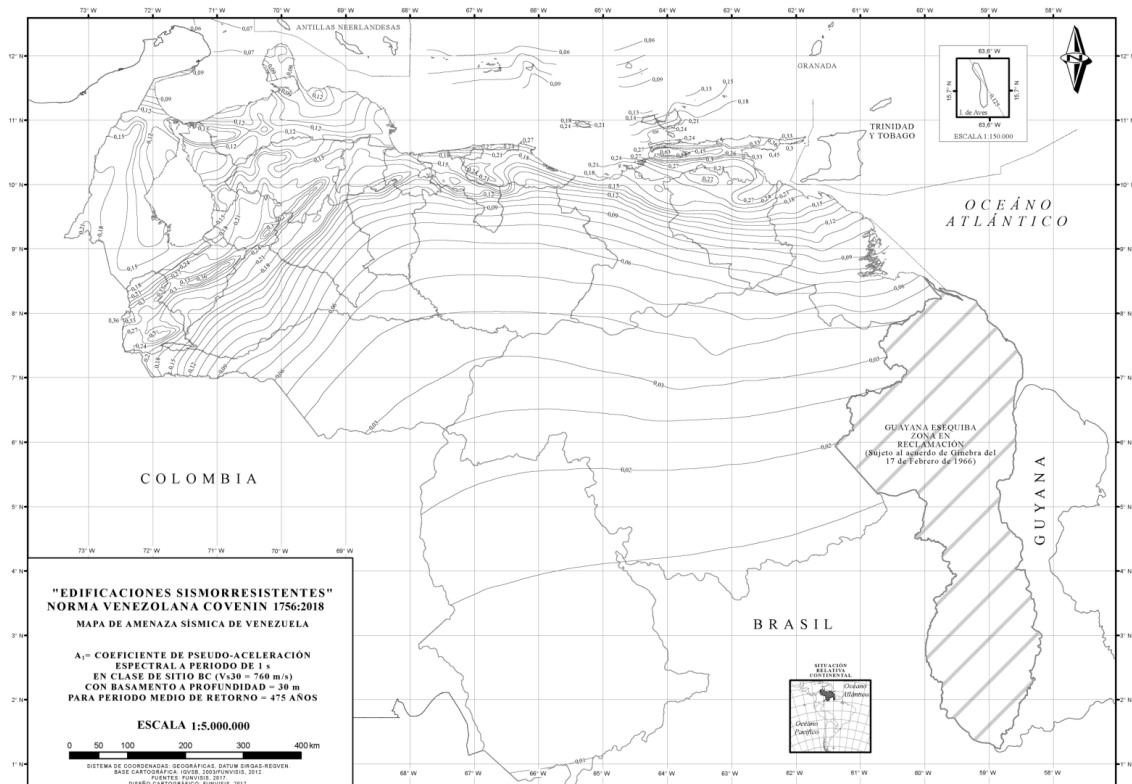
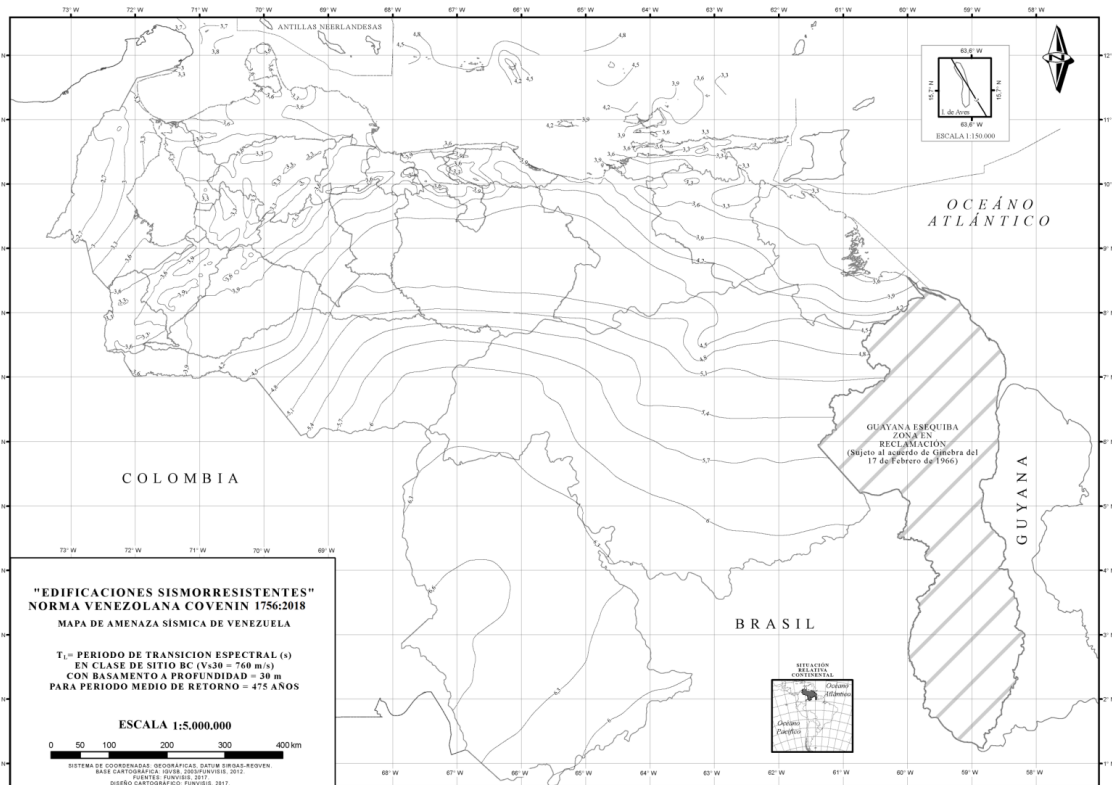


Figura 23 – Mapa de aceleración espectral para períodos de 1 s (A_1) da Venezuela



Fonte: Comisión Venezolana de Normas Industriales (2019, p. 46)

Figura 24 – Mapa de período de transição espectral (T_L) da Venezuela



Fonte: Comisión Venezolana de Normas Industriales (2019, p. 49)

6.1.3 Caracterização Do Solo

O segundo parâmetro a ser analisado é a caracterização do solo, ou classificação do terreno de fundação, que é determinado por parâmetros geotécnicos, sendo geralmente associado à velocidade de propagação da onda de cisalhamento ou à quantidade de golpes (N_{spt}) aplicados durante o Ensaio de Sondagem à Percussão (SPT, pela sigla em inglês), ambos avaliados nos 30 m superiores do solo, podendo ser utilizados outros parâmetros conforme necessidade.

Nos Quadros Quadro 8 e Quadro 9 são apresentados os comparativos da classificação do terreno a partir da velocidade de propagação de onda e do N_{spt} , respectivamente.

Quadro 8 - Classe do terreno de acordo com a velocidade média de propagação da onda de cisalhamento

Classe do Terreno	Descrição do Solo	Velocidade média de propagação da onda de cisalhamento [m/s]						
		INPRES-CIRSOC 103 (2018)	NSR-10 (2010)	ABNT NBR 15421 (2023)	NEC-SE-DS (2014)	NCh433 (2012)	N.T.E. E.030 (2020)	COVENIN 1756-1 (2019)
A (S_A / S_0)	Rocha sã	> 1500	≥ 1500				> 1500	>1500
AB	Propriedades intermediárias entre as classes A e B	760 a 1500			≥ 900			1300 a 1500
B (S_B / S_1)	Rocha				≥ 500		500 a 1500	850 a 1300
BC	Propriedades intermediárias entre as classes B e C	360 a 760	370 a 760					650 a 850
C (S_C)	Rocha alterada / Solo muito rígido				≥ 350			400 a 650
CD	Propriedades intermediárias entre as classes C e D							300 a 400
D (S_D / S_2)	Solo rígido	180 a 360	180 a 370				180 a 500	200 a 300
DE	Solo medianamente denso / Propriedades intermediárias entre as classes D e E				≥ 180			170 a 200
E (S_E / S_3)	Solo mole	< 180	≤ 180		< 180		< 180	120 a 170
F (S_F / S_4)	Solo com condições especiais	Requerem estudos especiais de mecânica dos solos						

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas

Quadro 9 - Classe do terreno de acordo com o N_{spt}

Classe do Terreno	Descrição do Solo	N_{spt} nos 30 m superiores					
		INPRES-CIRSOC 103 (2018)	ABNT NBR 15421 (2023)	NCh433 (2012)	NSR-10 (2010)	NEC-SE-DS (2014)	N.T.E. E.030 (2020)
A (S_A / S_0)	Rocha sã	Não aplicável					
AB	Propriedades intermediárias entre as classes A e B						
B (S_B / S_1)	Rocha						
BC	Propriedades intermediárias entre as classes B e C	> 50	≥ 50	> 50			
C (S_C)	Rocha alterada / Solo muito rígido						
CD	Propriedades intermediárias entre as classes C e D	15 a 50	≥ 40	15 a 50			
D (S_D / S_2)	Solo rígido						
DE	Solo medianamente denso / Propriedades intermediárias entre as classes D e E	> 15	≥ 30	-	> 15		
E (S_E / S_3)	Solo mole		≥ 20	-			
F (S_F / S_4)	Solo com condições especiais	Requerem estudos especiais de mecânica dos solos					

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas

A norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019), além de classificar o solo em relação às características geotécnicas, determina a utilização de parâmetros relativos à condição topográfica e à profundidade do leito rochoso. A condição topográfica é determinada de acordo com a inclinação do terreno de fundação e de seu entorno, podendo ser classificada como leve, moderada ou severa. A profundidade do leito rochoso, por sua vez, é determinada de acordo com a espessura de sedimento presente entre o solo e o leito rochoso de velocidade média de propagação de onda maior ou igual a 1.000 m/s e que forneça um contraste de impedância⁵ com a camada sedimentar maior ou igual a 1,5. Todos esses parâmetros de classificação do solo influenciam diretamente na determinação do espectro de projeto.

6.1.4 Classificação Das Edificações

⁵ A impedância acústica é definida como o produto entre a densidade do meio e a velocidade de propagação da onda, possibilitando a identificação da camada de solo (Chopra, 2001)

As edificações são classificadas de acordo com a categoria de utilização, ou seja, tendo como base a natureza de ocupação ou do tipo de uso dado a determinado edifício, levando em consideração os danos aceitáveis para cada um deles.

Geralmente as categorias de utilização são determinadas da seguinte forma:

- a) Edifícios essenciais: hospitais, clínicas, unidades de saúde básica e de emergência, postos policiais, prédio do corpo de bombeiros e da defesa civil, torres de controle aéreo, estruturas de telecomunicação emergenciais, estruturas que armazenam equipamentos de geração e distribuição de energia elétrica, reservatórios de abastecimento de água e/ou de combate ao incêndio, estruturas que armazenam substâncias tóxicas, explosivos, químicos, etc.
- b) Edifícios especiais: museus, igrejas, escolas e centros universitários ou desportivos, estruturas que comportam mais de cinco mil pessoas, edifícios públicos que devem operar continuamente, instituições penitenciárias, estações de tratamento de água ou geração de energia.
- c) Edifícios de uso comum: construções destinadas a residências uni ou multifamiliar, hotéis, comércios, etc.
- d) Instalações provisórias e/ou agrícolas: construções isoladas com ocupação inferior a 10 pessoas, depósitos isolados, construções de uso agropecuário (sem ocupação humana permanente), construções provisórias para funcionamento máximo de três anos.

Esta última categoria pode não ser determinada em algumas normas.

A partir desta classificação é determinado o coeficiente de uso (ou fator de importância) de acordo com cada grupo. O Quadro 10 apresenta um comparativo entre as categorias de utilização e os fatores de importância adotados por cada uma das normas estudadas.

Quadro 10 – Categorias e Fatores de Importância das edificações de acordo com as normas estudadas

	Edifícios essenciais		Edifícios Especiais		Edifícios de uso comum		Instalações provisórias e/ou agrícolas	
	Categoria	Fator	Categoria	Fator	Categoria	Fator	Categoria	Fator
INPRES-CIRSOC 103 (2013)	A ₀	1,50	A	1,30	B	1,00	C	0,80
ABNT NBR 15421 (2023)	III	1,50	II	1,25	I	1,00	-	-
NCh433 (2012)	IV	1,20	III	1,20	II	1,00	I	0,60
NSR-10 (2010)	III	1,25	II	1,10	I	1,00	-	-
	IV	1,50						
NEC-SE-DS (2014)	Essenciais	1,50	Especiais	1,30	Outras	1,00	-	-
N.T.E. E.030 (2020)	A ₁	≥1,50	B	1,30	C	1,00	D	A ser determinado
	A ₂	1,50						
COVENIN 1756-1 (2019)	A1	2,00	B1	1,20	B2	1,00	C	0,70
	A2	1,50						

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas.

As normas colombiana NSR-10 (2010) e venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) subdividem os edifícios essenciais em duas partes: edifícios críticos ou indispensáveis (IV / A₁) – como hospitais de urgência e emergência, instalações de substâncias tóxicas e perigosas, centrais de energia e abastecimento de emergência – e edifícios de atendimento à comunidade (III / A₂) – como centros de saúde, quartel de bombeiros e postos policiais. A norma peruana N.T.E. E.030 (2020b), por sua vez, subdivide essa mesma categoria entre estabelecimentos de saúde (A₁) e demais estruturas essenciais (A₂), determinando a obrigatoriedade de isolamento sísmico na base para os primeiros quando localizados nas zonas intensidade sísmica alta (3 e 4) e determinação do fator de importância por entidade responsável quando localizados nas demais zonas, sendo o mínimo aceitável de 1,50. Além disso, para as estruturas provisórias (D) o fator de importância deve ser determinado pelo projetista, a fim de conferir resistência e rigidez adequados para as ações laterais da edificação.

Por fim, a norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) determina os fatores de importância para três tipos de sismo: de projeto (aplicável a todas as categorias de uso), extremo (não aplicável à categoria C) e frequente (aplicável apenas para as categorias A1 e A2), aqui foram apresentados apenas os valores para o sismo de projeto.

6.1.5 Irregularidades Das Estruturas

Os princípios básicos para concepção de um projeto sismorresistente são os seguintes: simplicidade estrutural, uniformidade, simetria e redundância da estrutura, resistência e rigidez nas duas direções e à torção, comportamento de diafragma de piso e fundação adequada. Assim, são adotados como primordiais nas normas estudadas e para seu cumprimento algumas condições devem ser consideradas quando há a necessidade do dimensionamento de estruturas com irregularidades, tanto em planta ou quanto em altura.

De modo geral, uma estrutura é considerada regular quando, em sua configuração vertical ou no plano, não apresenta descontinuidades significativas que alterem suas características resistentes. Cada norma apresenta um tipo de classificação de irregularidade, podendo ser subdividida entre em planta e verticais (ou em altura), e definem parâmetros específicos de ajuste para cada tipo de irregularidade.

A norma argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018) classifica as condições de regularidade em planta em relação à regularidade torsional, à trajetória das ações horizontais até as fundações (continuidade e simetria dos elementos) e à perpendicularidade dos elementos. Enquanto as condições para regularidade em altura levam em conta a distribuição da rigidez, as massas e a resistência. Para a verificação das condições de regularidade deve-se considerar os efeitos de torção a partir da aplicação de uma excentricidade adicional de 5% do comprimento do plano perpendicular à direção estudada.

Para irregularidades torsionais e de rigidez extremas, solicita-se que o projeto seja alterado a fim de apresentar irregularidades médias ou baixas quando localizadas nas zonas de intensidade alta e/ou quando se tratam de estruturas de uso essencial. Havendo presença de descontinuidades verticais, os elementos que suportam estes elementos descontínuos devem ser projetados para o seu limite de capacidade, além de ser permitida a majoração dos esforços pelo uso do fator de sobrerresistência⁶. Quando houver descontinuidades fora do plano, todos os componentes estruturais

⁶ Relação entre a resistência de projeto e a resistência última efetiva, determinada para cada tipo de sistema sismorresistente.

envolvidos na transferência de tensão causada pela descontinuidade, incluindo o diafragma, devem ser verificados quanto à combinação mais desfavorável de tensões internas. Além disso, deve-se verificar se a relação demanda-capacidade do nível da descontinuidade é, pelo menos, 90% desta relação do nível imediatamente superior. Por fim, componentes que apresentem irregularidade de rigidez ou resistência devem ser projetados em condição elástica.

A norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023) exige a utilização de um modelo tridimensional quando houver irregularidade em planta e aplicação do fator de sobrerresistência para irregularidades em altura. Além disso, no caso de descontinuidades, em plano ou em altura, devem ser considerados os efeitos sísmicos na direção vertical.

A norma chilena NCh433 (2012) determina que as estruturas com irregularidades em planta sejam projetadas como uma estrutura única apenas quando os diafragmas forem calculados para se comportar como um conjunto durante os sismos, tomando cuidado especial na definição das conexões entre as partes, caso contrário devem ser projetadas separadamente. Quando houver irregularidade de rigidez nos planos verticais deve-se verificar a capacidade de redistribuição das forças no diafragma.

A norma colombiana NSR-10 (2010) determina a aplicação dos coeficientes de redução da capacidade de dissipação de energia (Φ_a , Φ_p e Φ_r) que devem ser aplicados ao coeficiente de capacidade de dissipação de energia básico (R_0) quando houver irregularidades em altura, em planta e/ou redundância no sistema estrutural. O R_0 é determinado para cada tipo de sistema estrutural.

A norma equatoriana NEC-SE-DS (2014b) indica algumas configurações de projeto que devem ser evitados, tendo como objetivo evitar mudanças abruptas de rigidez e resistência que gerem um acúmulo de danos em componentes em detrimento da ductilidade geral do sistema. Caso essa determinação não seja cumprida, será necessário comprovar o correto desempenho sísmico do sistema segundo os apontamentos da norma NEC-SE-RE. Por outro lado, caso haja irregularidades em planta ou em elevação deve-se utilizar os coeficientes de configuração estrutural, a fim de proporcionar maior resistência a estrutura.

A norma peruana N.T.E. E.030 (2020b) determina o uso de fatores de irregularidade quando houver a presença de alguma das irregularidades descrita em

norma. Entretanto apresenta restrições para utilização dessas irregularidades, conforme apresentado no Quadro 11.

Quadro 11 – Restrições do uso de irregularidades na N.T.E. E.030

Categoria e Regularidade das Edificações		
Categoria da Edificação	Zona	Restrição
A1 e A2	4, 3 e 2	Não são permitidas irregularidades
	1	Não são permitidas irregularidades extremas
B	4, 3 e 2	Não são permitidas irregularidades extremas
	1	Sem restrições
C	4 e 3	Não são permitidas irregularidades extremas
	2	Não são permitidas irregularidades extremas, exceto em edifícios de até 2 andares ou 8 m de altura total
	1	Sem restrições

Fonte: Servicio nacional de capacitación para la industria de la construcción (2020b, p. 24)

A norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019), assim como a maioria apresentada anteriormente, descreve as irregularidades verticais e em planta, e classifica algumas delas como críticas ou extremas, que devem ser evitadas. Também determina que seja aplicado o fator de irregularidade de acordo com a irregularidade apresentada no projeto, e nos casos de presença de mais que uma recomenda o cálculo do produto entre os fatores associados, limitando-o ao valor de 1,4.

6.1.6 Fatores De Comportamento Estrutural

Segundo Rodrigues, Mazzilli e Bittencourt (2019), não é plausível considerar que as estruturas trabalhem em regime elástico durante um evento sísmico, assim é recomendada a aplicação de coeficientes de modificação de resposta com a finalidade de considerar o comportamento não-linear dos sistemas estruturais. Das normas estudadas, apenas as normas argentina, brasileira e venezuelana apresentam dois coeficientes de comportamento, um para ajuste de respostas de esforços e outro para respostas dos deslocamentos, enquanto as demais apresentam apenas um.

Para a definição desses coeficientes as normas levam em consideração o comportamento real de cada tipo de sistema estrutural. O Quadro 12 e o Quadro 13 apresentam os coeficientes adotados para pórticos de concreto e aço em cada uma das normas.

Quadro 12 – Coeficientes de modificação de resposta e de amplificação de deslocamentos para pórticos de concreto e aço, segundo as normas argentina, brasileira e venezuelana

Sistemas Estruturais (Pórticos)		Modificação de resposta (R)			Amplificação de deslocamentos (C _d)		
		INPRES-CIRSOC 103 (2018)	ABNT NBR 15421 (2023)	COVENIN 1756-1 (2019)	INPRES-CIRSOC 103 (2018)	ABNT NBR 15421 (2023)	COVENIN 1756-1 (2019)
De concreto	Usual	3,50	3,00	2,00	3,50	2,50	1,75
	Especial	7,00	-	6,00	5,50	-	4,25
De aço: momento resistente	Usual	3,00	3,50	2,50	3,00	3,00	2,25
	Especial	7,00	8,00	6,00	5,50	2,50	4,25
De aço: contraventados em treliça	Usual	3,00	3,25	3,25	3,00	3,25	2,50
	Especial	5,00	6,00	4,50	5,50	5,00	3,75

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas.

