



**Ministério da Educação**  
**Universidade Federal da Integração Latino-Americana**  
**Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território**  
**Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura**  
**Engenharia Civil de Infraestrutura**

**ANÁLISE SÍSMICA MODAL ESPECTRAL DE UMA ESTRUTURA  
LOCALIZADA NA REPÚBLICA DO EQUADOR UTILIZANDO SAP2000**

GALLARDY NERY ZAMBRANO INTRIAGO

Foz do Iguaçu, PR  
Dezembro de 2018



**Ministério da Educação**  
**Universidade Federal da Integração Latino-Americana**  
**Instituto Latino-Americano de Tecnologia, Infraestrutura e Território**  
**Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura**  
**Engenharia Civil de Infraestrutura**

## **ANÁLISE SÍSMICA MODAL ESPECTRAL DE UMA ESTRUTURA LOCALIZADA NA REPÚBLICA DO EQUADOR UTILIZANDO SAP2000**

GALLARDY NERY ZAMBRANO INTRIAGO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a Banca Examinadora do Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura da UNILA, como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura.

**Orientador:** Prof. Dr. Ulises Bobadilla Guadalupe

**Coorientadora:** Prof<sup>a</sup>. Ms. Scarlett Karina Montilla Barrios

Foz do Iguaçu, PR

Dezembro de 2018

## DEDICATÓRIA

A minha avó Blanca Jesus (*in memoriam*), quem cuida de mim  
e é minha inspiração e orgulho.

Aos meus pais, Ramón Nery e Rosa Mercedes,  
e a meu irmão Josué Valentin, pelo apoio, estímulo e carinho.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, principalmente, por estar presente em todos os momentos.

Ao professor e orientador Ulises Bobadilla Guadalupe, pela oportunidade e apoio na elaboração deste trabalho.

À professora e coorientadora Scarlett Karina Montilla, pelos valiosos ensinamentos sobre este tema.

Ao diretor do centro de informação, avaliação, cadastro e autorizações municipais da Prefeitura Municipal de Portoviejo engenheiro Marlon Anchundia Lopez, por disponibilizar informação e os planos arquitetônicos da estrutura analisada neste trabalho.

À Universidade Federal da Integração Latino-Americana “UNILA”, pela oportunidade de fazer o curso.

A todos os professores que tiveram importante papel no meu crescimento acadêmico e profissional.

Aos meus amados pais, irmão e namorada, que estão sempre me apoiando.

A todos meus amigos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação.

## RESUMO

A República do Equador está situada numa zona de alto risco sísmico. A localização no limite entre as placas de Nazca e Sul-Americana e a existência de um conjunto de falhas geológicas junto à costa equatoriana fazem com que o país tenha uma atividade sísmica alta, pautada por eventos de grande intensidade.

A região da América Latina, em geral, apresenta risco sísmico, fato pelo qual estes países possuem normas sísmicas, imprescindíveis para a concepção e análise estrutural de uma edificação sísmo-resistente.

Os efeitos dinâmicos nas estruturas podem fazer com que elas colapsem, tendo como consequências grandes perdas materiais, econômicas e, no pior dos casos, perda de vidas humanas. Assim, é fundamental a realização de uma análise sísmica, para garantir estruturas suficientemente resistentes perante um evento sísmico e, desta forma, evitar o colapso da estrutura.

Neste contexto, o objetivo deste trabalho de conclusão de curso (TCC), é realizar uma análise dinâmica modal espectral de uma edificação localizada na República do Equador, utilizando o software SAP2000 v20 (programa computacional de análise e projeto estrutural). A análise modal espectral avaliará o comportamento sísmico da estrutura seguindo a norma equatoriana (NEC-SE-DS/2015).

Com a finalidade de validar o modelo, esta análise será comparada com uma análise sísmica estática equivalente também descrita na norma sísmica equatoriana.

**Palavras-chave:** Dinâmica estrutural; análise sísmica; análise modal espectral; análise estática equivalente; normas sísmicas.

## ABSTRACT

The Republic of Ecuador is situated in a zone of high earthquake risk. The location on the border between the Nazca and South American plates and the existence of a set of geological faults along the equatorial coast make the country have a high seismic activity, based on events of great intensity.

The region of Latin America, in general, presents seismic risk, fact by which these countries have seismic codes, essential for the conception and structural analysis of a seismic resistant building.

Dynamic effects on structures can cause them to collapse, resulting in major material, economic, and, in the worst case, loss of human lives. Thus, it is fundamental to perform a seismic analysis, in order to have the structures competent before a seismic event and, in this way, to avoid the collapse of the structure.

In this context, the purpose of this text is to perform a dynamic spectral modal analysis of a real building located in the Republic of Ecuador, using software SAP2000 v20 (computational program of analysis and structural design). The spectral modal analysis will evaluate the seismic behavior of the structure following the Ecuadorian seismic norm (NEC-SE-DS / 2015).

For purposes of validation, this analysis will be compared with an equivalent static seismic analysis also described in the Ecuadorian seismic code.