Quadro 13 – Coeficiente de modificação de resposta para pórticos de concreto e aço, segundo as normas chilena, colombiana, equatoriana e peruana

Sistemas Estruturais (Pórticos)		Modificação de resposta			
		NCh433 (2012)	NSR-10 (2010)	NEC-SE-DS (2014)	N.T.E. E.030 (2020)
De concreto	Usual	11,0	2,5	2,5	8,0
	Especial	-	7,0	8,0	-
De aço: momento resistente	Usual	5,0	3,0	-	4,0
	Especial	11,0	7,0	8,0	8,0
De aço: contraventados em treliça	Usual	-	1,5	-	4,0
	Especial	10,0	6,0	8,0	7,0

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas.

6.1.7 Definição Dos Espectros De Projeto

As normas aqui estudadas definem o espectro de projeto para acelerações horizontais, correspondente à resposta de um sistema de um grau de liberdade com uma taxa de amortecimento crítico de 5%. Para análise dinâmica da estrutura, a maioria determina a utilização de espectros elásticos de resposta, entretanto, as normas peruana N.T.E. E.030 (2020b) e venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) descrevem espectros inelásticos para este fim.

Algumas normas definem outros espectros que devem ser aplicados de acordo com o método de análise adotado, ou característica específica do projeto. Assim, a norma chilena NCh433 (2012) e equatoriana NEC-SE-DS (2014b) apresentam espectros de deslocamentos, a norma colombiana NSR-10 (2010) apresenta os espectros de velocidade e de deslocamento, e a norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) apresenta os espectros de acelerações elástico e de deslocamentos, além de um espectro específico para componentes verticais.

Quanto aos componentes sísmicos verticais, quando há a necessidade de sua aplicação, a maioria indica a adoção de dois terços (2/3) dos componentes horizontais, entretanto, a norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023) determina a utilização de 50% destes componentes, enquanto a norma argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018) apresenta fórmula própria para essa consideração e a venezuelana determina um espectro próprio.

Em relação ao fator de amortecimento, a norma argentina e a norma venezuelana determinam a aplicação de um parâmetro de ajuste quando houver a necessidade de adoção de outros valores.

6.1.7.1 Norma argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018)

O espectro de resposta de projeto da norma argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018) é definido pela equação a seguir:

$$S_a = \begin{cases} C_a \left(1 + \frac{1,5T}{T_1}\right), & T \leq T_1 \\ 2,5 C_a, & T_1 < T \leq T_2 \\ \frac{C_v}{T}, & T_2 < T \leq T_3 \\ \frac{C_v T_3}{T^2}, & T > T_3 \end{cases} \quad (60)$$

com:

$$T_1 = 0,2T_2 \quad (61)$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5C_a} \quad (62)$$

sendo:

- S_a ordenada espectral para Estado Limite Último, expressa como fração de g
- C_a, C_v parâmetros característicos do espectro de projeto, definidos de acordo com a Tabela 3.1 da norma
- T período fundamental da estrutura, em segundos
- T_1, T_2, T_3 períodos característicos do espectro de projeto, em segundos, sendo T_3 determinado pela Tabela 3.2 da norma

6.1.7.2 Norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023)

O espectro de resposta da norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023) é definido pela expressão a seguir:

$$S_a(T) = \begin{cases} a_{gs0} \left(37,5T \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right), & 0 \leq T \leq 0,04 \frac{C_v}{C_a} \\ 2,5a_{gs0}, & 0,04 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 0,3 \frac{C_v}{C_a} \\ \frac{a_{gs1}}{T}, & 0,3 \frac{C_v}{C_a} \leq T \leq 2,0 \frac{C_v}{C_a} \\ 2 \frac{C_v}{C_a} \left(\frac{a_{gs1}}{T^2} \right), & T \geq 2,0 \frac{C_v}{C_a} \end{cases} \quad (63)$$

onde:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (64)$$

$$a_{gs1} = 0,75 C_v a_g \quad (65)$$

sendo:

- S_a aceleração horizontal espectral, expressa como fração de g

- a_{gs0} , a_{gs1} acelerações espectrais para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente
- T período fundamental, em segundos
- C_a , C_v fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, conforme Tabela 3 da norma

6.1.7.3 Norma chilena NCh433 (2012)

A norma chilena NCh433 (2012) define o espectro elástico de projeto pela equação (66):

$$S_a(T) = \frac{SA_0\alpha}{\frac{R^*}{I}} \quad (66)$$

onde:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (67)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (68)$$

sendo:

- S_a aceleração espectral de projeto
- S , T_0 , p parâmetros que dependem do tipo de solo, T_0 com unidade em segundos. Determinados na Tabela 6.3 da norma
- A_0 aceleração máxima efetiva
- α fator de amplificação da aceleração máxima efetiva
- R^* fator de redução da aceleração espectral
- I coeficiente de importância, uso e risco de falha do edifício
- T_n período de vibração do modo n , em segundos

- T^* período do modo com maior massa translacional equivalente na direção de análise, em segundos
- R_0 fator de modificação da resposta estrutural

6.1.7.4 Norma colombiana NSR-10 (2010)

A norma colombiana NSR-10 (2010) define seu espectro de acelerações como:

$$S_a = \begin{cases} 2,5A_a F_a I, & T < T_C \\ \frac{1,2A_v F_v I}{T}, & T_C \leq T \leq T_L \\ \frac{1,2A_v F_v T_L I}{T^2}, & T > T_L \end{cases} \quad (69)$$

onde:

$$T_C = 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (70)$$

$$T_L = 2,4 F_v \quad (71)$$

sendo:

- S_a valor do espectro de acelerações de projeto, expressa como fração de g
- A_a aceleração horizontal máxima efetiva
- F_a coeficiente de amplificação que afeta a aceleração na zona de períodos curtos, devido aos efeitos do solo
- I coeficiente de importância
- T período de vibração do sistema elástico, em segundos
- T_C período de vibração, em segundos, correspondente à transição entre a zona de aceleração constante, para períodos curtos, e a parte descendente
- A_v velocidade horizontal máxima efetiva
- F_v coeficiente de amplificação que afeta a aceleração na zona de períodos intermediários, devido aos efeitos do solo

T_L período de vibração, em segundos, correspondente ao início da zona de deslocamento aproximadamente constante, para períodos longos

Além disso, quando, ao utilizar o método de análise dinâmico, forem adotados períodos de vibração diferentes do fundamental e menores que T_0 , deve-se utilizar a seguinte equação:

$$S_a = 2,5A_aF_aI \left(0,4 + \frac{0,6T}{T_0} \right), \quad 0 \leq T < T_0 \quad (72)$$

onde:

$$T_0 = 0,1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (73)$$

com:

T_0 período de vibração, em segundos, ao qual inicia a zona de acelerações constantes do espectro de acelerações

6.1.7.5 Norma equatoriana NEC-SE-DS (2014)

O espectro de acelerações da norma equatoriana NEC-SE-DS (2014b) é dado por:

$$S_a = \begin{cases} \eta Z F_a, & 0 \leq T \leq T_c \\ \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r, & T > T_c \end{cases} \quad (74)$$

onde:

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (75)$$

sendo:

S_a	espectro de resposta elástico de acelerações, expressa como fração de g
η	razão entre a aceleração espectral, para $T = 0,1 s$, e o valor máximo de aceleração sísmica no terreno para o período de retorno selecionado
Z	fator de zona, expressa como fração de g
F_a, F_s, F_d	coeficientes de amplificação do solo na zona de período curto, em comportamento inelástico e para o espectro de deslocamentos, respectivamente. Definidos nas Tabela 3, 4 e 5 da norma
T	período fundamental de vibração, em segundos
T_c	período limite de vibração, em segundos, do sistema elástico para o sismo de projeto
R	fator que depende da localização geográfica de projeto:
	$r = \begin{cases} 1, & \text{para todos os tipos de solos, exceto E} \\ 1,5, & \text{para solos do tipo E} \end{cases}$

Caso haja análise dinâmica da estrutura utilizando modos de vibração diferentes do fundamental e menores que T_0 , o espectro, neste trecho, será dado pela equação (76):

$$S_a = \eta Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad (76)$$

com:

$$T_0 = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (77)$$

T_0 período limite de vibração, em segundos, do espectro elástico de acelerações para o sismo de projeto

6.1.7.6 Norma peruana N.T.E. E.030 (2020)

Como mencionado, a norma peruana N.T.E. E.030 (2020b) utiliza um espectro de pseudoacelerações inelástico, que é definido como:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \quad (78)$$

onde:

$$C = \begin{cases} 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_P} \right), & 0 \leq T < 0,2T_P \\ 2,5, & 0,2T_P < T < T_P \\ 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right), & T_P < T < T_L \\ 2,5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right), & T > T_L \end{cases} \quad (79)$$

$$R = R_0 I_a I_p \quad (80)$$

S_a espectro de pseudo-acelerações, expressa como fração de g

Z fator de zona, expressa como fração de g

U fator de uso ou importância

C fator de amplificação sísmica

S fator de amplificação do solo, definido na Tabela 3 da norma

R coeficiente de redução das forças sísmicas

T período fundamental da estrutura, em segundos

T_P período, em segundos, que define a plataforma do fator C , definido na Tabela 4 da norma

T_L período, em segundos, que define o início da zona do fator C com deslocamento constante, definido na Tabela 4 da norma

R_0 coeficiente básico de redução das forças sísmicas

I_a fator de irregularidade em altura, definido na Tabela 8 da norma

I_p fator de irregularidade em planta, definido na Tabela 9 da norma

6.1.7.7 Norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019)

A norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019), por sua vez, define seu espectro inelástico pelas seguintes expressões:

$$A_d(T) = \begin{cases} \frac{\rho F_I A_A}{1,5}, & T < T_A \\ \rho F_I A_A \left[\frac{1}{1,5} + \left(\frac{\beta^*}{R} - \frac{1}{1,5} \right) \left(\frac{T - T_A}{T^+ - T_A} \right) \right], & T_A \leq T \leq T^+ \\ \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R}, & T^+ \leq T \leq T_C \\ \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T} \right), & T_C \leq T \leq T_D \\ \rho F_I A_A \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q, & T_D \leq T \end{cases} \quad (81)$$

onde:

$$A_A = F_A \alpha A_0 \quad (82)$$

$$T_A = 0,20 T_B \quad (83)$$

Limitado pelo intervalo: $0,02 s \leq T_A \leq 0,05 s$

$$\beta^* = \max\left(\beta; \frac{A_V}{A_A}\right) \quad (84)$$

$$T^+ = \begin{cases} 0,1(R - 1), & R < 5 \\ 0,4, & R \geq 5 \end{cases} \quad (85)$$

Limitado pelo intervalo: $0,25 T_C \leq T^+ \leq T_C$

$$T_C = \frac{1}{2,4} \left(\frac{A_V}{A_A} \right) \quad (86)$$

$$T_D = T_L \left(\frac{F_D}{F_V} \right) \quad (87)$$

$$F_A = F_A^C F_A^H F_A^T \quad (88)$$

$$\beta = \begin{cases} 2,4, & \xi = 5\% \\ 2,4 \cdot (1,4024 - 0,25 \ln \xi), & \xi \neq 5\% \end{cases} \quad (89)$$

$$A_V = F_V \alpha A_1 \quad (90)$$

$$F_V = F_V^C F_V^H F_V^T \quad (91)$$

$$F_D = F_D^C F_D^H F_D^T \quad (92)$$

$A_d(T)$	ordenada do espectro de resposta inelástica, expressa como fração de g
A_A	coeficiente de aceleração do terreno
A_V	coeficiente de aceleração para períodos intermediários
A_0	coeficiente de aceleração horizontal do terreno
A_1	coeficiente de aceleração espectral horizontal para período estrutural de 1 s
F_A, F_V, F_D	fatores de condição de solo para períodos curtos, intermediários e longos, respectivamente
F_A^C, F_V^C, F_D^C	fatores de classe do terreno para períodos curtos, intermediários e longos, respectivamente, definidos nas Tabelas 8, 9 e 10 da norma
F_A^H, F_V^H, F_D^H	fatores de profundidade do leito rochoso para períodos curtos, intermediários e longos, respectivamente, definidos na Tabela 12 da norma
F_A^T, F_V^T, F_D^T	fatores de condição topográfica para períodos curtos, intermediários e longos, respectivamente, definidos na Tabela 11 da norma
F_I	fator de irregularidade, definido na Tabela 14 da norma
R	fator de redução de resposta
T	período de vibração fundamental da estrutura, em segundos
T_A, T_B, T_C, T_D	períodos que caracterizam o espectro elástico, em segundos
T_L	período de transição entre os períodos intermediários e longos do espectro elástico, em segundos
T^+	período característico do espectro de resposta inelástica, em segundos
q	expoente do intervalo espectral para períodos longos, dado pela Tabela 17 da norma
α	fator de importância para o sismo de projeto
β	fator de amplificação espectral que depende do amortecimento
β^*	fator de amplificação espectral que depende de β , A_A e A_V
ρ	fator de redundância, definido na Tabela 13 da norma

ξ coeficiente de amortecimento, expresso em porcentagem

6.1.8 Métodos De Análise

As normas estudadas apresentam ao menos dois métodos de análise sísmica da estrutura, um estático e um dinâmico, permitindo a utilização do Método das Forças Equivalentes como padrão para análise estática e o Método Modal Espectral para análise dinâmica.

As normas brasileira ABNT NBR 15421 (2023) e argentina INPRES-CIRSOC 103 (2018) determinam métodos de verificação simplificada para estruturas consideradas simples e de baixo risco sísmico. No caso da norma brasileira, verifica-se a resistência sísmica de estruturas localizadas na zona sísmica 1, devendo resistir a esforços horizontais em duas direções ortogonais, além de esforços de torção. Esta verificação se faz aplicando, simultaneamente em todos os pisos, cargas horizontais com valor numérico igual a 1% do valor do peso total da estrutura no piso analisado. A norma argentina, por sua vez, aplica seu método simplificado apenas para estruturas de uso comum e provisórias compostas exclusivamente por paredes estruturais. Neste método é realizada uma verificação de segurança a partir da avaliação da resistência ao cisalhamento das paredes, para cada direção, em comparação com a tensão de cisalhamento na construção, calculada com base no peso da estrutura, no fator de risco e no coeficiente sísmico que depende da zona sísmica. Além disso, como não são feitas verificações de deformações neste método, orienta-se que a construção projetada se distancie das edificações vizinhas, no mínimo, em 2,5 cm.

A Análise Sísmica Estática, baseada no Método das Forças Horizontais Equivalentes, é permitida nas normas para a análise de estruturas simples, geralmente regulares, localizadas em zonas de intensidade sísmica baixa e com alturas máximas determinadas. Apenas a norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023) permite que todas as estruturas, independentemente da localização ou de irregularidades, sejam analisadas por este método.

A Análise Dinâmica pelo Método Modal Espectral é adotada como principal método de análise para a maioria das normas analisadas. Para isso, determinam que o número de modos considerado seja suficiente para demonstrar ao menos 90% da

massa total da estrutura em cada uma das direções ortogonais analisadas, apenas a norma venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) apresenta uma equação para o cálculo deste valor. Além disso, a combinação das respostas modais é determinada a partir do uso do método CQC para a maioria das normas, entretanto, as normas brasileira ABNT NBR 15421 (2023) e colombiana NSR-10 (2010) utilizam o método SRSS como principal para combinação, permitindo o uso de outro método quando as frequências de vibrações forem muito próximas (menos que 10%). Em contrapartida, apesar da norma equatoriana NEC-SE-DS (2014b) determinar que haja a combinação modal das respostas, não há especificação sobre o método a ser adotado.

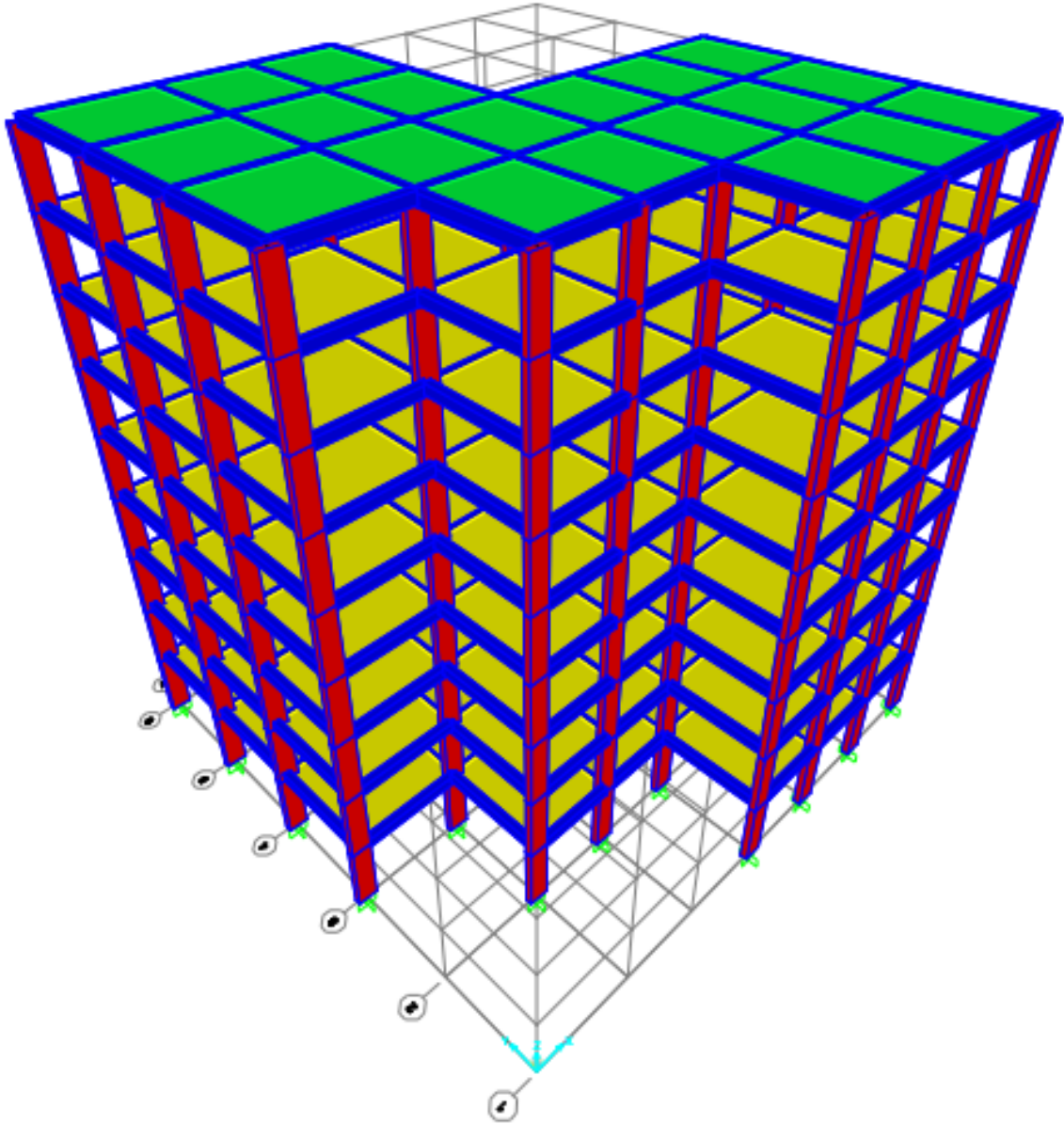
A Análise Dinâmica com Histórico de Acelerações no Tempo é permitida por todas as normas, exceto a chilena NCh433 (2012). Este método baseia-se na utilização de pelo menos 3 conjuntos de acelerogramas do local analisado, ou de local semelhante geologicamente, podendo ser utilizados modelos computacionais. Cada conjunto de acelerogramas deve ser composto por um par de componentes horizontais, e para cada par deve-se gerar um espectro de pseudoacelerações considerando a SRSS dos valores espectrais calculados para cada componente, com amortecimento 5%. Além disso, as componentes devem ser escalonadas de modo que os espectros de resposta obtidos tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto no intervalo entre $0,2T$ e $1,5T$ (onde, T é o período fundamental da estrutura na direção de análise).

Por fim, as normas colombiana NSR-10 (2010) e venezuelana COVENIN 1756-1 (2019) permitem o uso de métodos inelásticos para a análise sísmica, quando o projetista julgar necessário. Podendo ser aplicados os métodos de Análise Estático Inelástico (*Pushover*) e de Análise Dinâmico Inelástico com Histórico de Acelerações no Tempo, devendo ser revisados por engenheiros especialistas, além de comparados com os resultados obtidos com aplicação de outros métodos.

6.2 DEFINIÇÃO DO EDÍFICIO-MODELO

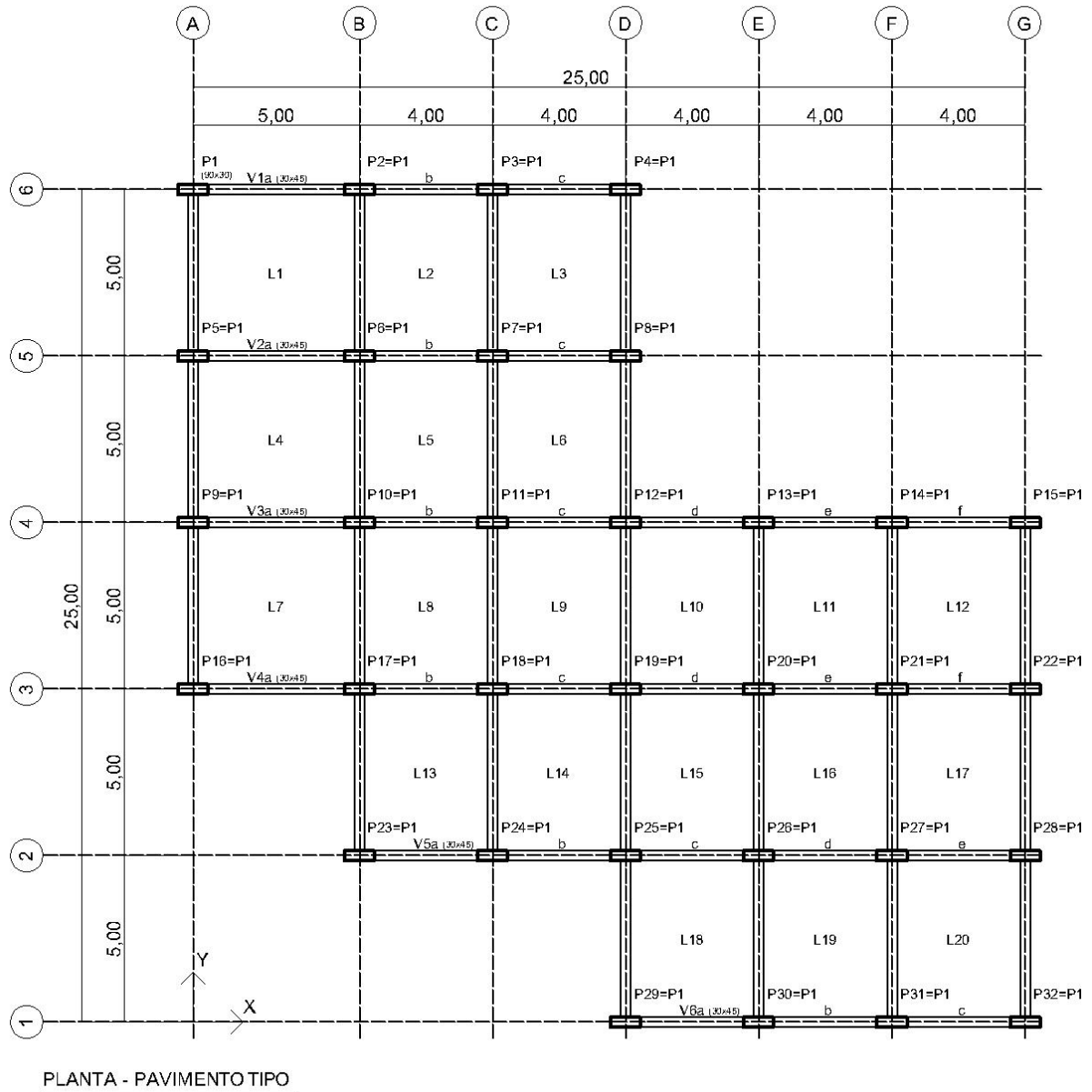
Para a avaliação das diferenças de comportamento estrutural causados pela adoção de cada uma das normas estudadas, foi utilizado o edifício-modelo de concreto armado descrito pela Figura 25 e pela Figura 26.

Figura 25 – Edifício-modelo em perspectiva



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Figura 26 – Planta estrutural do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Para a modelagem da estrutura foram utilizados elementos do tipo barra (*frames*, em inglês) para a configuração de pilares e vigas e elementos do tipo casca (*shell*, em inglês) para as lajes, caracterizando o sistema resistente do tipo pórtico. Sendo assim, o coeficiente de modificação de resposta adotado foi o correspondente a este sistema com detalhamento usual, conforme Quadro 12 e Quadro 13.

Além disso, a edificação foi considerada própria para habitação uni ou multifamiliar, sendo considerada pela maioria das normas como uma edificação de uso comum, e seu fator de importância foi determinado conforme Quadro 10.

Este modelo possui irregularidade em planta, ocasionando excentricidade ao centro de massa. Esta irregularidade foi definida como do tipo “Quinas entrantes” para as normas colombiana, equatoriana e peruana, tendo sido adotado o fator de irregularidade em planta igual a 0,90. Para a norma venezuelana o fator de irregularidade é igual a 1,1.

A edificação tem pé-direito de 3,20 m, com altura total de 28,80 m. As lajes do pavimento possuem espessura de 12 cm e as da cobertura de 10 cm. As seções transversais das vigas são de 45 cm x 30 cm e dos pilares de 90 cm x 30 cm.

Foi adotado o uso de concreto com resistência característica (f_{ck}) de 25 MPa, módulo de elasticidade igual a 24 GPa, peso específico igual a 25 kN/m³ e coeficiente de dilatação térmica igual $10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, o aço utilizado foi o CA-50 com resistência característica ao escoamento de 500 MPa, módulo de elasticidade igual a 200 GPa, peso específico igual a 78,5 kN/m³ e coeficiente de dilatação térmica igual a $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$.

As cargas permanentes adotadas para o pavimento-tipo, devido ao peso próprio e ao revestimento, foram de 10,71 kN/m², e da cobertura como 2,65 kN/m², distribuídas uniformemente sobre as lajes. As cargas acidentais foram determinadas de acordo com as especificações de cada uma das normas estudadas assim como as combinações de carga para a verificação do estado limite último, conforme Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Cargas acidentais empregadas nos modelos estruturais de acordo com a norma sísmica

Normas	Cargas Acidentais [kN/m ²]	
	Pavimento-tipo	Cobertura
INPRES-CIRSOC (2018)	2,00	1,00
ABNT NBR 15421 (2023)	2,00	1,00
NCh433 (2012)	2,00	1,00
NSR-10 (2010)	1,80	0,50
NEC-SE-DS (2014)	2,00	1,00
N.T.E. E.030 (2020)	2,00	1,00
COVENIN 1756-1 (2019)	1,75	0,40

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas⁷

⁷ INPRES-CIRSOC 101 (2005a); ABNT NBR 6120 (2019); NCh1537 (2009); NSR-10 – TÍTULO B (2010); NEC-SE-CG (2014a); N.T.E E.020 (2020a); COVENIN 2002 (1988).

Tabela 3 – Combinações de carga para o estado limite último de acordo com a norma sísmica

Normas	Combinações de Carga	
INPRES-CIRSOC (2018)	1,2CP + 0,5CA + S	0,9CP + S
ABNT NBR 15421 (2023)	1,2CP + 0,5CA + S	1,2CP + S
NCh433 (2012)	1,2CP + 0,5CA + 1,4S	0,9CP + 1,4S
NSR-10 (2010)	1,2CP 0,5CA + S	0,9CP + S
NEC-SE-DS (2014)	01,2CP + 0,5CA + S	0,9CP + S
N.T.E. E.030 (2020)	1,25CP + 1,25CA + S	0,9CP + S
COVENIN 1756-1 (2019)	1,2CP + CA _{tipo} + 0,5CA _{cob} + S	0,9CP + S

Fonte: Elaborado pelo autor com base nas normas estudadas⁸

A classe do terreno foi determinada para solos do tipo Rocha. Para a norma venezuelana adotou-se o caso de condição topográfica leve e profundidade do leito rochoso igual a 10 m.

A fim de cumprir com a determinação de utilizar o número de modos de vibração que conduza a ao menos 90% da massa total da estrutura em cada uma das direções ortogonais analisadas, foi adotado o uso de 12 modos de vibração totalizando 93,61% de contribuição da massa total.

6.2.1 Casos Estudados

A fim de verificar a ocorrência de mudanças de comportamento estrutural quando há variação da sismicidade, foram determinados 4 Casos de estudo.

O Caso 1 foi definido pela aceleração característica igual a 0,10 g, exceto para a norma venezuelana, tendo sido utilizada a aceleração de 0,12g, por ser a mais próxima identificada no Mapa de Ameaça Sísmica da norma (COVENIN 1756-1, 2019, pág. 43). As normas chilena e equatoriana não apresentam locais com esta aceleração característica, por isso não foram incluídas nesta primeira análise.

O Caso 2 foi definido para aceleração característica igual a 0,15 g, exceto para as normas argentina, chilena, tendo sido determinadas acelerações iguais a 0,18 g e 0,20 g, respectivamente, por serem as zonas com sismicidade mais próximas. A norma peruana, por sua vez, não foi estudada neste caso, por possuir acelerações muito distantes do valor escolhido para esta segunda análise.

O Caso 3 foi determinado para aceleração característica igual a 0,25 g, exceto para as normas chilena e venezuelana, tendo sido escolhidos os valores de 0,30 g e

⁸ INPRES-CIRSOC 103 – Parte II (2005b); ABNT NBR 8681 (2004) ;NCh3171 (2017); NSR-10 – TÍTULO B (2010); NEC-SE-CG (2014a); N.T.E. E.060 (2020c); COVENIN 1753 (2006).

0,24 g, próximos ao selecionado. Como, segundo a norma brasileira, o território brasileiro não apresenta acelerações maiores que 0,15 g, não foram realizadas análises para a mesma neste caso.

Por fim, o Caso 4 definiu-se para aceleração característica igual a 0,35 g, exceto para as normas chilena e venezuelana, adotando-se os valores de 0,40 g e 0,36 g, por serem os mais próximos. A norma brasileira não foi analisada.

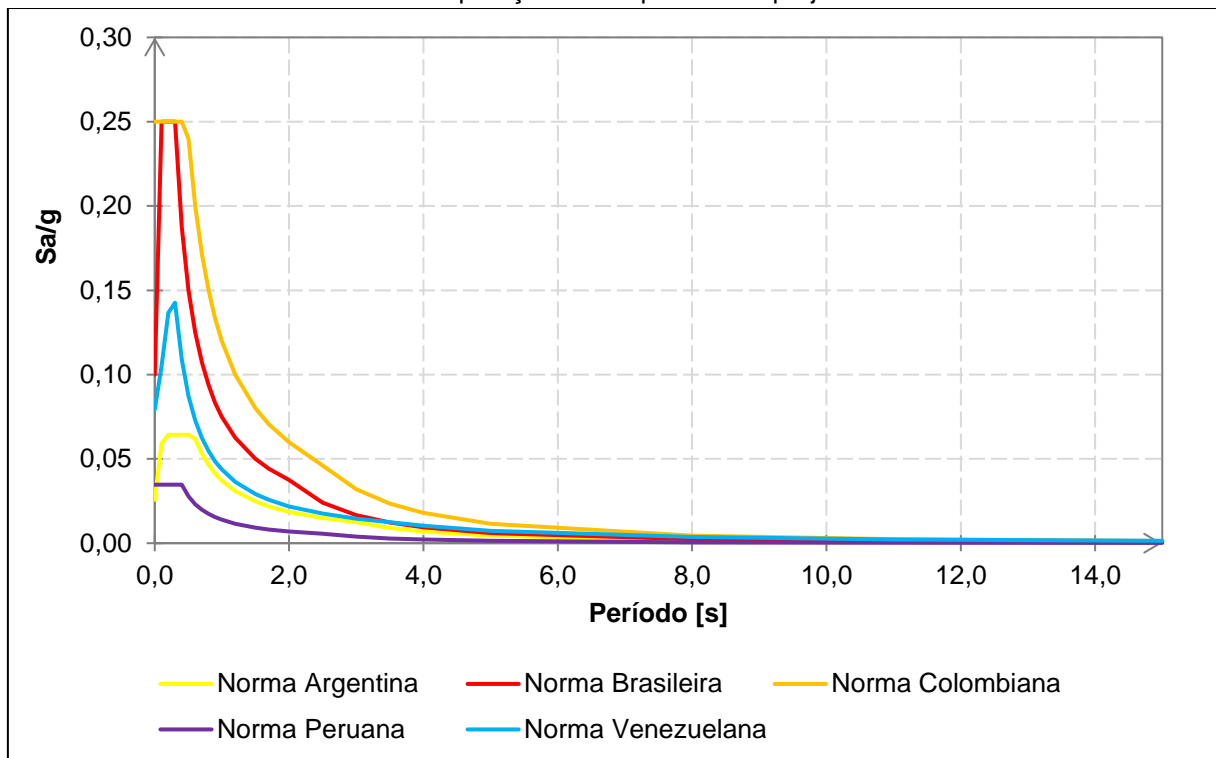
7 RESULTADOS

Realizada a modelagem do edifício pelo software SAP2000 de acordo com as determinações apresentadas anteriormente, os resultados obtidos são apresentados abaixo de acordo com cada caso de estudo. Todos os espectros de projeto foram definidos para uma taxa de amortecimento crítico igual a 5%.

7.1 CASO 1: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,10 g

Tomando em consideração as informações e características descritas para o Caso 1, foram obtidos os seguintes espectros de projeto:

Gráfico 1 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 1

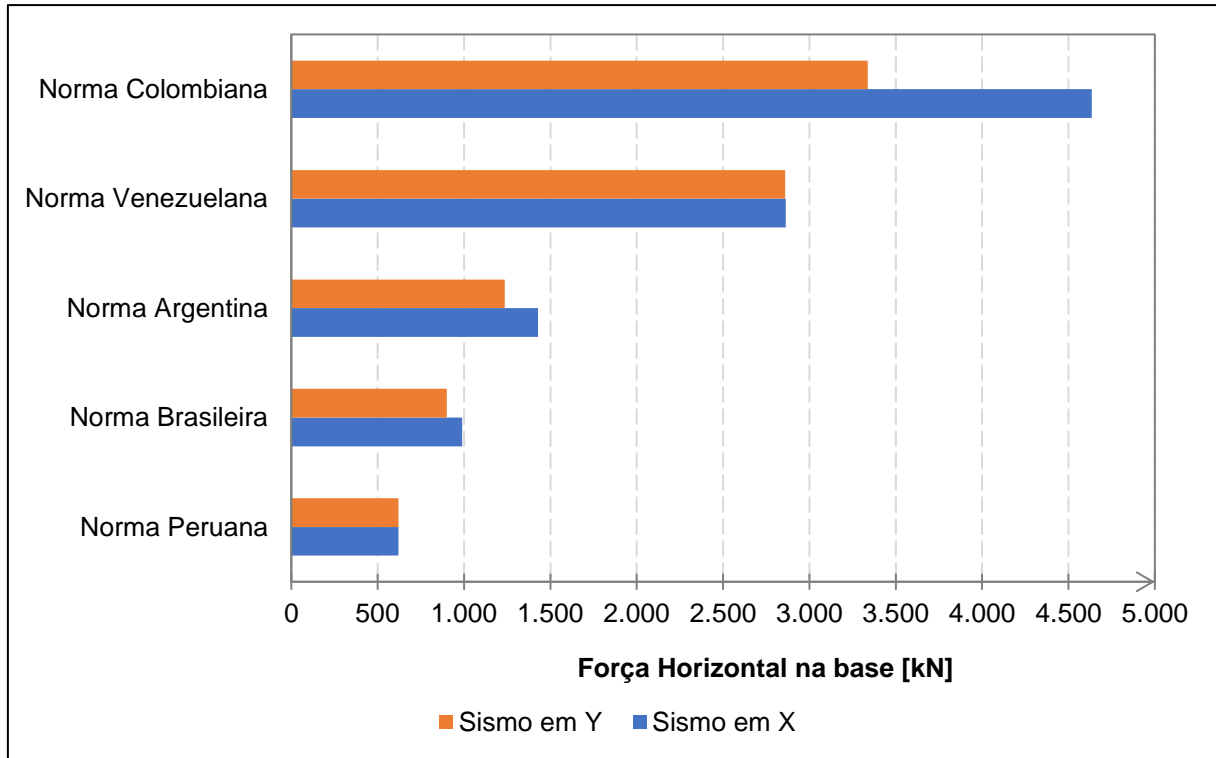


Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Pode-se notar que as normas brasileira e colombiana, apresentam espectros com formas e ordem de grandeza semelhantes, visto que as suas formulações são semelhantes, conforme descrito na seção 6.1.7.

Posteriormente, foram obtidas as forças cortantes na base, sendo estas ajustadas de acordo com os limites estabelecidas em cada norma, em relação à modelagem estática.

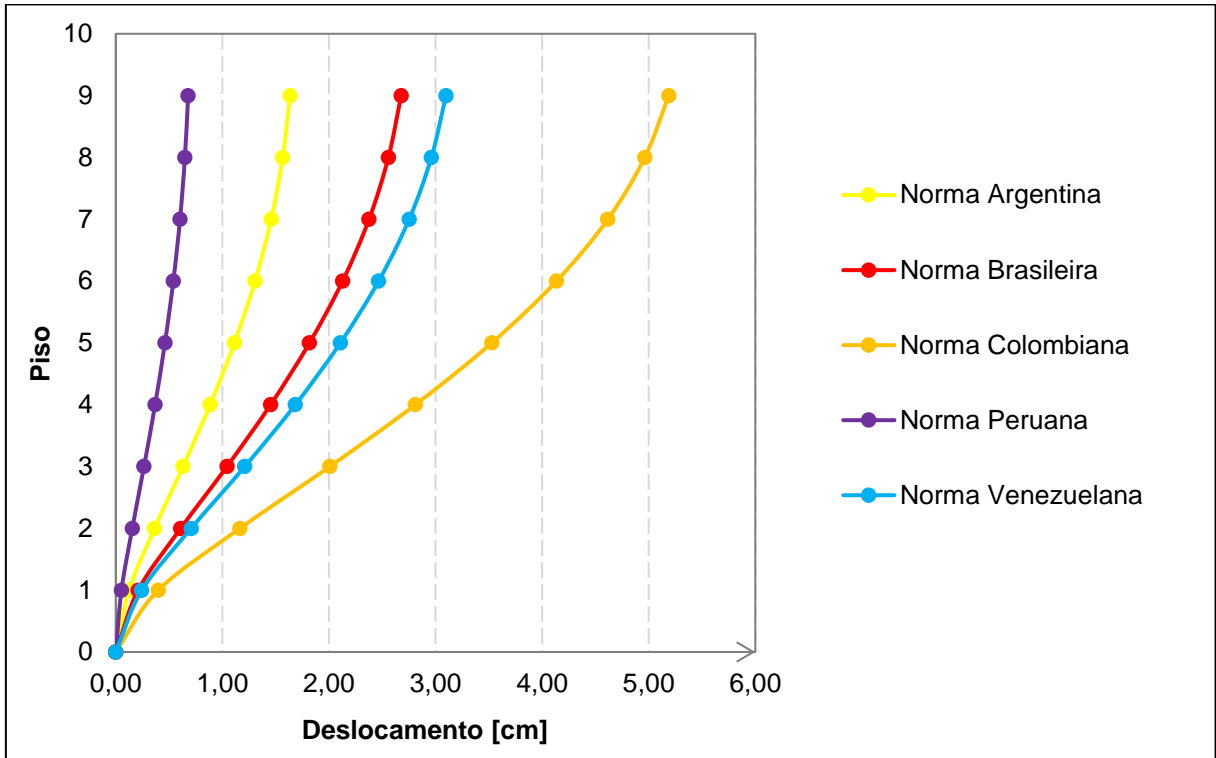
Gráfico 2 – Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

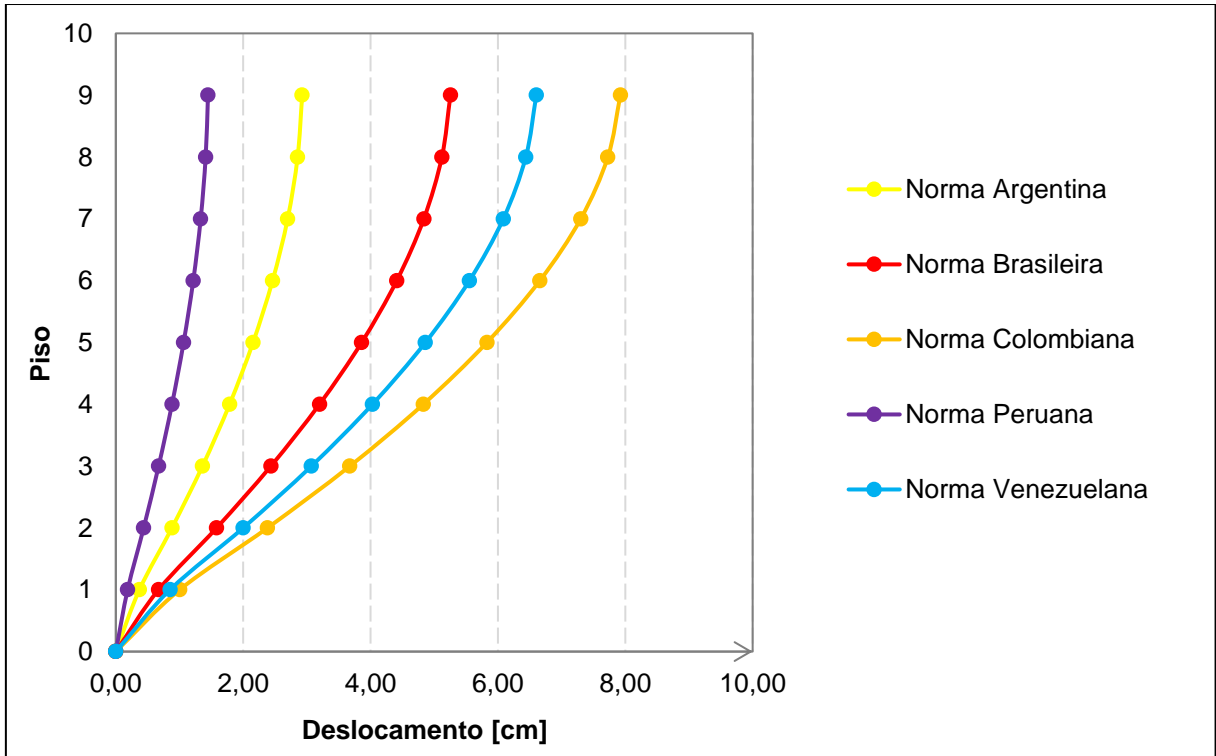
A força horizontal na base indica a intensidade da força gerada pelo sismo estudado de acordo com o espectro de projeto. É possível notar que as normas colombiana e venezuelana apresentam resultados expressivamente maiores que as demais. Como a norma colombiana não considera o fator de correção devido ao tipo de sistema estrutural e de irregularidade na formulação do espectro de projeto, infere-se que esta seja a causada da discrepância apresentada. A norma venezuelana, por sua vez, apresenta uma formulação específica do espectro de projeto, considerando diversos fatores distintos das demais normas, podendo serem os responsáveis pela resposta obtida.