**Keywords:** Structural dynamics; seismic analysis; spectral modal analysis; static equivalent analysis; seismic code.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Movimento de placas e geração de sismos. Mecanismo de subducção. ....	13
<b>Figura 2.</b> Placas tectônicas e distribuição mundial dos sismos. ....	14
<b>Figura 3.</b> Sistema massa, mola e amortecedor com um grau de liberdade. ....	19
<b>Figura 4.</b> Sistema idealizado de um pavimento, com um grau de liberdade. ....	22
<b>Figura 5.</b> Sistema com vários graus de liberdade. Modelo de acoplamento tipo cortante. ...	23
<b>Figura 6.</b> Espectro sísmico elástico de acelerações que representa o sismo de projeto. ....	27
<b>Figura 7.</b> Métodos de análise da NEC-SE-DS/2015. ....	30
<b>Figura 8.</b> Esquema representativo da Metodologia. ....	31
<b>Figura 9.</b> Vista da fachada lateral do edifício Mutualista Manabí. ....	32
<b>Figura 10.</b> Planta baixa – Pavimento térreo. ....	34
<b>Figura 11.</b> Seção tipo de laje existente na edificação. ....	35
<b>Figura 12.</b> Esquema representativo das Cargas. ....	35
<b>Figura 13.</b> Equador, zonas sísmicas para fins de projeto e valor do fator da zona Z. ....	41
<b>Figura 14.</b> Forças Sísmicas. ....	49
<b>Figura 15.</b> Vista lateral da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.). ....	52
<b>Figura 16.</b> Vista frontal da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.). ....	53
<b>Figura 17.</b> Vista lateral da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.). ....	57
<b>Figura 18.</b> Vista frontal da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.). ....	58
<b>Figura 19.</b> Comparação dos cortantes na base. ....	59
<b>Figura 20.</b> Comparação dos deslocamentos para o sismo atuando na direção X. ....	60
<b>Figura 21.</b> Comparação dos deslocamentos para o sismo atuando na direção Y. ....	60
<b>Figura 22.</b> Comparação da porcentagem de dano na estrutura. ....	62

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1.</b> Altura da edificação e área por pavimentos.....	33
<b>Tabela 2.</b> Propriedades do concreto. ....	33
<b>Tabela 3.</b> Peso distribuído – Mezanino/Pav.9. ....	36
<b>Tabela 4.</b> Peso distribuído – Pavimento 10.....	36
<b>Tabela 5.</b> Peso distribuído – Cobertura escada.....	36
<b>Tabela 6.</b> Peso distribuído – Cobertura elevador. ....	36
<b>Tabela 7.</b> Carga viva de acordo com a ocupação ou uso.....	37
<b>Tabela 8.</b> Cálculo da pressão do vento. ....	39
<b>Tabela 9.</b> Cálculo das forças do vento. ....	39
<b>Tabela 10.</b> Valores do fator Z em função da zona sísmica adotada. ....	42
<b>Tabela 11.</b> Classificação dos perfis de solo. ....	42
<b>Tabela 12.</b> Determinação do valor k.....	43
<b>Tabela 13.</b> Tipo de uso, destino e importância da estrutura. ....	43
<b>Tabela 14.</b> Coeficiente R para sistemas estruturais dúcteis. ....	44
<b>Tabela 15.</b> Análise de carga permanente por pavimento. ....	47
<b>Tabela 16.</b> Coeficientes - Cortante basal. ....	48
<b>Tabela 17.</b> Força sísmica.....	49
<b>Tabela 18.</b> Cortante Basal. ....	50
<b>Tabela 19.</b> Deslocamentos e verificação de deslocamentos em X.....	50
<b>Tabela 20.</b> Deslocamentos e verificação de deslocamentos em Y.....	51
<b>Tabela 21.</b> Propriedades dos 6 primeiros modos de vibração da estrutura. ....	54
<b>Tabela 22.</b> Cortante Basal. ....	54
<b>Tabela 23.</b> Deslocamentos e verificação de deslocamentos em X.....	55
<b>Tabela 24.</b> Deslocamentos e verificação de deslocamentos em Y.....	56
<b>Tabela 25.</b> Porcentagem de dano. ....	61