Gráfico 3 – Deslocamento no centro de massa em relação ao eixo X – Caso 1



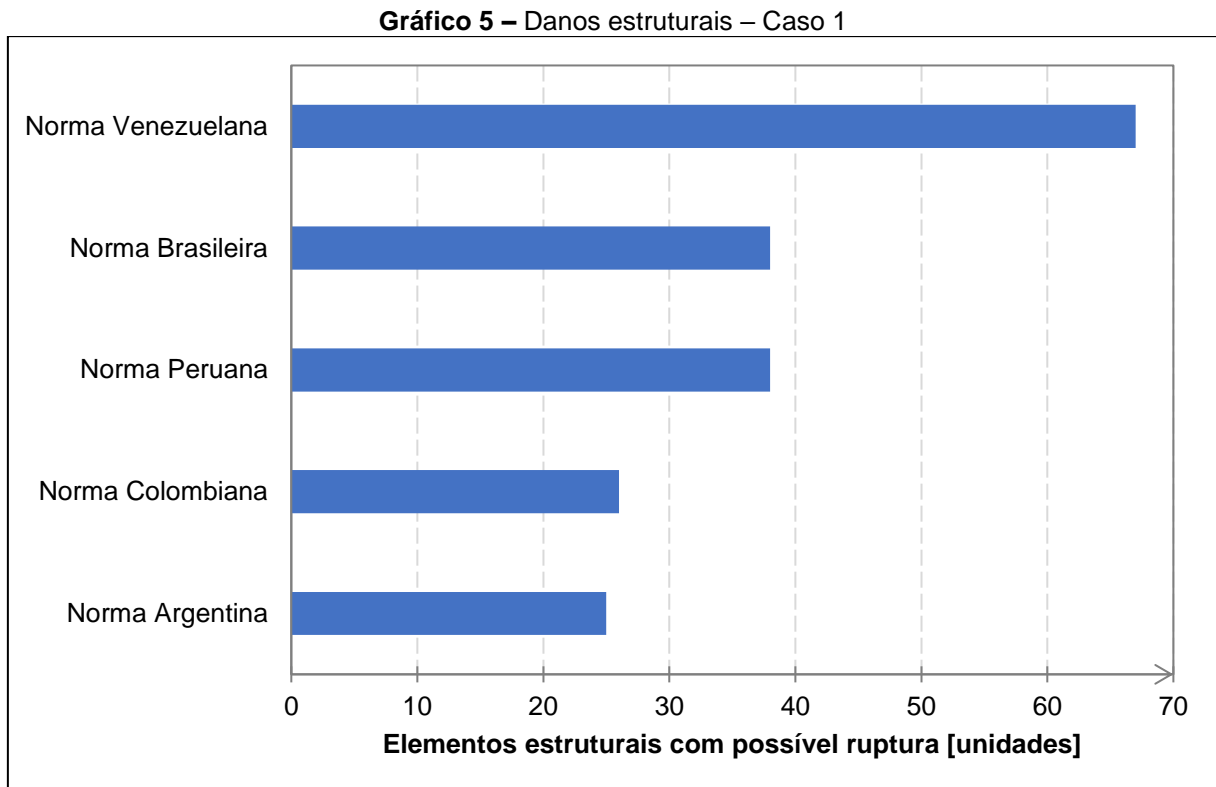
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 4 – Deslocamento no centro de massa em relação ao eixo Y – Caso 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

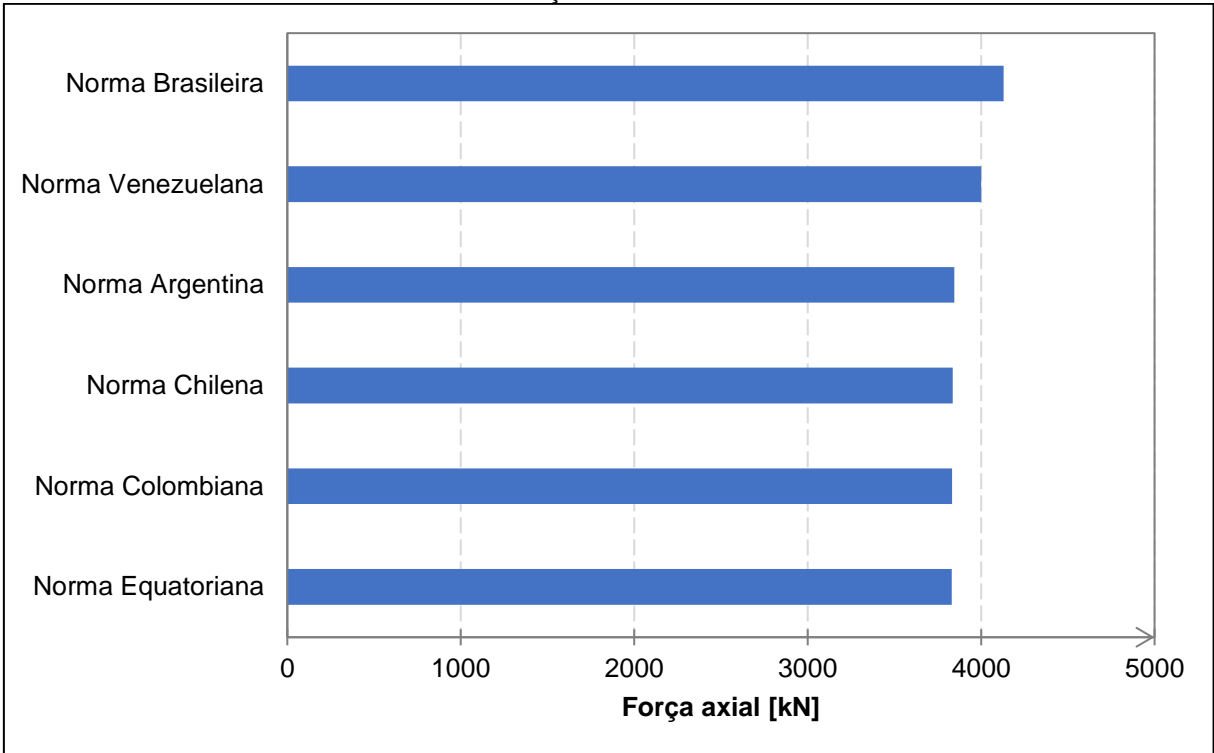
Os deslocamentos no centro de massa causados pelos sismos aplicados são apresentados nos Gráficos 3 e 4. Verifica-se que de modo geral, o sismo em Y causa deslocamento relativamente maior quando aplicada qualquer uma das normas estudadas. Além disso, mantém-se a tendência de resultados maiores para as normas colombiana e venezuelana, reforçando os aspectos destacando anteriormente.



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

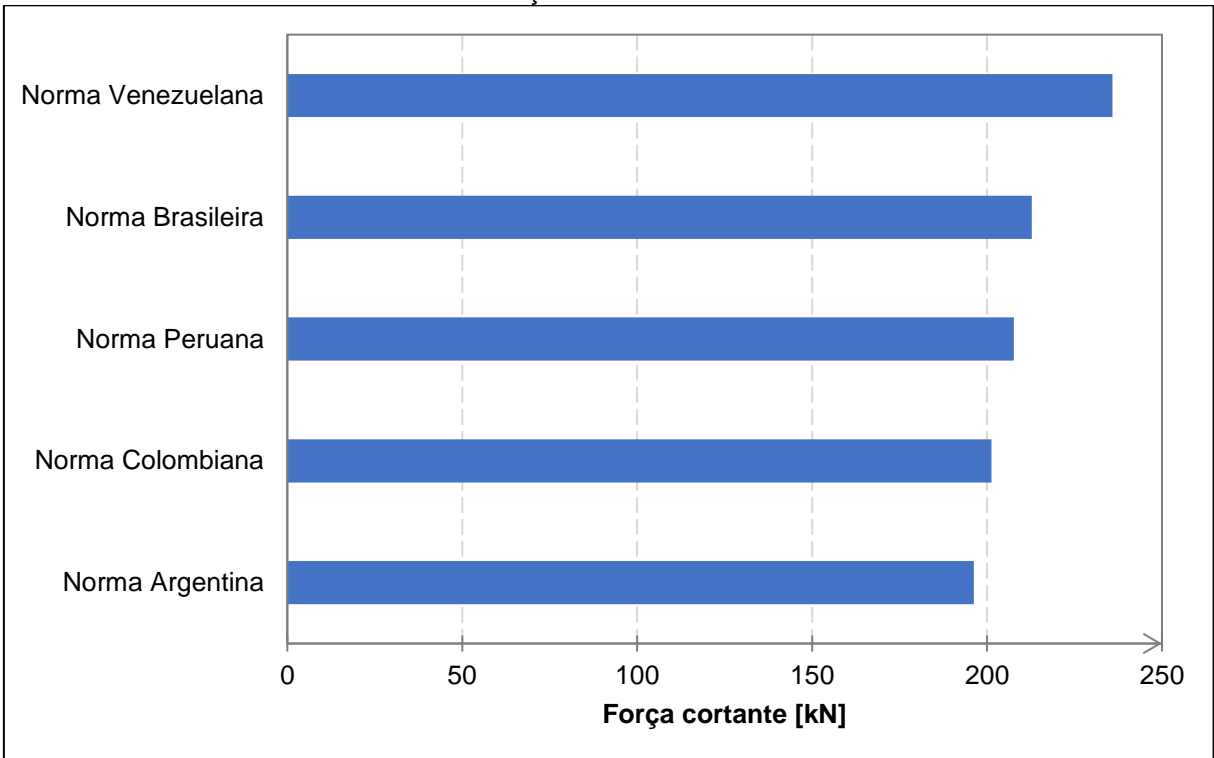
Após aplicadas as combinações de carga, verificou-se se os modelos teriam um bom desempenho estrutural. De acordo com os resultados obtidos, pode-se compreender que norma venezuelana apresenta a maior quantidade de peças com possível ruptura, enquanto as demais apresentam valores próximos.

Gráfico 6 – Força axial máxima – Caso 1

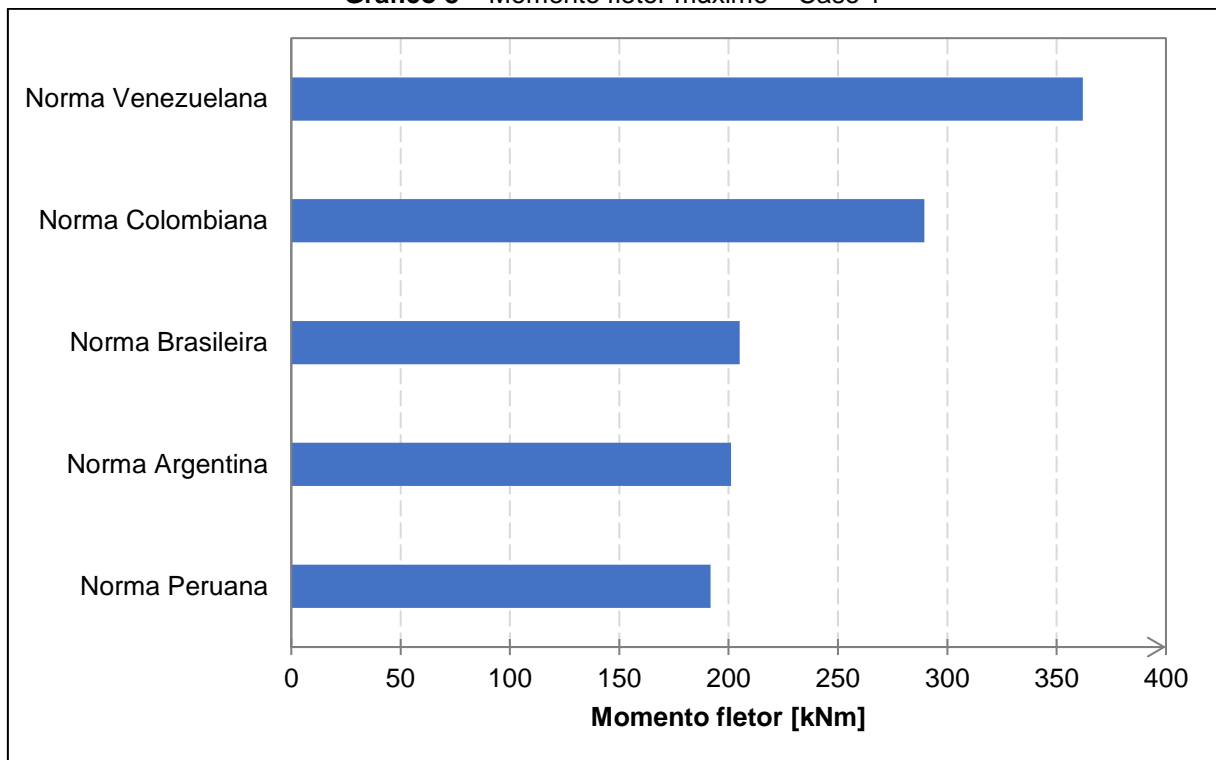


Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 7 – Força cortante máxima – Caso 1



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 8 – Momento fletor máximo – Caso 1

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

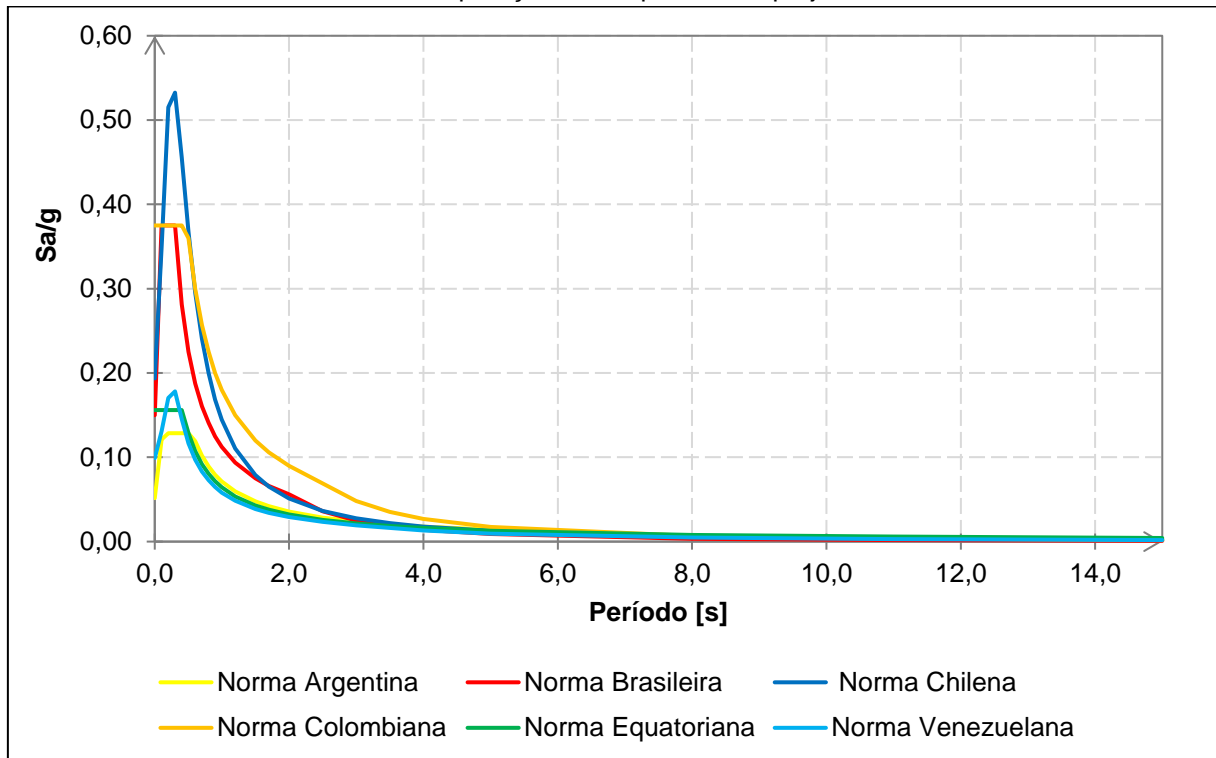
Analisando os resultados para os esforços internos, pode-se compreender que apesar das diferenças, as forças cortante e axial apresentam a mesma ordem de grandeza, indicando poucas diferenças de comportamento. Entretanto, o momento fletor apresenta diferenças significativas apenas para os resultados das normas venezuelana e colombiana, seguindo a tendência descrita inicialmente.

Como, para as combinações de carga os valores de forças sísmicas da norma colombiana são corrigidos pelos fatores relacionados ao tipo de sistema estrutural e às irregularidades, este apresenta redução significativa nas respostas de esforços internos obtidas.

7.2 CASO 2: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,15 g

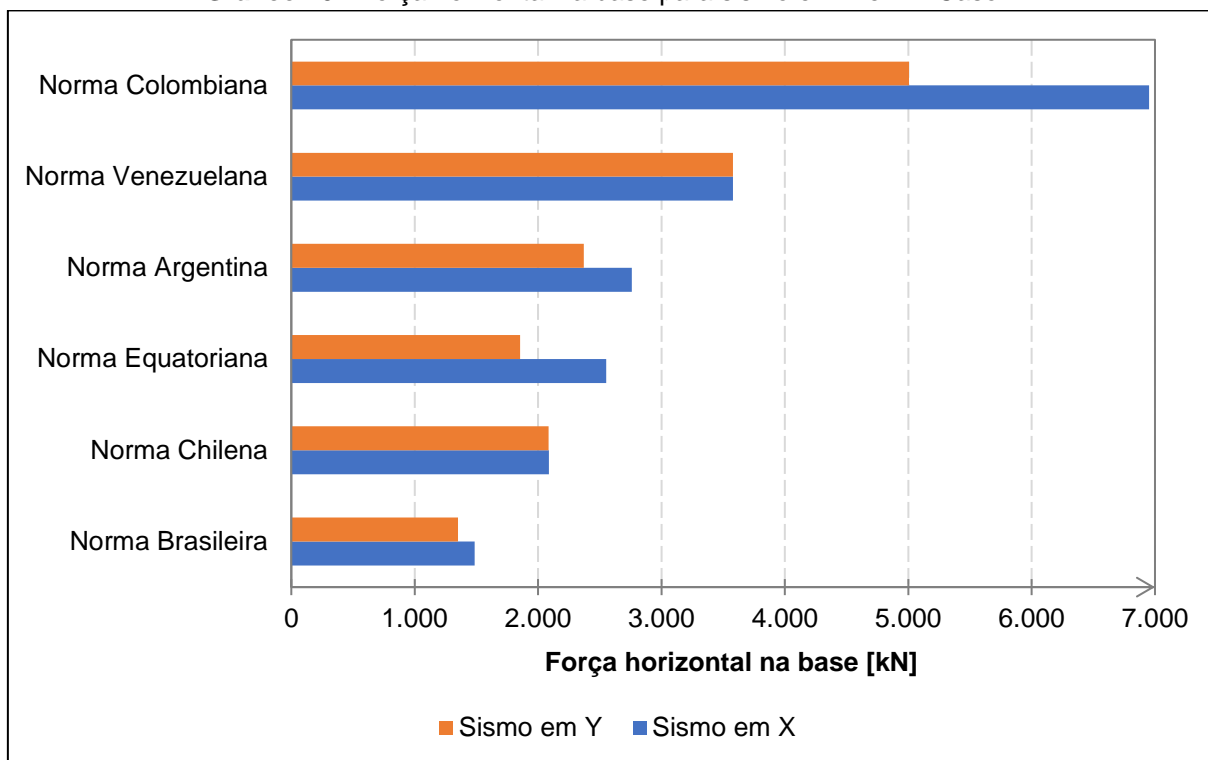
Tomando em consideração as informações e características descritas para o Caso 2, foram obtidos os seguintes espectros de projeto:

Gráfico 9 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

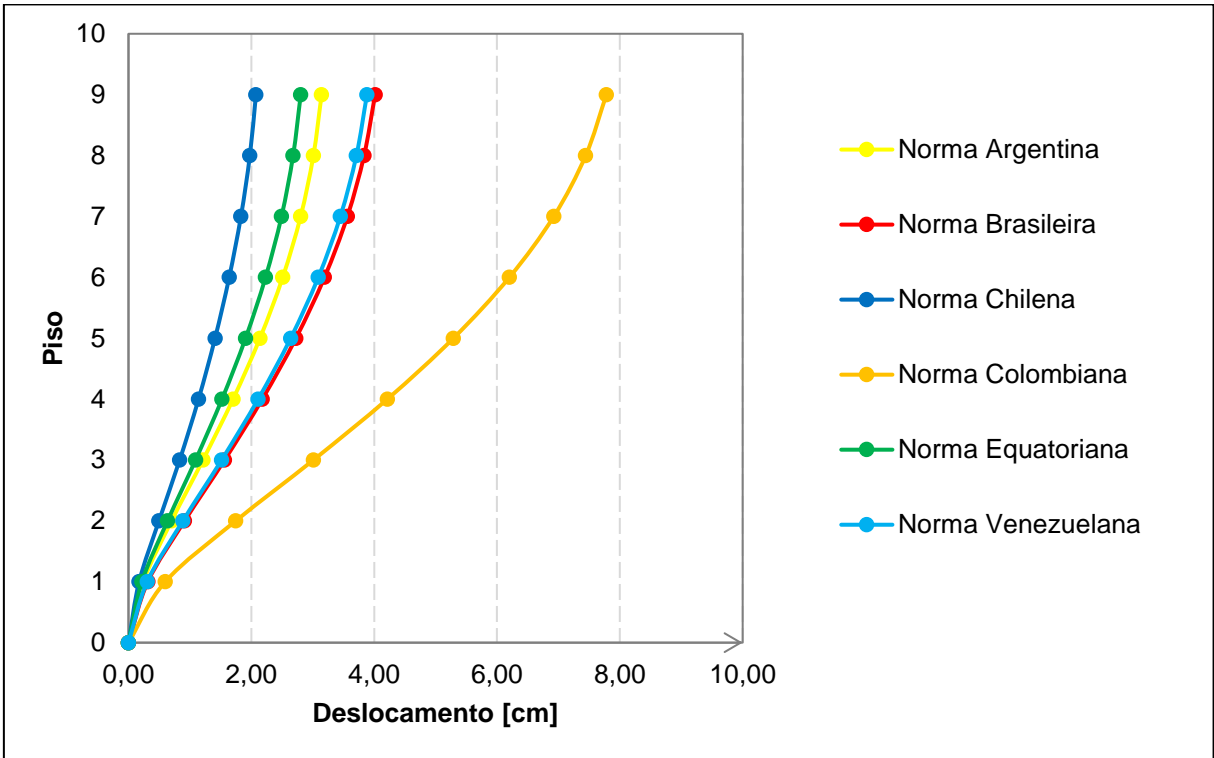
Pode-se notar que apesar das diferenças de formulações dos espectros de projeto a maioria apresenta formas semelhantes, exceto as normas chilena e venezuelana.

Gráfico 10 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 2

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

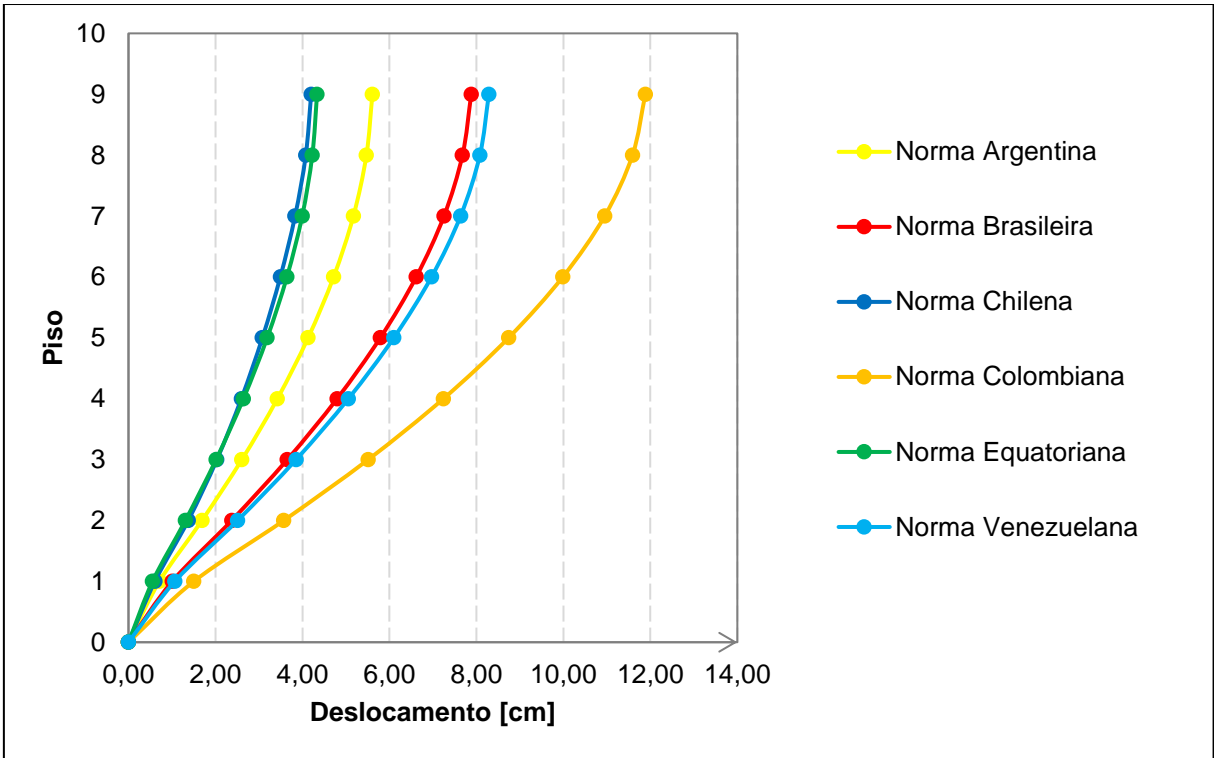
Em relação à força horizontal na base, pode-se notar que apenas norma colombiana apresenta valores discrepantes em relação aos demais.

Gráfico 11 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

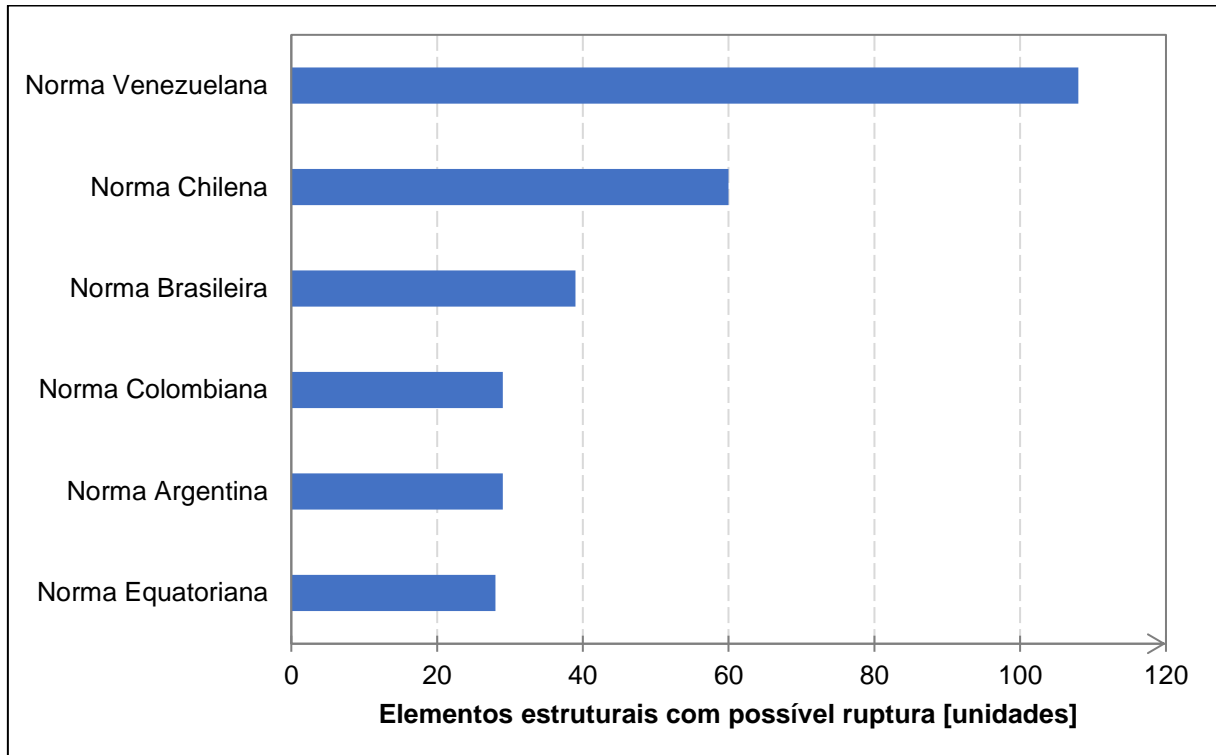
Gráfico 12 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

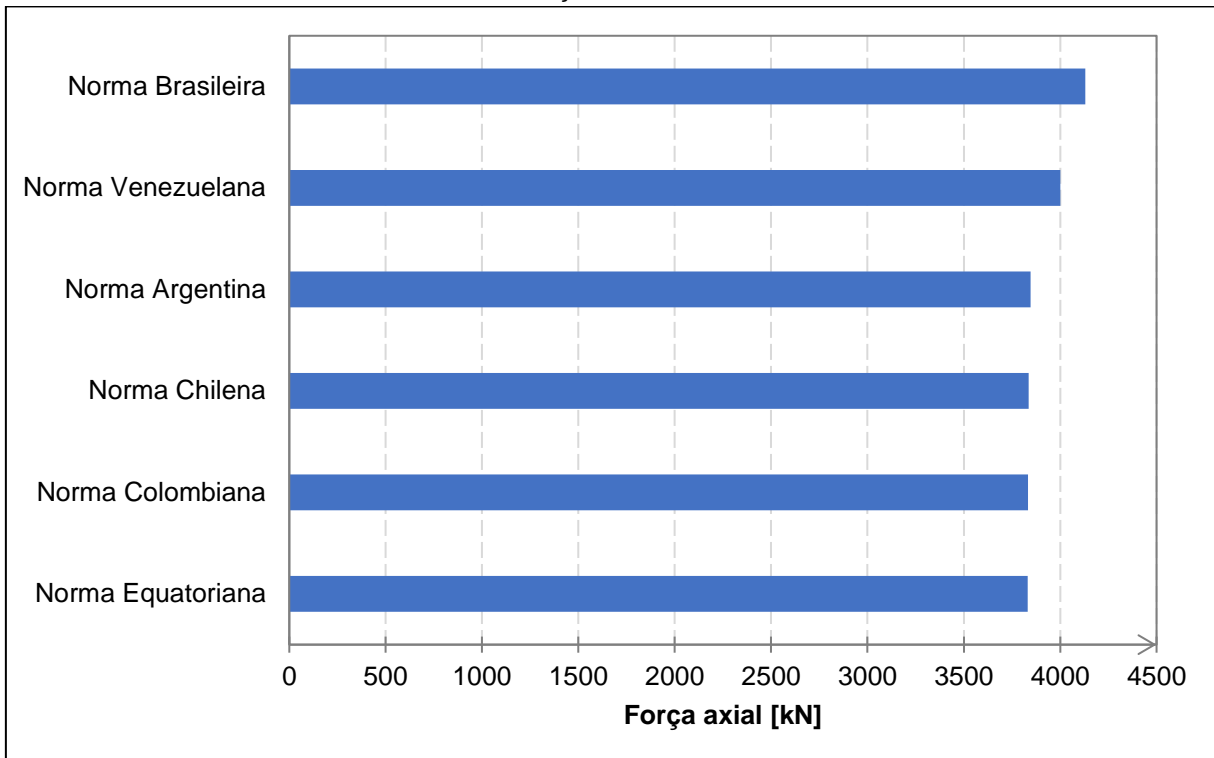
Seguindo a tendência descrita no Caso 1, os deslocamentos encontrados para o sismo no eixo Y são relativamente maiores que os do eixo X. Além disso, os resultados maiores para a norma colombiana se mantêm, reforçando os aspectos destacados anteriormente.

Gráfico 13 - Danos estruturais – Caso 2

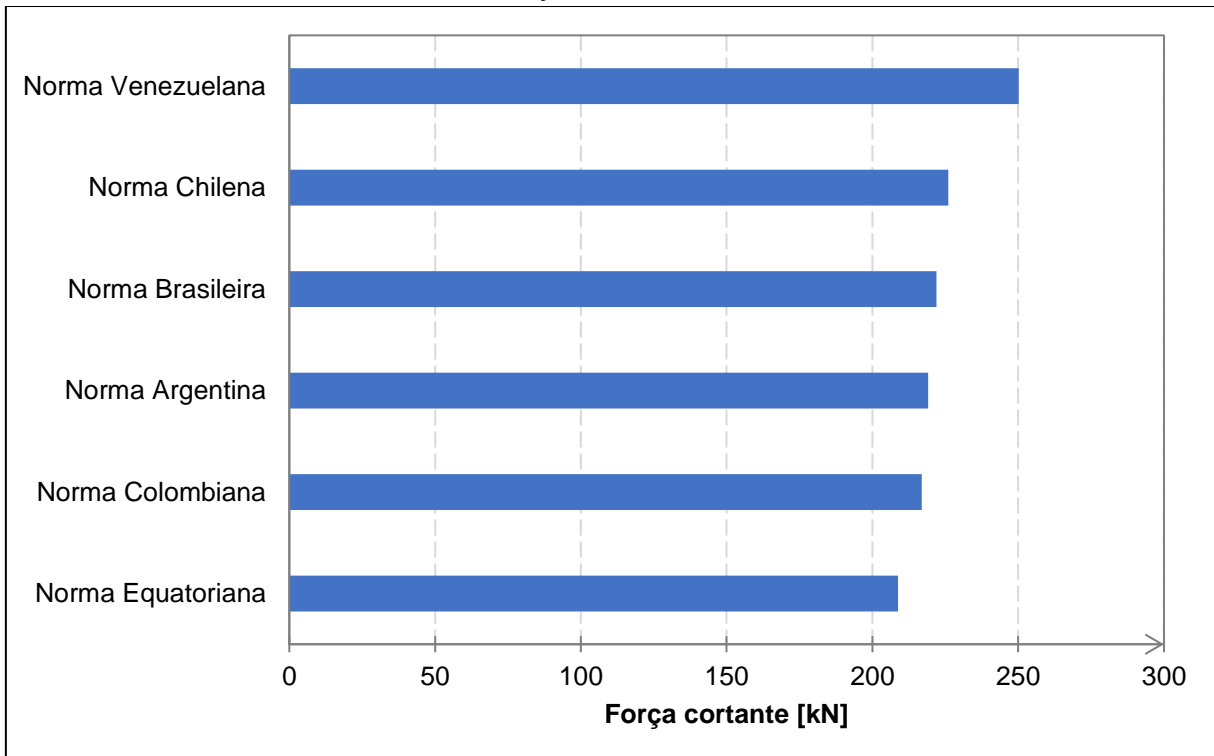


Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

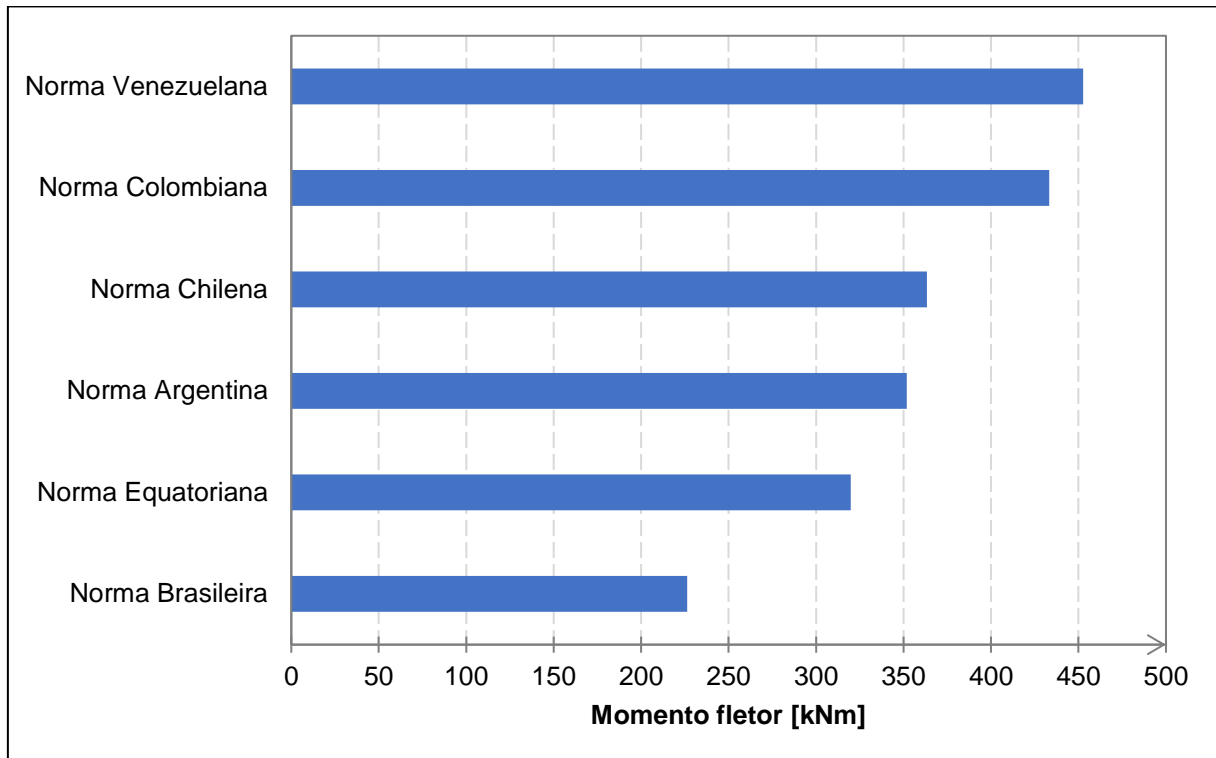
Com os resultados obtidos, reforça-se a tendência apresentada no Caso 1, com a maior quantidade de peças com possível ruptura presente no modelo para a norma venezuelana. Além disso, a norma chilena também apresenta valor discrepante em relação aos das demais normas.