## SUMÁRIO

RESUMO.....	v
ABSTRACT .....	vi
LISTA DE FIGURAS .....	vii
LISTA DE TABELAS.....	viii
1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	11
2. OBJETIVOS .....	12
2.1 Objetivo geral .....	12
2.2 Objetivos específicos.....	12
3. SÍNTESE DA BIBLIOGRAFIA FUNDAMENTAL .....	13
3.1 Causas e efeitos dos abalos sísmicos .....	13
3.2 Importância dos sismos .....	14
3.3 Métodos de análise sísmica.....	15
3.3.1 Análise estática .....	15
3.3.2 Análise dinâmica .....	18
3.3.3 Método “passo a passo” no tempo .....	28
3.3.4 Análise dinâmico não linear: Método de análise dinâmica com acelerogramas.....	29
3.3.5 Métodos de análise detalhados na NEC-SE-DS/2015.....	30
4. METODOLOGIA.....	31
4.1 Descrição da estrutura a ser analisada.....	31
4.1.1 Descrição do material presente na edificação .....	33
4.1.2 Descrição dos diferentes elementos estruturais da edificação .....	34
4.2 Análise de carga .....	35
4.2.1 Carga permanente .....	36
4.2.2 Carga viva ou variável.....	37
4.2.3 Carga de vento.....	37
4.2.4 Combinações de carga .....	40
4.3 Definição dos parâmetros do espectro elástico de acelerações para análise estática equivalente e modal espectral.....	41
4.3.1 Zoneamento sísmico equatoriano .....	41
4.3.2 Definição da classe do terreno .....	42

---

4.3.3	Coeficiente k .....	43
4.3.4	Definição das categorias de utilização .....	43
4.3.5	Regularidade / Configuração estrutural .....	44
4.3.6	Definição do fator de redução de resistência sísmica.....	44
4.4	Comparação das análises com fins de validação .....	45
4.5	Código utilizado na análise do projeto estrutural da edificação .....	45
5.	RESULTADOS .....	47
5.1	Análise Estática Equivalente.....	47
5.1.1	Análise de Carga Sísmica .....	47
5.1.2	Cortante Basal .....	47
5.1.3	Verificação dos deslocamentos.....	50
5.1.4	Gráficos da simulação em SAP2000 v20 .....	51
5.2	Análise dinâmica modal espectral.....	53
5.2.1	Modos de vibração.....	53
5.2.2	Cortante basal.....	54
5.2.3	Verificação dos deslocamentos.....	55
5.2.4	Gráficos da simulação em SAP2000 v20 .....	56
5.3	Comparação das análises estática equivalente e dinâmica modal espectral	58
5.3.1	Comparação dos cortantes na base.....	58
5.3.2	Comparação dos deslocamentos .....	60
5.3.3	Comparação do dano.....	61
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	63
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65

## 1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Neste trabalho se utiliza a análise dinâmica modal espectral para avaliar a resposta dinâmica de uma estrutura sob excitação sísmica.

Quando se efetua uma análise dinâmica se deseja conhecer os deslocamentos laterais e forças de projeto sísmico. Com a ajuda do software SAP2000 v20, foi realizada uma análise dinâmica modal espectral da estrutura em estudo e foram obtidas as frequências de vibração da estrutura, os deslocamentos laterais e as forças de projeto sísmico, além de outros parâmetros correspondentes ao comportamento sísmico da estrutura.

A dinâmica de estruturas é uma das matérias no âmbito da Engenharia Civil que, devido à implementação de novos métodos de cálculo com recurso à computação, têm tido uma enorme evolução nos últimos anos. Em particular, a engenharia sísmica tem sido uma das áreas mais desenvolvidas, sendo corrente proceder-se a análises dinâmicas para avaliar o desempenho sísmico de estruturas com um nível de detalhe que não era possível há poucos anos. (BELEJO, 2010).

Para a construção do espectro elástico de projeto são utilizadas características próprias da região de localização da estrutura a ser analisada e os respectivos zoneamentos sísmicos detalhados em norma. Desta forma se calculam os modos de vibração da estrutura, assim como, seu período e frequência fundamental de vibração. O espectro sísmico elástico de projeto representa as respostas máximas da estrutura à excitação sísmica.

Este trabalho se justifica pela necessidade de se conhecer o comportamento sob a ação de sismos de estruturas que apresentam irregularidade (alterações geométricas em sua configuração estrutural), seja em planta, elevação ou em ambas.

Este trabalho visa, também, avaliar se a estrutura analisada cumpre com os parâmetros descritos na norma sísmica equatoriana, NEC-SE-DS/2015.

Com o fim de validar a análise sísmica dinâmica modal espectral, esta será comparada com uma análise sísmica estática equivalente também descrita na norma sísmica equatoriana.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

O objetivo do trabalho é verificar o comportamento sísmico de uma estrutura real localizada na República do Equador (dimensionada com o código de construção do ano 1977), através de uma comparação da análise dinâmica modal espectral com a análise estática equivalente, utilizando a normativa sísmica equatoriana atual (NEC-SE-DS/2015).

### **2.2 Objetivos específicos**

Em decorrência do objetivo geral, têm-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Verificar se a estrutura analisada está em conformidade com o projeto sísmico descrito na NEC-SE-DS/2015;
- b) Avaliar o desempenho sísmico da estrutura;
- c) Fazer uma avaliação da resposta da estrutura à ocorrência de um evento sísmico;
- d) Verificar e comparar o nível de dano sofrido pela estrutura através da análise dinâmica modal espectral e a análise estática equivalente.
- e) Apresentar a análise dinâmica modal espectral como uma ferramenta importante na concepção estrutural sísmo-resistente.