Gráfico 14 – Força axial máxima – Caso 2

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 15 – Força cortante máxima – Caso 2

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 16 – Momento fletor máximo – Caso 2

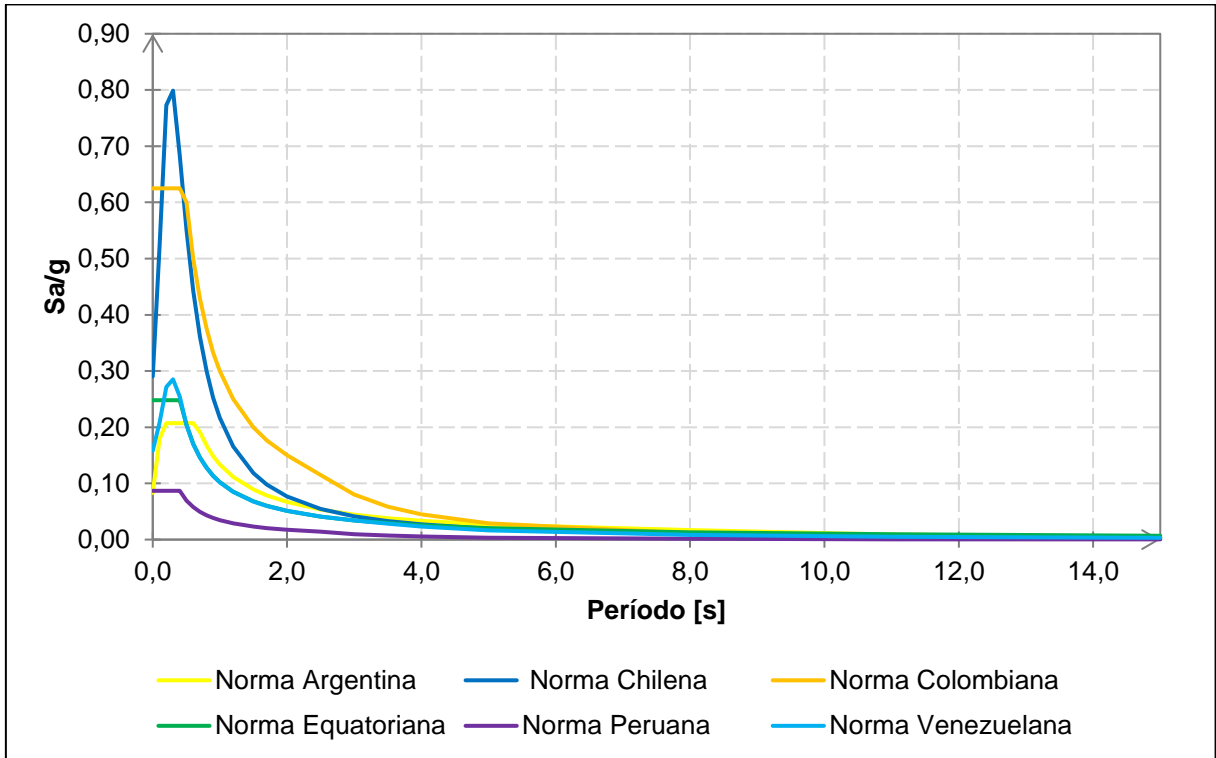
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Analisando os resultados para os esforços internos, reforça-se a tendência apresentada no Caso 1, com as forças axial e cortante tendo mesma ordem de grandeza e o momento fletor com discrepâncias apresentadas apenas para as normas colombiana e venezuelana.

7.3 CASO 3: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,25 g

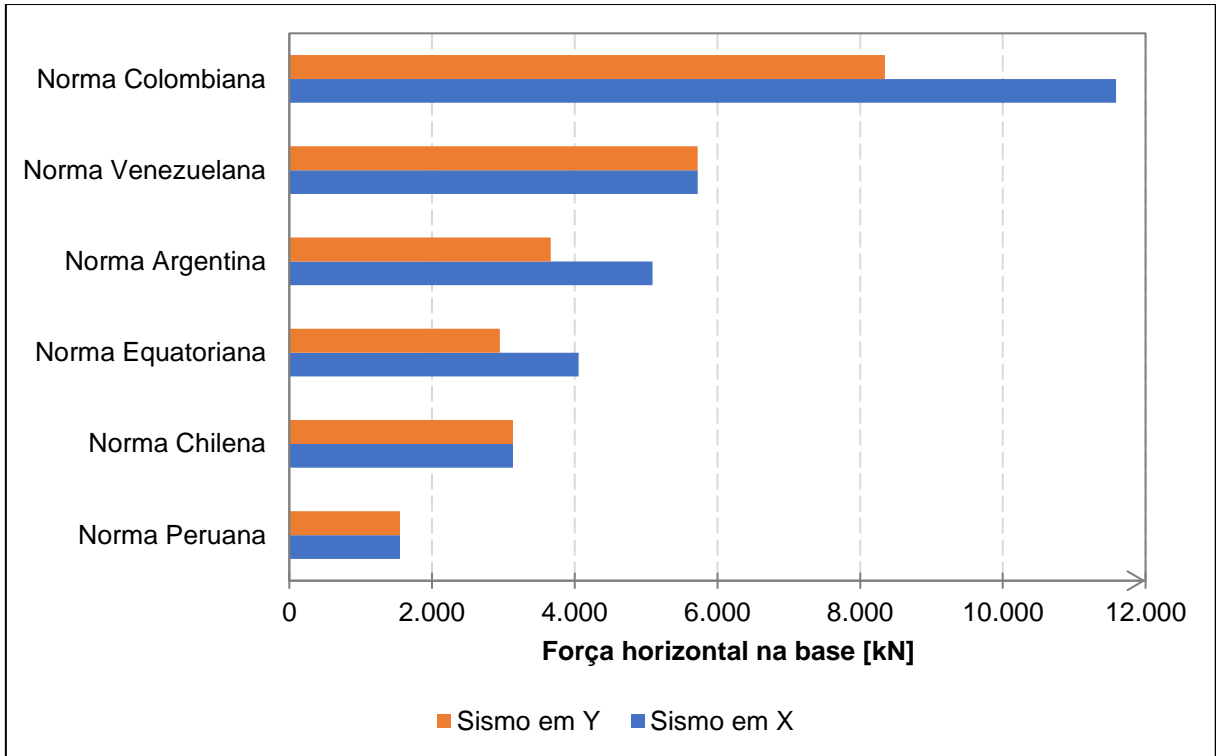
Tomando em consideração as informações e características descritas para o Caso 3, foram obtidos os seguintes espectros de projeto:

Gráfico 17 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 3



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

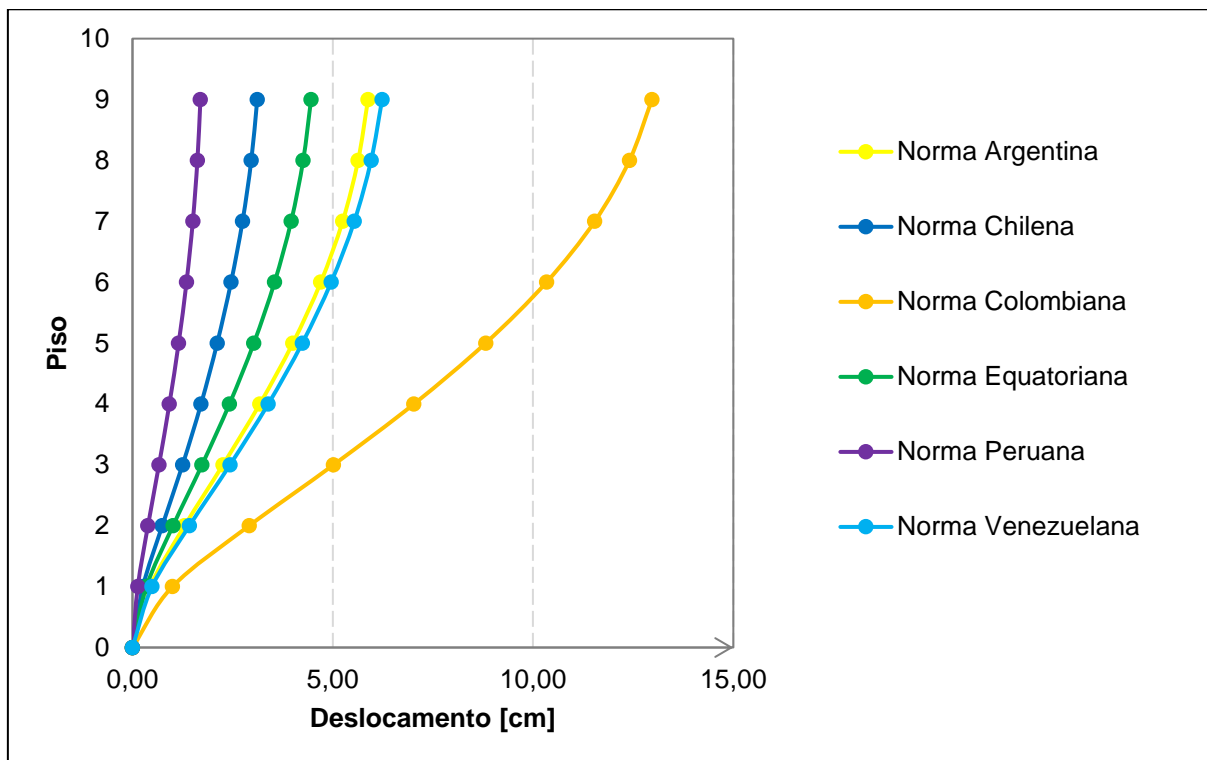
Gráfico 18 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 3



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

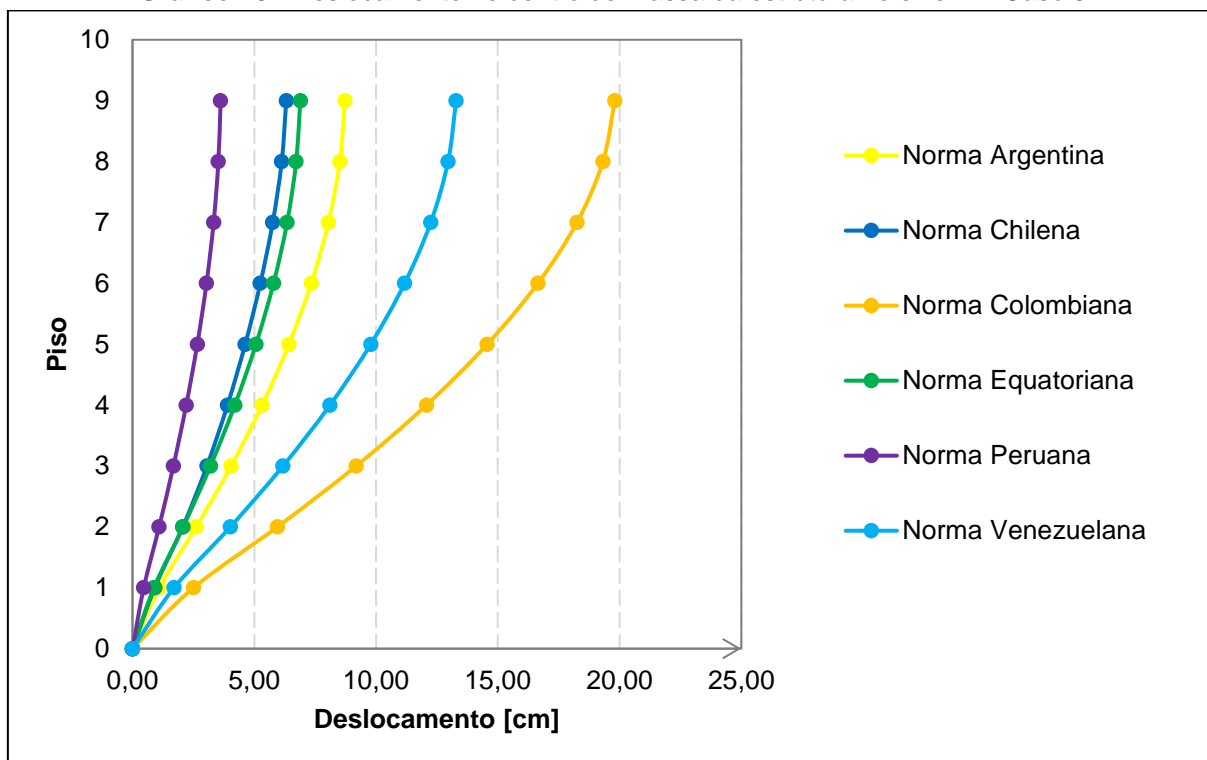
Em relação à força horizontal na base, pode-se notar que apenas a norma colombiana apresenta valores discrepantes em relação aos demais, seguindo a tendência apresentada nos Casos 1 e 2.

Gráfico 19 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 3



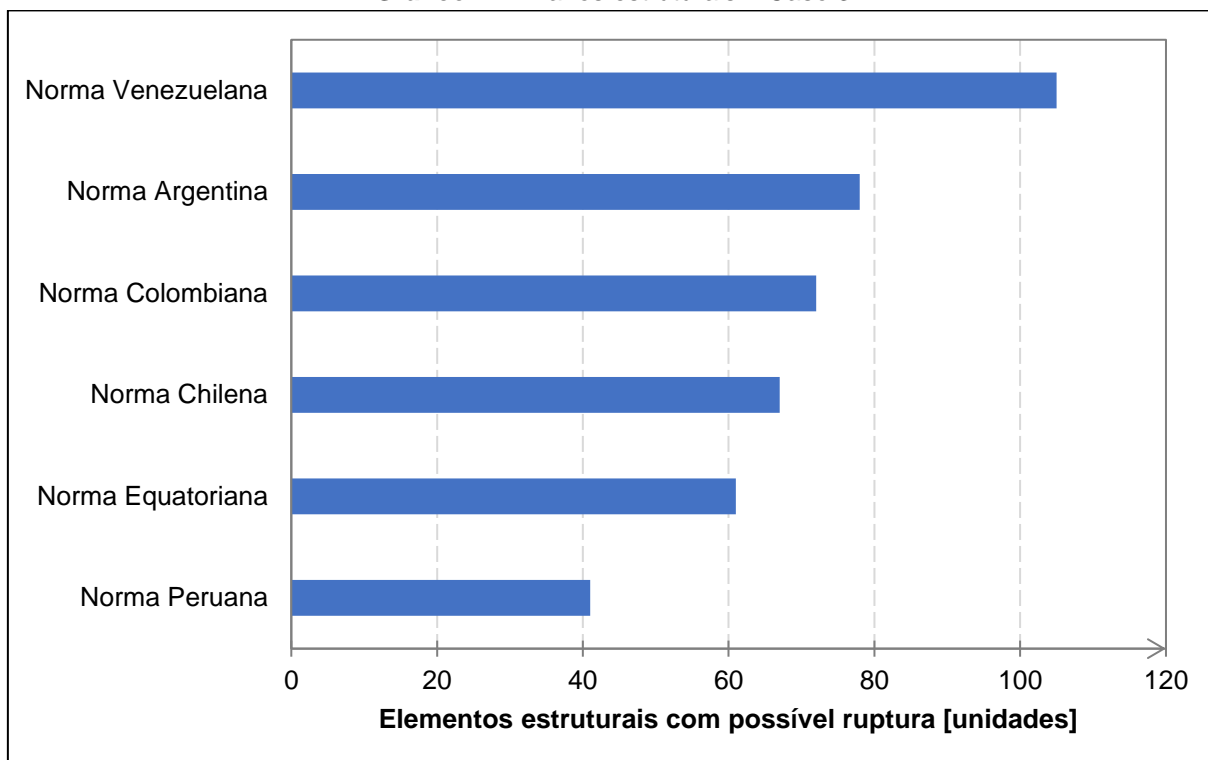
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 20 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 3



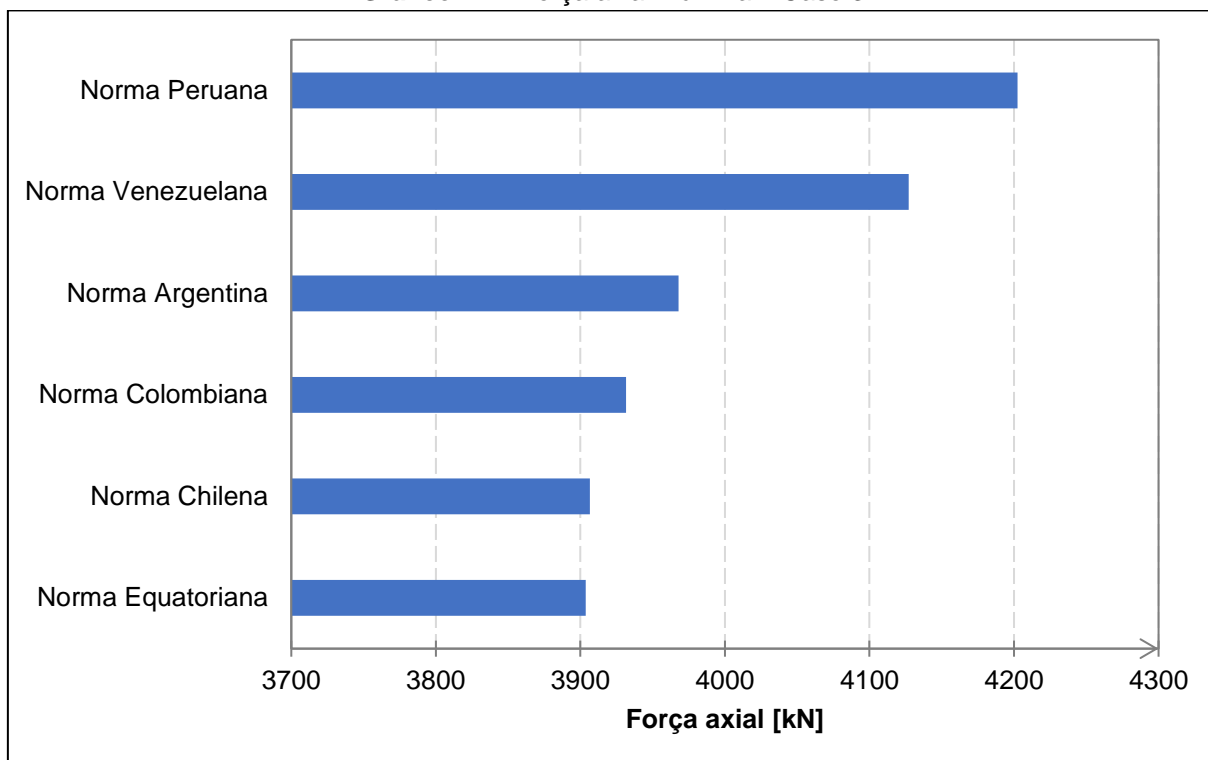
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Nota-se que os deslocamentos resultantes para as normas colombiana e venezuelana são significativamente maiores que os demais.