### 3. SÍNTESE DA BIBLIOGRAFIA FUNDAMENTAL

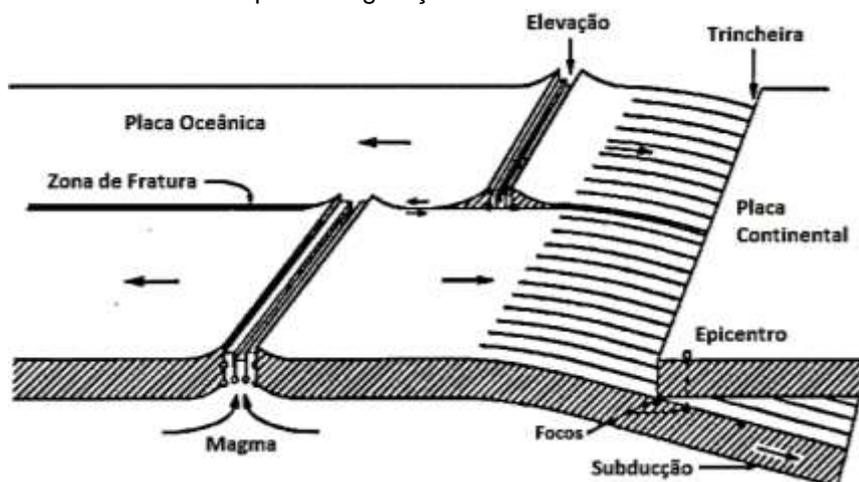
#### 3.1 Causas e efeitos dos abalos sísmicos

Os sismos ou terremotos são vibrações da crosta terrestre geradas por distintos fenômenos, como a atividade vulcânica, tectonismos, dissolução e deslizamentos das massas rochosas, explosões, entre outros. Porém, os sismos mais severos e os de maior importância do ponto de vista da engenharia, são os de origem tectônica, os mesmos que ocorrem devido a deslocamentos repentinos das grandes placas em que esta subdividida a crosta terrestre. As pressões que se geram na crosta terrestre ocasionadas pelos fluxos de magma provenientes do interior da terra superam a fricção que mantem em contato as bordas das placas e produzem quedas de esforços e liberação de grandes quantidades de energia armazenada na rocha. A energia se libera principalmente na forma de ondas vibratórias que se propagam a grandes distâncias através da rocha. É essa vibração da crosta terrestre que põe em perigo as edificações que sobre ela se situam, sendo solicitadas pelo movimento de sua base (BAZÁN-MELI, 2002).

Pelos movimentos vibratórios das massas das edificações, se geram forças de inércia que induzem esforços importantes nos elementos da estrutura e que podem leva-la à falha (BAZÁN-MELI, 2002).

Na Figura 1 apresenta-se de maneira esquemática as principais características deste fenômeno tectônico. O sismo é gerado pelo deslocamento de uma determinada área de contato entre as placas. O foco ou hipocentro, geralmente subterrâneo, é o local onde o movimento começa, sua projeção na superfície da terra é chamada de epicentro.

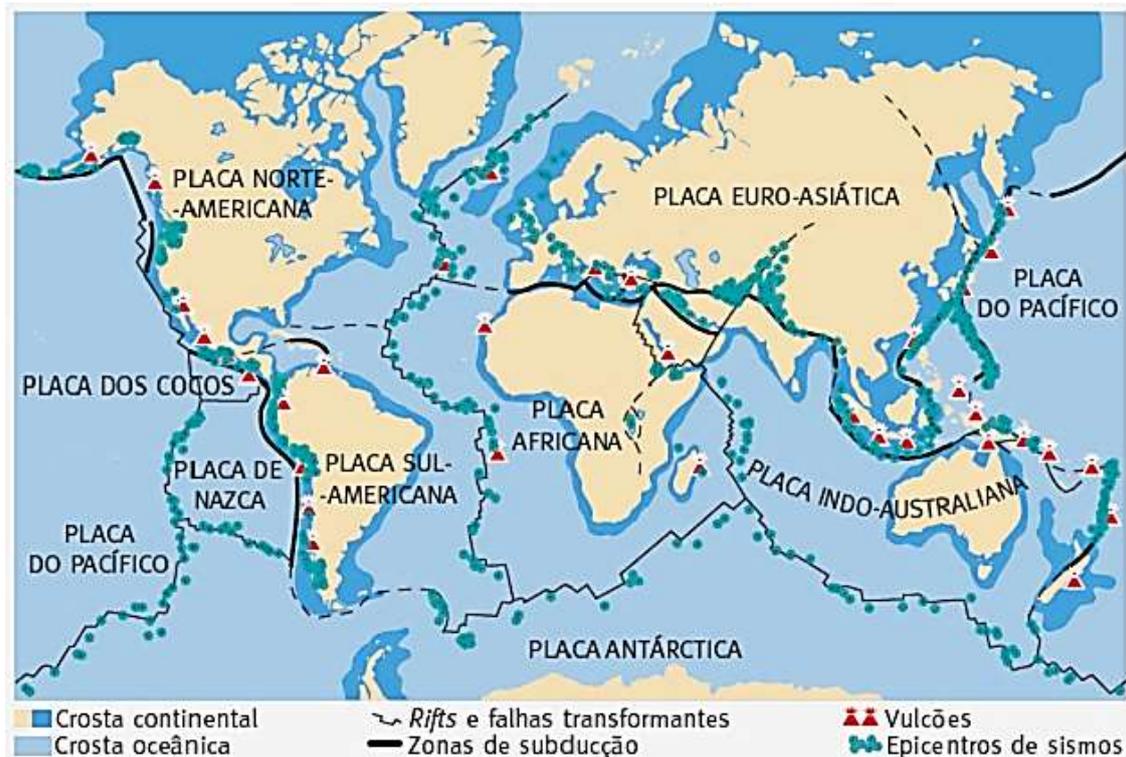
**Figura 1.** Movimento de placas e geração de sismos. Mecanismo de subducção.



Fonte: Bazán-Meli (2002).

A maior parte da superfície terrestre está afetada por falhas geológicas, foi observado que a atividade sísmica se concentra em algumas zonas onde os movimentos ao longo destas falhas são particularmente severos e frequentes. Uma visão global da distribuição espacial dos grandes sismos, as placas tectônicas e as zonas de subducção são apresentadas na Figura 2.

**Figura 2.** Placas tectônicas e distribuição mundial dos sismos.



Fonte: Adaptado de Bolt (1987).

A normativa sísmica equatoriana NEC-SE-DS/2015, cita que os efeitos dos sismos incluem forças e deslocamentos, nos quais observam-se, de acordo com as estruturas, comportamentos (respostas) lineares e não lineares:

- Se a estrutura tem a capacidade resistente suficiente, a relação forças/deslocamentos é linear e a resistência é dada pela rigidez elástica do sistema.
- Caso contrário, ou seja, forças/deslocamentos não linear, a resistência depende da rigidez elástica, das propriedades inelásticas e da história dos deslocamentos impostos à estrutura.

### 3.2 Importância dos sismos

Segundo Costa (1989), a importância do estudo do comportamento sísmico de edifícios está associada ao custo que representa para a economia. Estes custos, que muitas vezes são só

contabilizados em termos monetários, têm de ser equacionados do ponto de vista moral, social e económico, a exemplo do que já se faz em vários países desenvolvidos (China, Japão, USA, Nova Zelândia).

Para Popov (1987), os danos ocasionados pelos abalos sísmicos nas estruturas concentraram-se principalmente naquelas que apresentam mais de 6 pavimentos, predominando os danos em estruturas de laje cogumelo. Estas conclusões foram feitas por Popov ao observar as destruições causadas pelo sismo de México do 19 de setembro de 1985 nas diversas edificações.

### 3.3 Métodos de análise sísmica

Os principais procedimentos de análise sísmica são os seguintes:

#### 3.3.1 Análise estática

O método estático leva em consideração os efeitos das ações sísmicas através da aplicação de um conjunto de forças laterais na edificação, essas forças aplicam-se no centro de massas de cada pavimento.

Os efeitos translacionais determinam-se com o método estático equivalente e os efeitos torcionais são determinados com o método da torsão estática equivalente.

##### 3.3.1.1 Método estático equivalente

- Cortante basal: Para o cálculo da força cortante basal de projeto ( $V$ ), através da análise sísmica estática equivalente descrita na NEC-SE-DS/2015, aplica-se a equação 1, detalhada a seguir:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad (1)$$

Sendo:

$V$ : Força cortante na base (cortante basal);

$I$ : Coeficiente de importância;

$S_a(T_a)$ : Espectro de resposta elástico de acelerações;

$W$ : Carga sísmica reativa;

R: Fator de redução de resistência sísmica;

$\phi_P$  e  $\phi_E$ : São os coeficientes de regularidade em planta e elevação respectivamente.

- Determinação do período de vibração: O período de vibração aproximado da estrutura T, para cada direção principal, será estimado a partir da equação 2:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (2)$$

Sendo:

T: Período de vibração da estrutura.

$C_t$ : O coeficiente que depende do tipo de edificação;

$h_n$ : Altura máxima da edificação de n pavimentos, medida a partir da base da estrutura, em metros;

- Distribuição vertical das forças sísmicas laterais: A distribuição das forças verticais é semelhante a uma distribuição linear (triangular). As forças laterais totais de cálculo devem distribuir-se na altura da estrutura, utilizando as seguintes equações descritas a seguir:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (3)$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4)$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (5)$$

Sendo:

V: Cortante total na base da estrutura (calculada através da equação 1);

$V_x$ : Cortante total no pavimento x da estrutura;

$F_i$ : Força lateral aplicada no pavimento i da estrutura;

$F_x$ : Força lateral aplicada no pavimento x da estrutura;

n: Número de pavimentos da estrutura;

$w_x$ : Peso correspondente ao pavimento ou nível  $x$  da estrutura, sendo uma fração da carga sísmica reativa  $W$ .