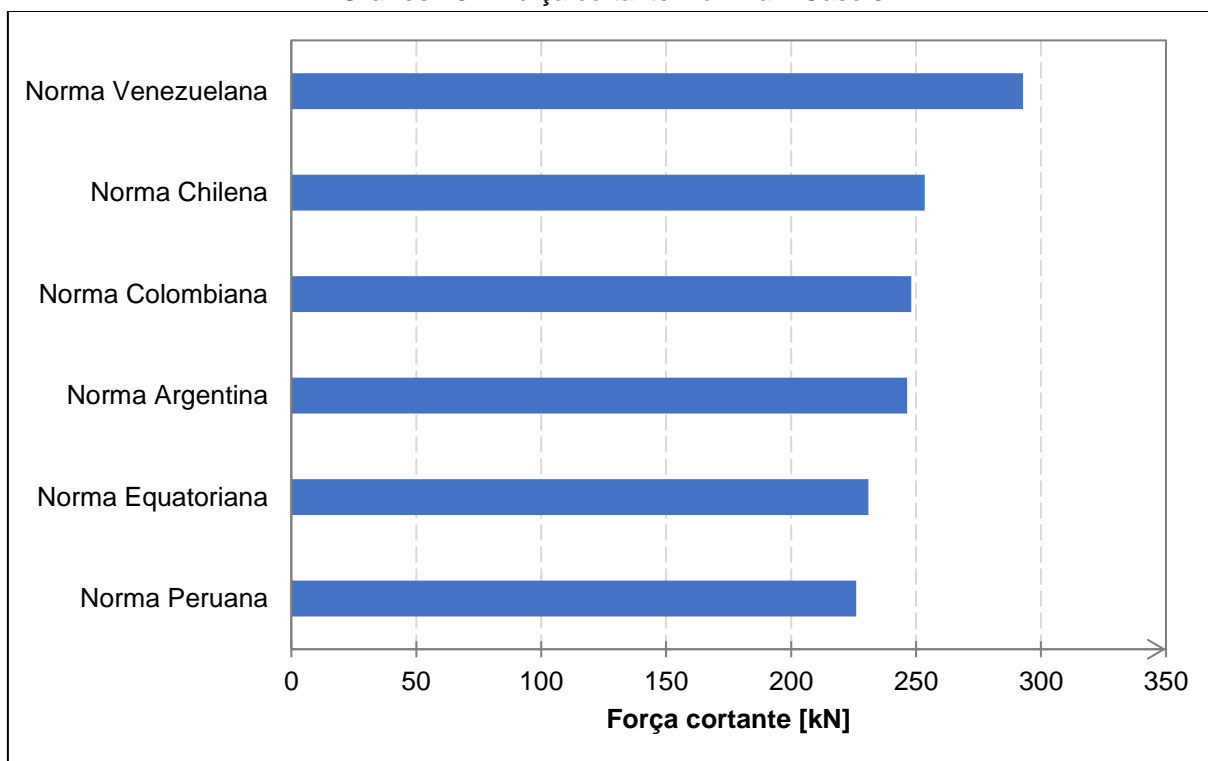
Gráfico 21 - Danos estruturais – Caso 3

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

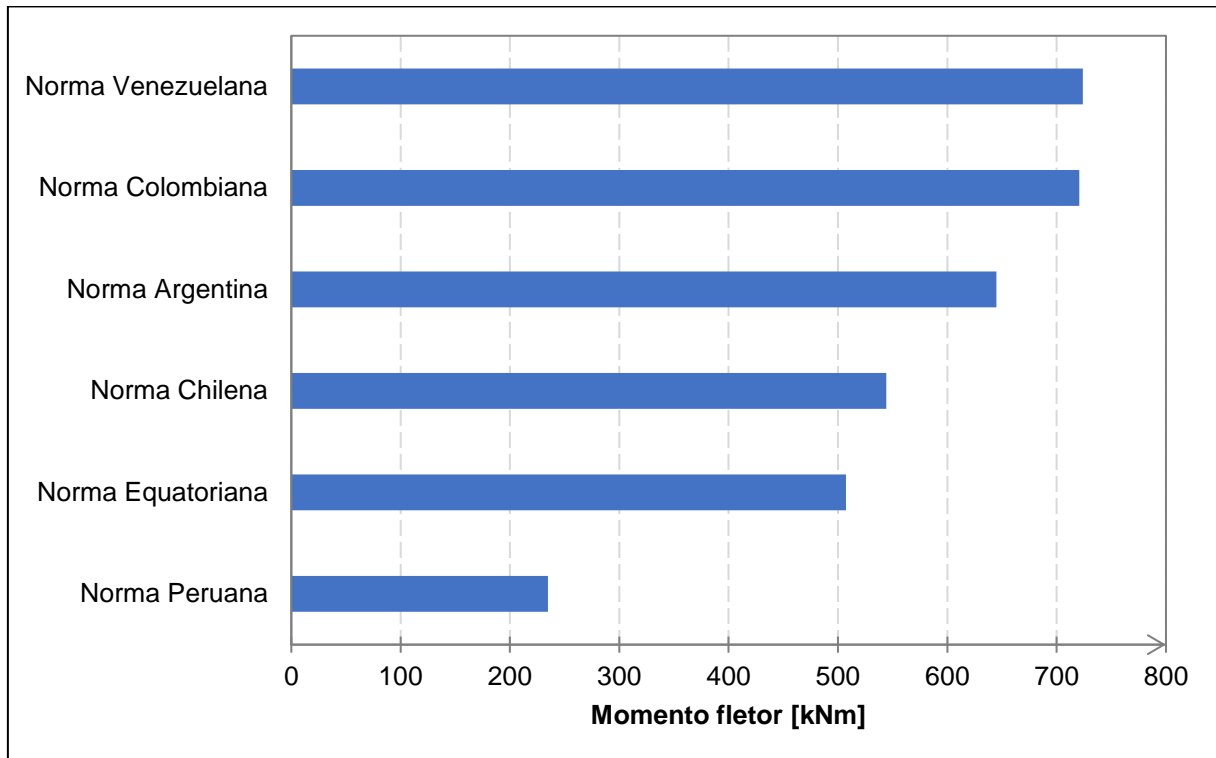
Com os resultados obtidos, reforça-se a tendência apresentada no Casos 1 e 2, com a maior quantidade de peças com possível ruptura presente no modelo para a norma venezuelana.

Gráfico 22 – Força axial máxima – Caso 3

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 23 – Força cortante máxima – Caso 3

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 24 – Momento fletor máximo – Caso 3

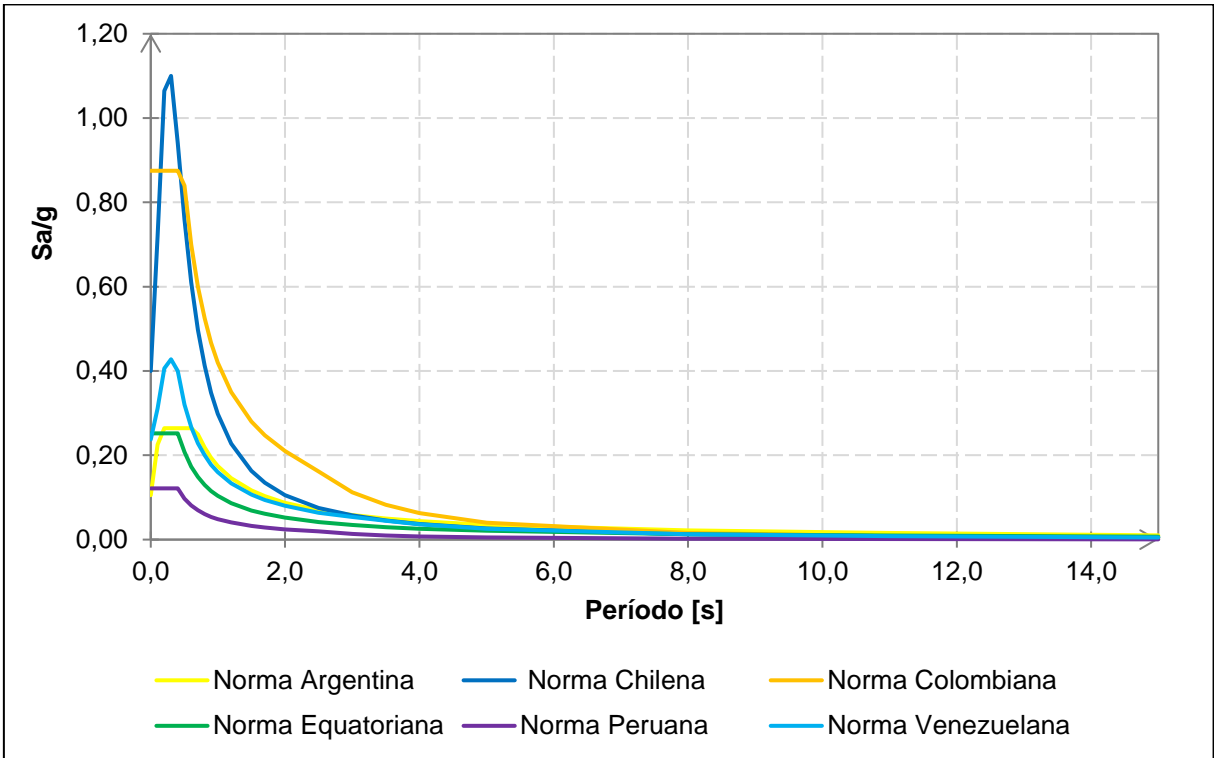
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Analisando os resultados para os esforços internos, reforça-se a tendência apresentada nos Casos 1 e 2, com as forças axial e cortante tendo mesma ordem de grandeza e o momento fletor com discrepâncias apresentadas apenas para as normas colombiana e venezuelana.

7.4 CASO 4: ACELERAÇÃO CARACTERÍSTICA DO SOLO IGUAL A 0,35 g

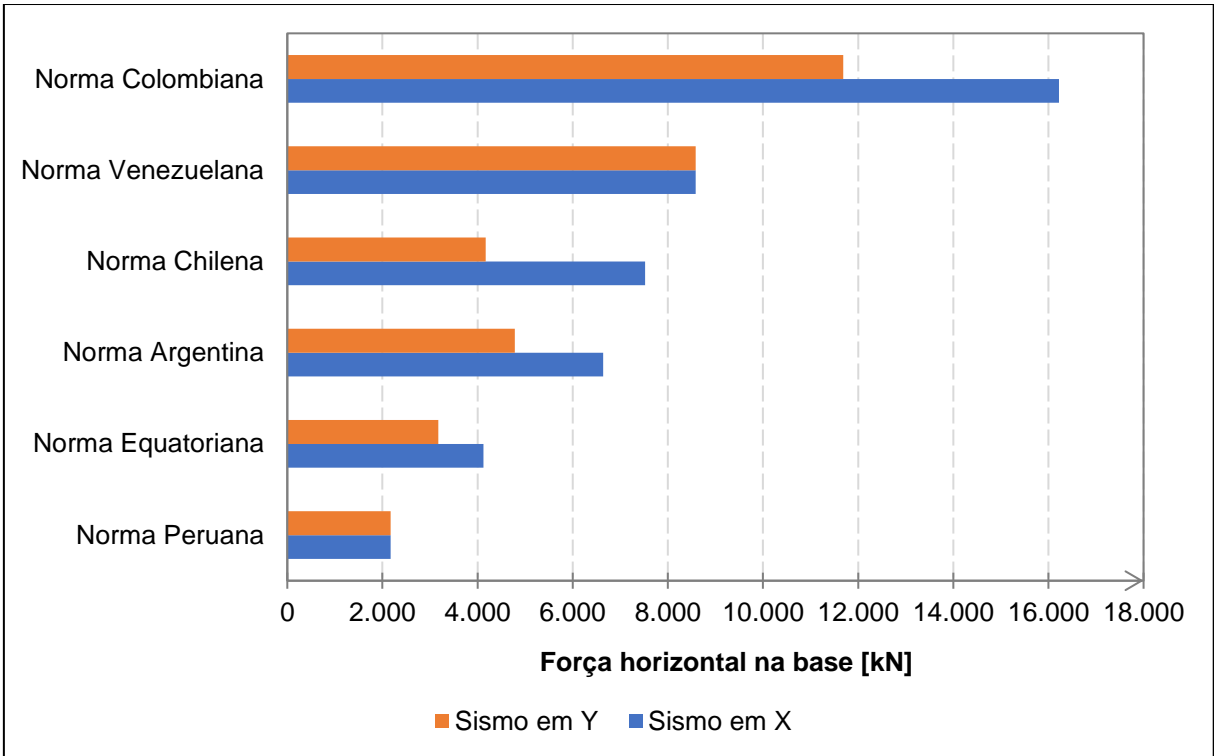
Tomando em consideração as informações e características descritas para o Caso 4, foram obtidos os seguintes espectros de projeto:

Gráfico 25 – Comparação dos espectros de projeto – Caso 4



Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

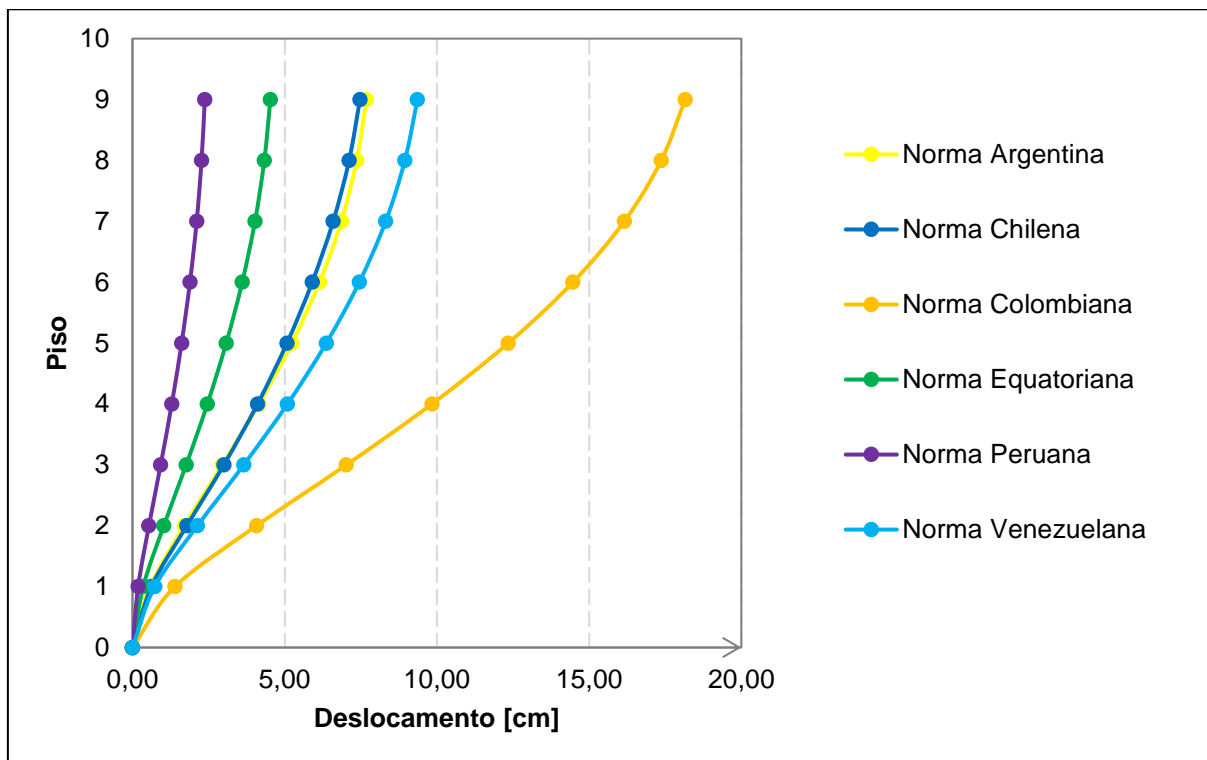
Gráfico 26 - Força horizontal na base para sismo em X e Y – Caso 4



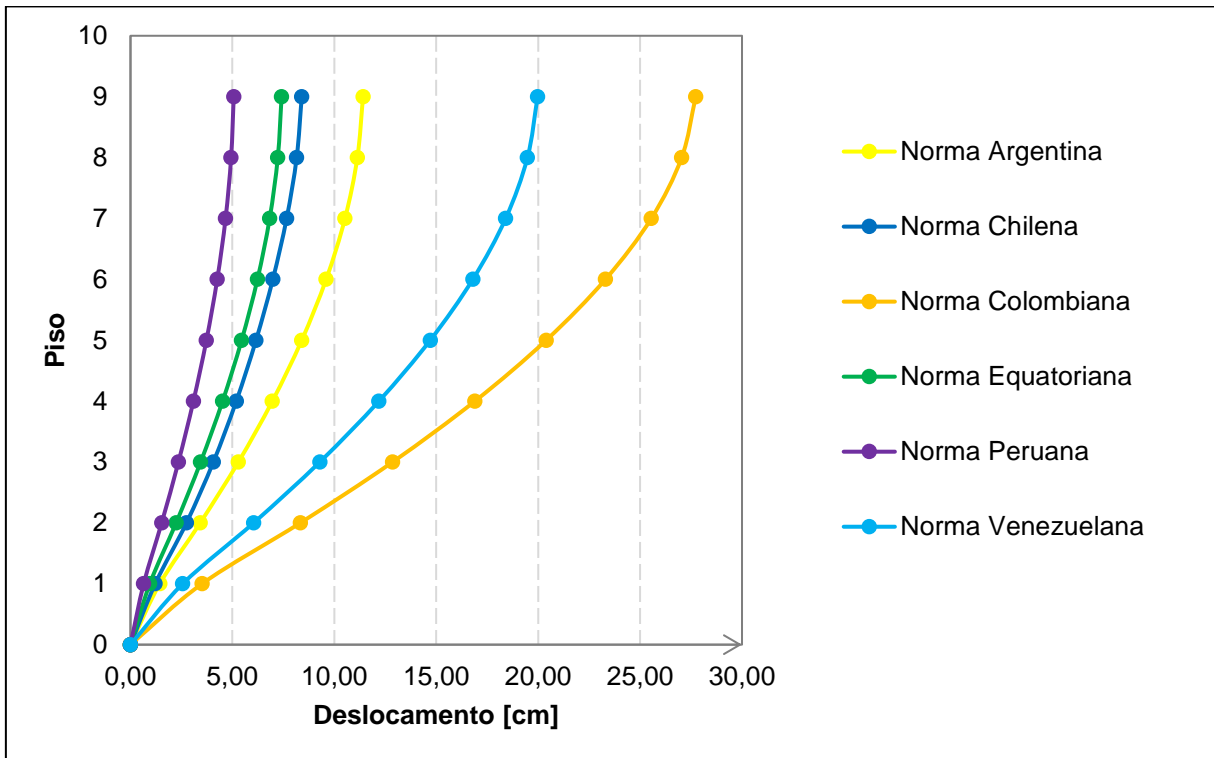
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Quanto à força horizontal na base, pode-se notar que apenas a norma colombiana apresenta valores discrepantes em relação aos demais, reforçando os aspectos dos casos anteriores.

Gráfico 27 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo X – Caso 4

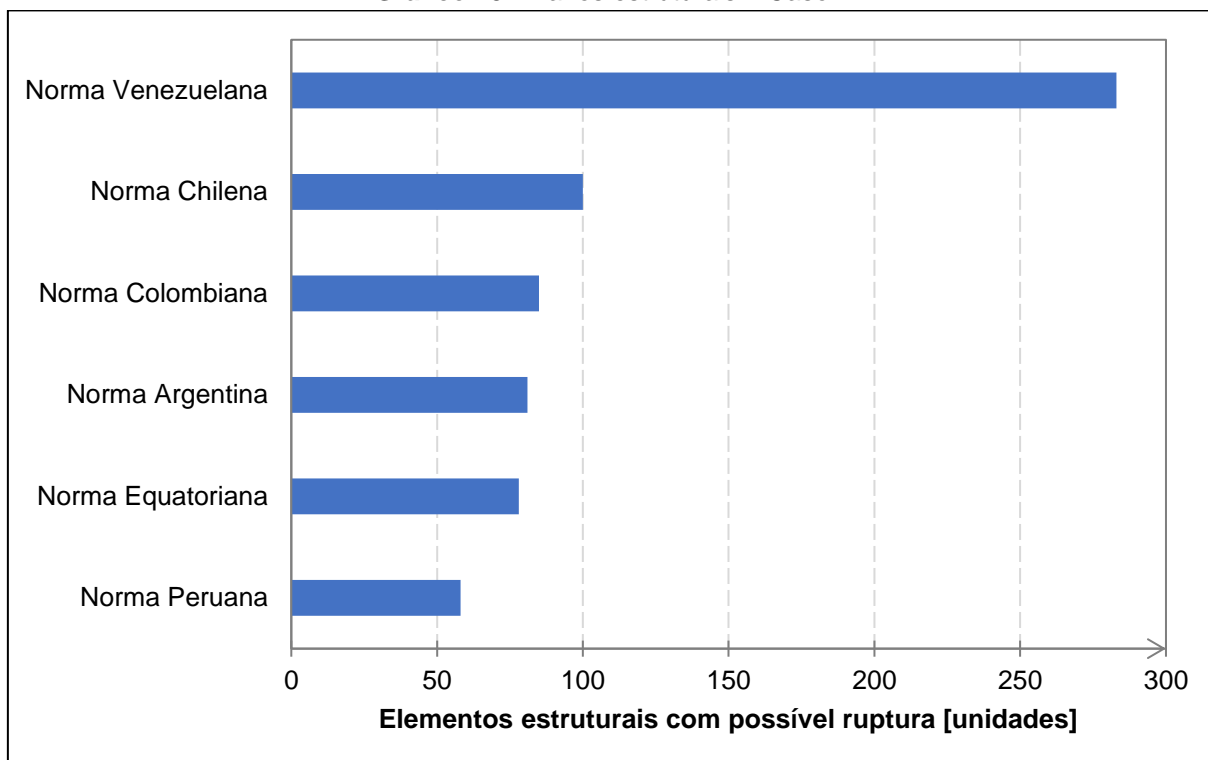


Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 28 - Deslocamento no centro de massa da estrutura no eixo Y – Caso 4

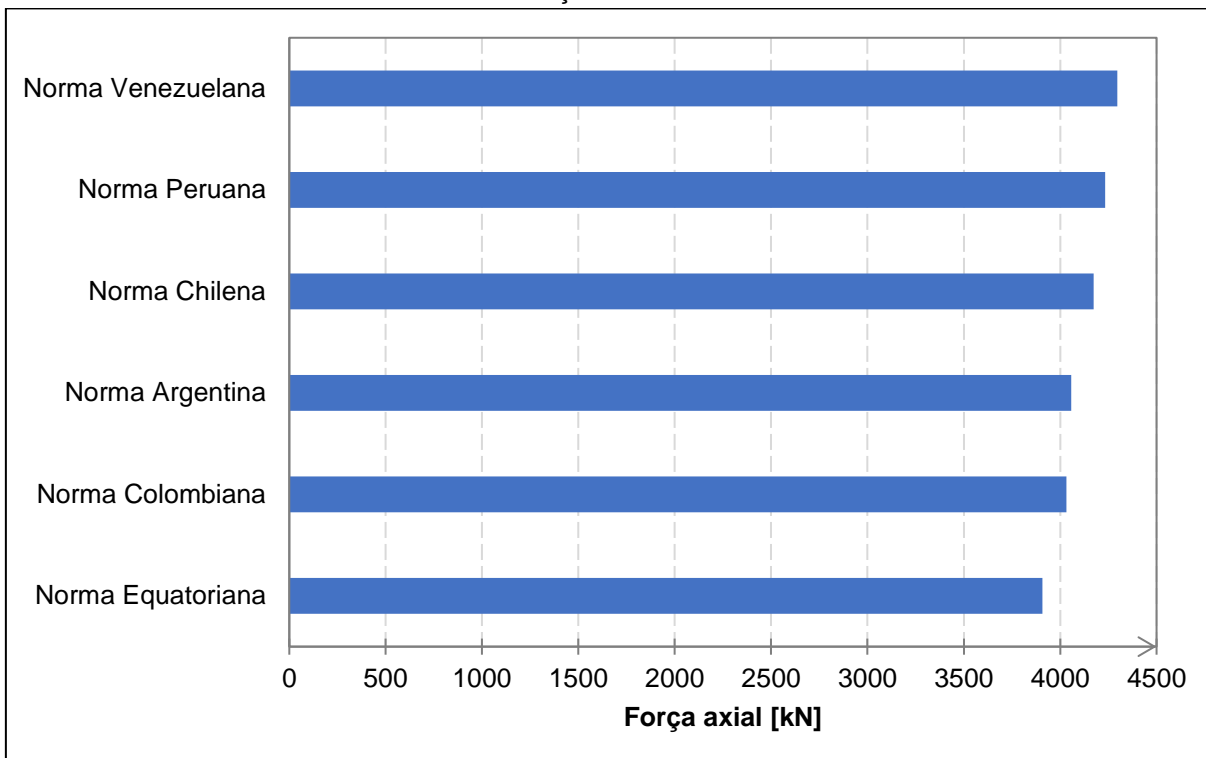
Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Seguindo a tendência apresentada pelos casos anteriores, os deslocamentos resultantes para as normas colombiana e venezuelana são significativamente maiores que os demais.