$w_i$ : Peso correspondente ao pavimento ou nível  $i$  da estrutura, sendo uma fração da carga sísmica reativa  $W$ .

$h_x$ : Altura do pavimento  $x$  da estrutura;

$h_i$ : Altura do pavimento  $i$  da estrutura;

$k$ : Coeficiente relacionado com o período de vibração da estrutura  $T$ .

### 3.3.1.2 Método da torção estática equivalente

Em cada pavimento e em cada direção incorporam-se os efeitos dos momentos torcionais indicados, adicionadas às forças cortantes aplicadas nos centros de rigidez. Para cada membro resistente serão escolhidas as solicitações mais desfavoráveis derivadas das combinações de força cortante e os diferentes momentos torcionais indicados (COVENIN, 2001).

Os momentos torcionais em cada pavimento e em cada direção obtém-se através das seguintes equações:

$$M_{ti} = V_i(\tau e_i + 0,06 B_i) \quad (6)$$

$$M_{ti} = V_i(\tau' e_i - 0,06 B_i) \quad (7)$$

Sendo:

$V_i$ : Força cortante de projeto no pavimento  $i$  para a direção analisada, calculado segundo (3.3.1.1);

$e_i$ : Excentricidade estática no pavimento  $i$ , entre o centro de rigidez e a linha de ação do cortante na direção analisada, será considerada positiva nas equações 6 e 7;

$B_i$ : Largura da planta na direção normal à direção analisada;

$\tau$ : Fator de amplificação dinâmica de torção para a direção considerada;

$\tau'$ : Fator de controle de projeto das zonas mais rígidas da planta, para a direção considerada.

### **3.3.1.3 Método de análise estático não-linear**

O método mais conhecido é a análise pushover. Neste método considera-se o comportamento não-linear físico da estrutura e tem como principal característica a de arranjar sistemas equivalentes de um grau de liberdade para fazer a modelagem da estrutura de múltiplos graus de liberdade, permitindo observar respostas globais da estrutura.

Este procedimento de análise constitui uma opção adequada para ser utilizada em conjunto com o método de análise estático equivalente, a fim de obter informação sobre os mecanismos de falha, as demandas locais e globais de ductilidade e a identificação de zonas críticas. A distribuição de cargas estáticas laterais para aplicar-se são obtidas usando o método estático equivalente, agindo em forma monotônica e crescente até alcançar a falha ou estado de exaustão da estrutura (COVENIN, 2001).

### **3.3.2 Análise dinâmica**

Atualmente, existe a necessidade de construir edificações cada vez mais altas e esbeltas. Os projetos arquitetônicos aumentaram as irregularidades estruturais, por essa razão, o método estático não representa, com suficiente aproximação, o comportamento real das estruturas sujeitas à ação dos sismos. A análise dinâmica tem uma melhor aproximação do comportamento real das estruturas, devido a que possui informação desprezada ou indiretamente considerada na análise estática (DONOBHAN PRESICHI, 2007).

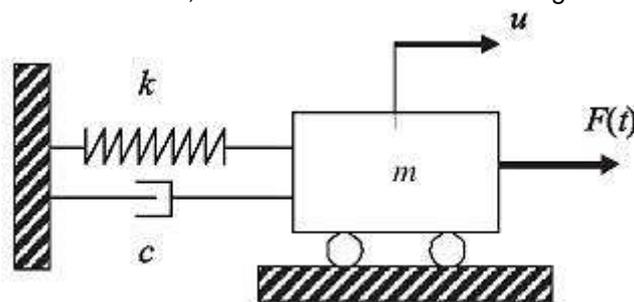
#### **3.3.2.1 Análise dinâmica bidimensional**

Os efeitos translacionais determinam-se segundo o método de superposição modal com um grau de liberdade por pavimento.

##### **3.3.2.1.1 Sistemas de um grau de liberdade (SGL)**

O conhecimento dos sistemas de um grau de liberdade, é fundamental para entender a dinâmica de estruturas e sistemas mais complexos os quais apresentam vários graus de liberdade (PAZ, 1991).

A resposta dinâmica de muitas estruturas pode ser expressa em termos de sistemas de um grau de liberdade (Figura 3). Em estruturas lineares de formas mais complexas, a resposta dinâmica total pode ser expressa como a soma (superposição Linear) das respostas de uma série de SGL. Assim, a técnica de análise dinâmico de SGL, provê a base para a análise determinística da grande maioria dos sistemas estruturais.

**Figura 3.** Sistema massa, mola e amortecedor com um grau de liberdade.

Fonte: Paz (1991).

Todos os sistemas estruturais têm três componentes básicos: rigidez ( $k$ ), massa ( $m$ ) e amortecimento ( $c$ ), relacionados com os três tipos de forças mais características dos problemas de vibrações: as forças elásticas, as forças de inércia e as forças de dissipação de energia, respectivamente.

A equação do movimento é dada pela equação 8:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = f(t) \quad (8)$$

Sendo  $m$  a massa,  $c$  constante de amortecimento e  $k$  representa a constante de rigidez do sistema;  $u$ ,  $\dot{u}$ ,  $\ddot{u}$  e  $f(t)$ , são, respectivamente o deslocamento, velocidade, aceleração e a força externa aplicada no sistema.

Paz (1991), expressa que o número de graus de liberdade é o número de coordenadas independentes necessárias para especificar a posição de um sistema em qualquer instante. Deste modo as estruturas contínuas apresentam um número infinito de graus de liberdade. Portanto a maneira de idealização de um modelo matemático apropriado permite reduzir os graus de liberdade a um número discreto e em alguns casos a um só.

### 3.3.2.1.2 Método de superposição modal com um grau de liberdade por nível

Como descrito no COVENIN (2001), este método é calculado como detalhado a seguir:

- **Modelo Matemático:** Para a aplicação deste método, a edificação deverá ser modelada como um sistema de massas concentradas em cada nível, tendo assim cada pavimento um grau de liberdade correspondente ao deslocamento lateral na direção considerada.
- **Modos:** As formas modais e seus correspondentes períodos de vibração na direção analisada calculam-se utilizando as rigidezes elásticas e as massas do sistema.

- Análise: O fator de participação  $\gamma_j$  de cada modo de vibração é calculado através da equação 9:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{K=1}^N M_k \phi_{kj}}{\sum_{K=1}^N M_k \phi_{kj}^2} \quad (9)$$

O deslocamento máximo  $u_{kj}$  e a força lateral  $F_{kj}$  no pavimento  $k$  do modo  $j$  são calculados pela equação 10 e 11 respectivamente:

$$u_{kj} = \phi_{kj} \gamma_j A_{dj} g \left[ \frac{T_j}{2\pi} \right]^2 \quad (10)$$

$$F_{kj} = M_k \phi_{kj} \gamma_j A_{dj} g \quad (11)$$

O cortante  $V_{oj}$  na base do edifício, no modo  $j$ , é calculado através da equação 12:

$$V_{oj} = \beta_j M A_{dj} g \quad (12)$$

O parâmetro  $\beta_j$  é calculado através da equação 13:

$$\beta_j = \frac{1}{M} \frac{[\sum_{K=1}^N M_k \phi_{kj}]^2}{\sum_{K=1}^N M_k \phi_{kj}^2} \quad (13)$$

Sendo:

$\phi_{kj}$ : Coordenada modal do pavimento  $k$  no modo  $j$ ;

$M_k$ : Massa do pavimento  $k$ ;

$N$ : Número total de pavimentos;

$A_{dj}$ : Ordenada do espectro de projeto para o modo do período  $T_j$ ;

$T_j$ : Período de vibração do modo  $j$ ;

$g$ : Aceleração da gravidade;

$M$ : Massa total da edificação =  $W/g$ ;

$\beta_j$ : Fração da massa total do edifício, ou massas participativas, associadas com a resposta no modo  $j$ .

- Número de Modos de Vibração: Tem que ser definidos na análise dinâmica de superposição modal pelo menos um número mínimo de modos nos quais se supere o 90% da massa participativa da estrutura, em cada uma das direções horizontais principais consideradas na análise.
- Combinação Modal: O cortante basal e força cortante em cada pavimento será determinado por combinação dos respectivos valores modais. A combinação modal será realizada levando em consideração a raiz quadrada da soma dos quadrados de cada valor modal ou através da combinação quadrática complexa. Das forças cortantes serão obtidas as forças concentradas em cada pavimento, as quais se aplicaram nos respectivos centros de massa.

### 3.3.2.2 Análise dinâmica espacial

#### 3.3.2.2.1 Equação do movimento

Como descrito por Chopra (2014), nas regiões propensas a sismos o principal problema de dinâmica estrutural que afeta aos engenheiros estruturais é o comportamento das estruturas submetidas a movimentos da base da estrutura induzidos pelos abalos sísmicos. Estes deslocamentos são relacionados em cada instante de tempo através da equação 14, mostrada a seguir:

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (14)$$

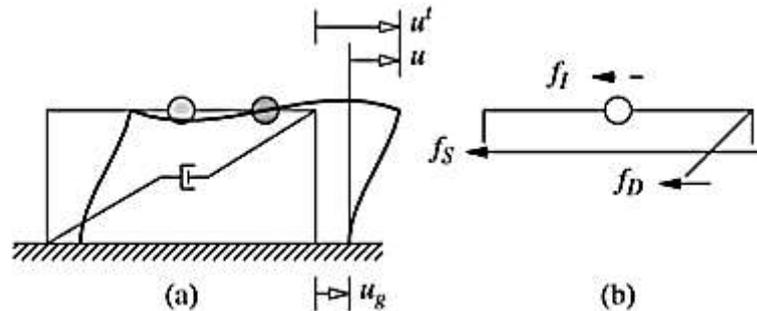
Em que o deslocamento do terreno é  $u_g$ , o deslocamento total ou absoluto da massa é  $u^t$ , e o deslocamento relativo entre a massa e o terreno é representada por  $u$  (Figura 4).