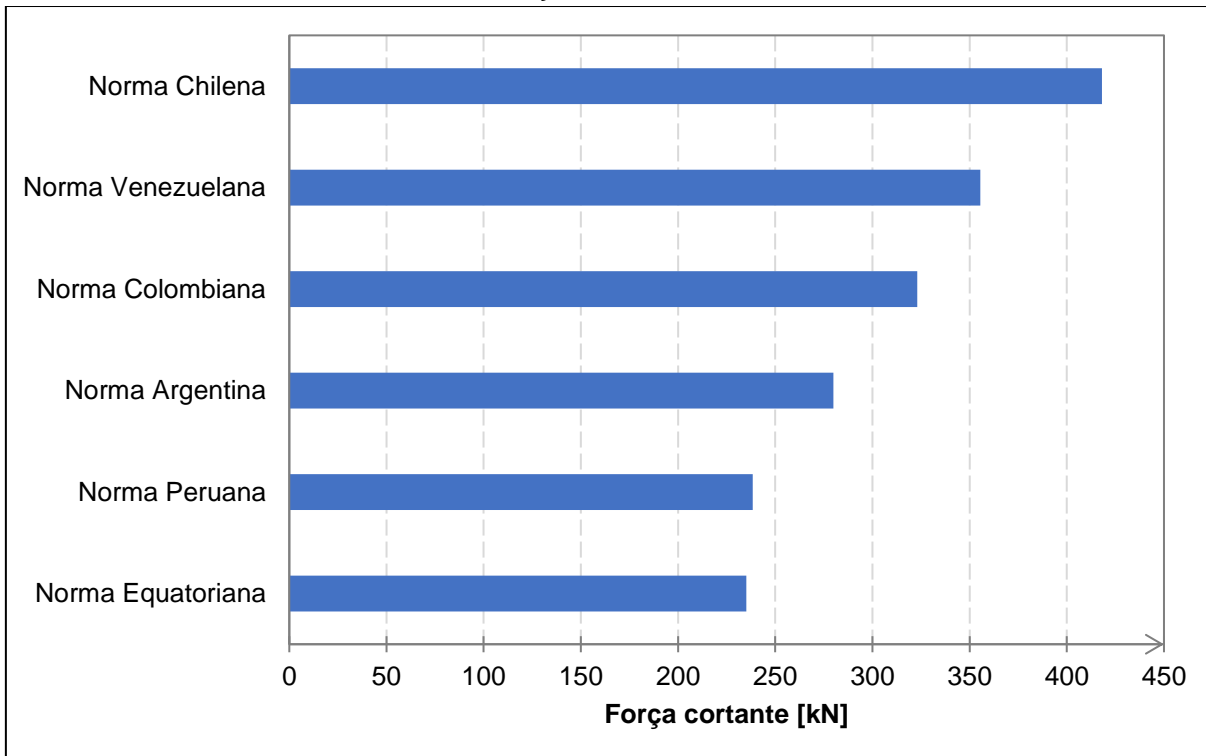
Gráfico 29 - Danos estruturais – Caso 4

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

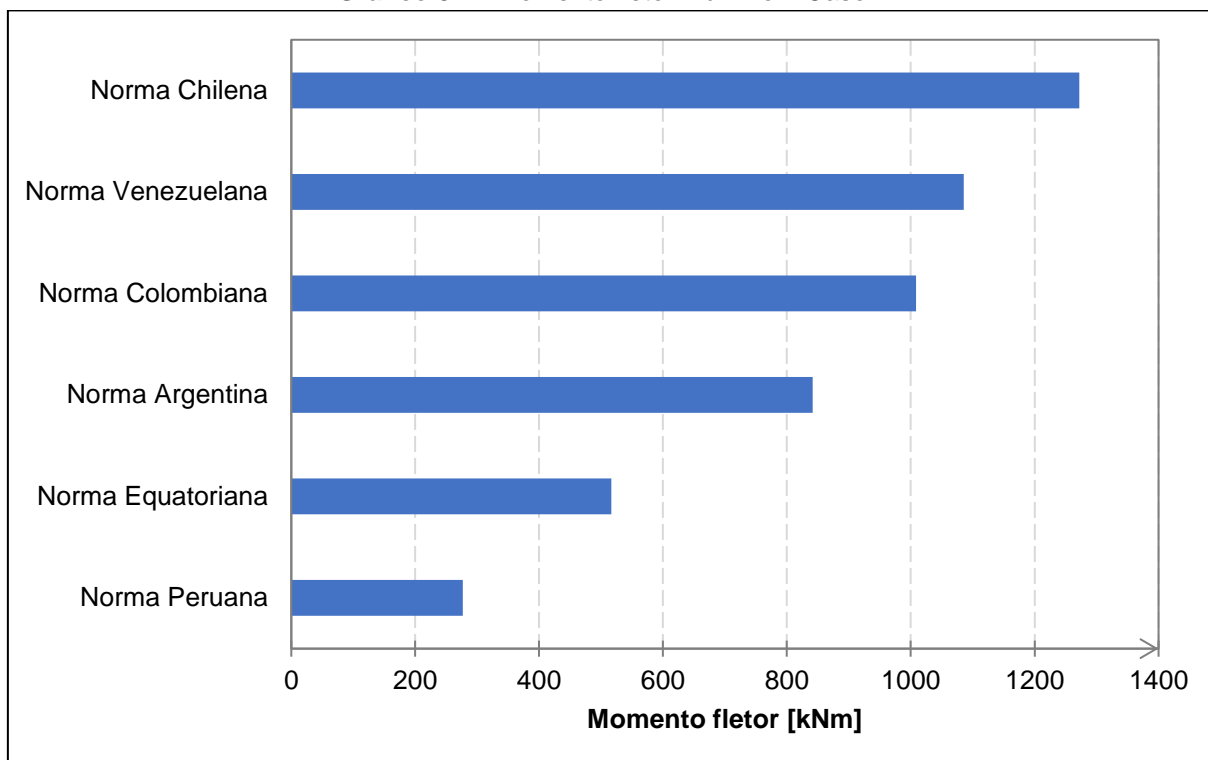
Nota-se que os valores obtidos pela norma venezuelana são significativamente maiores que os das demais normas.

Gráfico 30 – Força axial máxima – Caso 4

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 31 – Força cortante máxima – Caso 4

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Gráfico 32 – Momento fletor máximo – Caso 4

Fonte: Elaborado pelo autor (2023)

Quanto aos esforços internos, reforça-se a tendência apresentada nos casos anteriores.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho procurou compreender como a utilização de normas sísmicas de países da América Latina admitem comportamentos distintos em uma estrutura de concreto armado a partir da análise comparativa de normas sísmicas de sete países e da avaliação dos resultados de esforços internos, deslocamentos e reações na base quando aplicada a análise modal espectral.

Para cumprir o objetivo geral um edifício de concreto armado foi modelado com auxílio do software SAP2000 e coletados os resultados obtidos quando aplicado cada espectro de projeto determinado pelas normas estudadas. O edifício modelo tinha como principais características: ser constituído por pórticos de concreto armado com modelagem usual; ser um edifício para habitação multifamiliar; estar sob um terreno rochoso com pouca inclinação; ter irregularidade em planta a fim de criar uma excentricidade real em relação ao centro de massa. Além disso, o modelo foi analisado quando alterada a sismicidade adotada.

A partir da revisão bibliográfica e das análises realizadas é possível notar as diferenças existentes entre as diversas normas analisadas e como estas diferenças afetam o comportamento apresentado pelo modelo. Destaca-se que apesar das normas utilizarem muitos parâmetros semelhantes, a forma como estes são considerados e aplicados ao espectro determinam alterações tanto na forma do mesmo quanto nos resultados obtidos para cada caso estudado.

Além disso, algumas normas são mais específicas que outras para determinar esses parâmetros, como por exemplo, a norma venezuelana que determina tipos de solos intermediários entre os principais e possui outros dois parâmetros para esta caracterização. Algumas inconsistências podem ser notadas em relação aos resultados obtidos pelas normas chilena e peruana quando analisada a determinação do coeficiente de modificação de resposta, visto que as mesmas descrevem este parâmetro para pórticos de concreto armado levando em consideração o detalhamento especial, enquanto a estrutura projetada utiliza detalhamento considerado usual, elevando assim os resultados finais obtidos.

De modo geral, quando analisados os resultados obtidos para a força horizontal na base e deslocamentos no centro de massa, pode-se notar que os resultados apresentam mesma ordem de grandeza, exceto os obtidos pela norma colombiana.

Pode-se inferir que esta diferença seria pelo fato do espectro não considerar o coeficiente de modificação de resposta e as irregularidades presentes no edifício, sendo estas consideradas apenas para o cálculo dos esforços internos.

Em relação aos esforços internos, pode-se inferir que espectros com picos acentuados (sem platô), como os das normas chilena e venezuelana, apresentam os resultados mais críticos. Entretanto, é importante ressaltar que outros fatores podem ser responsáveis por estas respostas, como as combinações de carga e as cargas acidentais consideradas, visto que mudam para cada norma.

Por fim, este trabalho possibilitou entender como ocorre a formulação das normas sísmicas e como isto afeta nas considerações adotadas para a modelagem e a construção de estruturas sismorresistentes.

Em trabalhos futuros, pode-se tentar avaliar como a consideração de diversos tipos de solo afetam os modelos, além de utilizar análises estatísticas para entender melhor as diferenças encontradas. Outras alternativas seriam comparar as normas utilizadas quando aplicado um sismo real e analisar diversos modelos de edifícios utilizando os mesmos parâmetros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVES, Felipe de Vasconcelos. **Estudo da sismicidade do Brasil para revisão da ABNT NBR 15421**. 2020. 175 f. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, 2020.
- APU, Nibas; DAS, Urmi. Tectonics and earthquake potential of Bangladesh: a review. **International Journal of Disaster Resilience in the Built Environment**, [s. l.], v. 12, n. 3, p. 295–307, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2023.
- ASSUMPÇÃO, Marcelo *et al.* Intraplate seismicity in Brazil. In: TALWANI, Pradeep (org.). **Intraplate Earthquakes**. 1. ed. [S. l.]: Cambridge University Press, 2014. p. 50–71. Disponível em: https://www.cambridge.org/core/product/identifier/9781139628921%23c04038-471/type/book_part. Acesso em: 31 jan. 2023.
- BATTAGIN, Inês Laranjeiras da Silva. **Norma-Mãe do concreto é reconhecida internacionalmente**. entrevistador: Altair Santos. [S. l.]: Cimento Itambé, 10 dez. 2015. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzena/norma-mae-do-concreto-e-reconhecida-internacionalmente/>. Acesso em: 16 jan. 2023.
- BAUCHAU, Olivier Andre; CRAIG, J. I. Dordrecht, Holanda, **Structural analysis: with applications to aerospace structures**. Dordrecht, Holanda: Springer Dordrecht, 2009. (Solid mechanics and its applications). v. v. 163
- BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto. México, **Diseño Sísmico de Edificios**. México: Editorial Limusa S.A, 2002.
- BERTERO, Vitelmo V.; REITHERMAN, Robert. Oakland, CA, **Vitelmo V. Bertero**. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 2009. (Connections: the EERI oral history series).
- CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES. **Breve Reseña Histórica del Desarrollo de los Reglamentos de Seguridad Estructural**. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], 2013.
- CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES. **Reglamento INPRES-CIRSOC 101: Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras**. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], 2005a.

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES. **Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte I: Construcciones en general**. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], 2018.

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES. **Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte II: Construcciones de hormigón armado**. Buenos Aires, Argentina: [s. n.], 2005b.

CHOPRA, Anil K. México, **Dinámica de estructuras**. 4. ed. México: PEARSON EDUCACIÓN, 2014.

CHOPRA, Satinder. Integrating coherence cube imaging and seismic inversion. **The Leading Edge**, [s. l.], v. 20, n. 4, p. 354–362, 2001.

CHOPRA, Anil K; GOEL, Rakesh K. A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. **Pacific Earthquake Engineering Research Center**, [s. l.], 2001-03, 2001. Disponível em: https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/0103_a._chopra_r._goel_.pdf. Acesso em: 26 jan. 2023.

CÍRCULO DE FOGO DO PACÍFICO É ÁREA COM MAIS TERREMOTOS NO MUNDO. **BBC News Brasil**, São Paulo, 11 mar. 2011. Notícias. Disponível em: https://www.bbc.com/portuguese/noticias/2011/03/110311_entenda_circulo_fogo_rp. Acesso em: 28 fev. 2023.

CLOUGH, Ray W.; PENZIEN, Joseph. Berkeley, CA, **DYNAMICS OF STRUCTURES**. 3. ed. Berkeley, CA: Computers & Structures, Inc., 2003.

COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES. **Norma Venezolana COVENIN 1753:2006 - Proyecto y construcción de obras en concreto estructural**. Caracas, Venezuela: COVENIN, 2006.

COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES. **Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 - Construcciones Sismorresistentes - Parte 1: Requisitos**. Caracas, Venezuela: COVENIN, 2019.

COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES. **Norma Venezolana COVENIN 2002-88 - Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones**. Caracas, Venezuela: COVENIN, 1988.

COUTO, JOÃO DIOGO TAVARES. **Análise comparativa de diferentes métodos de avaliação da resposta sísmica de edifícios - Comparação entre o EC8 e o RSA/REBAP**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil de Estruturas) - Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.

DANTAS, Raul Omar de Oliveira. **Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes**. 2013. 200 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal, 2013.

GARCÍA, Luis Enrique. Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición. **Revista de Ingeniería**, [s. l.], n. 41, p. 71–77, 2014.

GUZMÁN, Alejandra Leal; AMAYA, Florinda. Caracas a través de sus terremotos. El impacto de los sismos en la evolución urbana de la ciudad, siglos XVII-XIX. **URBANA: Revista Eletrônica do Centro Interdisciplinar de Estudos sobre a Cidade**, [s. l.], v. 7, n. 1, p. 312–344, 2015.

HIBBELER, R. C. Boston, MA, **Structural analysis**. 8. ed. Boston, MA: Prentice Hall, 2012.

HUMAR, JagMohan; MAHGOUB, Mohamed A. Determination of seismic design forces by equivalent static load method. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [s. l.], v. 30, n. 2, p. 287–307, 2003.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. **NCh 433.Of1996 Modificada en 2012: Diseño sísmico de edificios**. Santiago, Chile: [s. n.], 2012.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. **NCh 1537.Of2009: Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso**. Santiago, Chile: [s. n.], 2009.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN. **NCh 3171: Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas**. Santiago, Chile: [s. n.], 2017.

KIM, Sun-Pil; KURAMA, Yahya C. An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 30, n. 12, p. 3793–3807, 2008.

LAFUENTE, Marianela; GRASES, José; GENATIOS, Carlos. **Revisión de la normativa sísmica en América Latina**: Geópolis - Ingeniería Sísmica. Caracas, Venezuela: Banco de Desarrollo de América Latina, 2014.

LIMA, Silvio de Souza; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. Rio de Janeiro, **Análise dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2008.

MARTÍNEZ, Quinatoa. **EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE EN AMÉRICA LATINA. CASOS DE ESTUDIO: COLOMBIA, ECUADOR, PERÚ Y CHILE**. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidad Nacional de Chimborazo, Riobamba, Ecuador, 2022.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10**. Bogotá D. C., Colombia: [s. n.], 2010.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. **NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)**. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014a.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. **NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente**. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014b.

MWAFY, A.M; ELNASHAI, A.S. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 23, n. 5, p. 407–424, 2001.

NÓBREGA, Selma H. S. Da; NÓBREGA, Petrus G. B. Da; SANTOS, Sergio H. De C. Aplicação dos critérios e métodos da NBR 15421:2023 Projeto de estruturas resistentes a sismos. **CONCRETO & Construções**, [s. l.], v. LI, n. 111, p. 14–19, 2023.

PAGANI, Marco *et al.* GEM Global Seismic Hazard Map v.2018.1. [s. l.], 2018. Disponível em: <https://www.globalquakemodel.org/gem>. Acesso em: 17 nov. 2022.

PAZ, Mario; KIM, Young Hoon. Cham, Suíça, **Structural Dynamics: Theory and Computation**. 6ªed. Cham, Suíça: Springer International Publishing, 2019. Disponível em: <http://link.springer.com/10.1007/978-3-319-94743-3>. Acesso em: 30 mar. 2023.

RODRIGUES, Rodrigo Mendonça Ribeiro. **GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS SÍSMICOS ARTIFICIAIS COMPATÍVEIS COM UM ESPECTRO DE RESPOSTA**. 2012. 68 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, 2012.

RODRIGUES, R. A.; MAZZILLI, C. E. N.; BITTENCOURT, T. N. Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], v. 12, n. 5, p. 1220–1247, 2019.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. Souza; SILVA, F. C. M. Risco sísmico na Região Nordeste do Brasil. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], v. 3, n. 3, p. 374–389, 2010.

SEN, Tapan K. Chichester, U.K, **Fundamentals of seismic loading on structures**. Chichester, U.K: Wiley, 2009.

SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN. **Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.020 Cargas**. Lima, Peru: SENCICO, 2020a.

SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN. **Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.030 Diseño Sismorresistente**. Lima, Peru: SENCICO, 2020b.

SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN. **Reglamento Nacional de Edificaciones: Norma E.060 Concreto Armado**. Lima, Peru: SENCICO, 2020c.

SORIANO, Humberto Lima. Rio de Janeiro, **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

SUCUOĞLU, Halûk; AKKAR, Sinan. Cham, Suíça, **Basic Earthquake Engineering: From Seismology to Analysis and Design**. 1. ed. Cham, Suíça: Springer International Publishing, 2014. Disponível em: <https://link.springer.com/10.1007/978-3-319-01026-7>. Acesso em: 22 maio 2023.

TASSINARI, Colombo Celso Gaeta; DIAS NETO, Cariolano de Marins e. Tectônica Global. *In*: TEIXEIRA, Wilson *et al.* **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY. **Lists, Maps, and Statistics**. [S. l.], 2022. Disponível em: <https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/lists-maps-and-statistics>. Acesso em: 23 nov. 2022.