Na Figura 4, observa-se o conceito de equilíbrio dinâmico, Princípio de D' Alembert. Enunciado por Jean D' Alembert em sua obra mestra, o Tratado de Dinâmica, estabelece que "a soma das forças externas que atuam sobre um corpo e as denominadas forças de inercia formam um sistema de forças em equilíbrio. A este equilíbrio denomina-se equilíbrio dinâmico".

O princípio de equilíbrio dinâmico de D' Alembert está baseado no sistema de equilíbrio de forças. É considerada uma força de inercia fictícia que é igual ao produto da massa pela aceleração e atua em direção oposta à aceleração, este estado, incluída a força de inercia, é um sistema equilibrado em todo instante.

Portanto o diagrama de corpo livre da massa em movimento pode ser desenhado para poder utilizar os princípios de estática e desenvolver a equação de movimento que governa o comportamento dinâmico do sistema estrutural.

**Figura 4.** Sistema idealizado de um pavimento, com um grau de liberdade.



Fonte: Chopra (2014).

A equação do movimento para o sistema idealizado de um pavimento, Figura 4 (a), submetido à excitação sísmica, pode ser deduzida pelo conceito de equilíbrio dinâmico. Seguindo o diagrama de corpo livre que inclui a força de inércia  $f_I$ , mostrada na Figura 4 (b), a equação 15, representa o equilíbrio dinâmico deste sistema;

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (15)$$

Tem-se, portanto, que só o movimento relativo  $u$  entre a massa e a base, devido à deformação estrutural, produz forças elásticas e de amortecimento. Assim a força de inércia  $f_I$  se relaciona com a aceleração  $\ddot{u}^t$  da massa mediante a equação 16:

$$f_t = m \ddot{u}^t \quad (16)$$

A equação 17, descreve o movimento que controla o deslocamento relativo ou a deformação  $u(t)$  da estrutura elástica linear da Figura 4 (a), submetida à aceleração do terreno  $\ddot{u}_g(t)$ .

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g(t) \quad (17)$$

O deslocamento relativo ou deformação  $u(t)$  da estrutura devido à aceleração do terreno será idêntica ao deslocamento  $u(t)$  da estrutura se sua base fosse estacionária e sujeita a uma força externa. Portanto o movimento do terreno pode substituir-se pela força sísmica efetiva ( $P_{ef}$ ), como mostrado na equação 18:

$$P_{ef} = -m \ddot{u}_g(t) \quad (18)$$

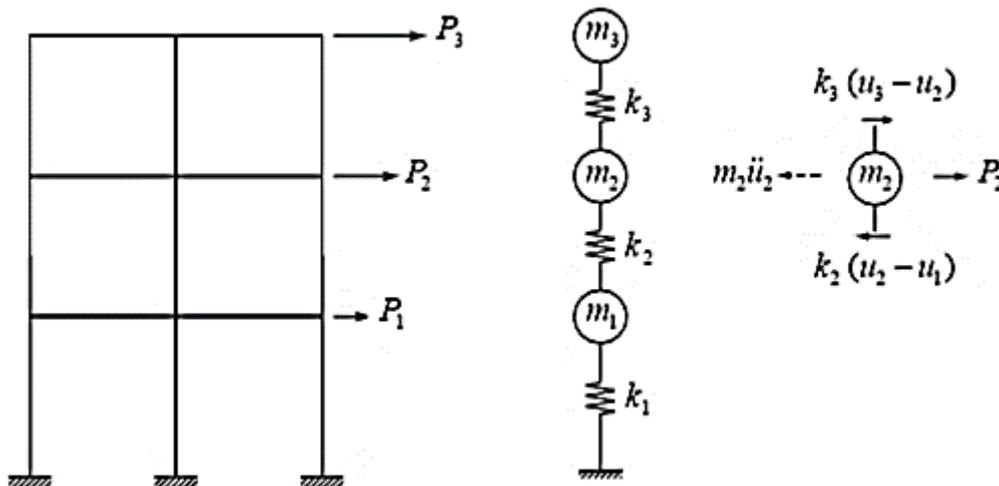
Esta força é igual à massa pela aceleração do terreno, que atua oposta à aceleração. Assim é importante reconhecer que a força sísmica efetiva é proporcional à massa da estrutura. Por conseguinte, se a massa estrutural é incrementada, aumenta-se também a força sísmica efetiva.

### 3.3.2.2 Sistema de vários graus de liberdade (MDOF Systems)

Quando se trabalha com sistemas estruturais reais é preciso, em geral, considerar vários graus de liberdade, cada um deles correspondente a uma coordenada independente. Tem-se em geral estruturas reais as quais apresentam infinitos graus de liberdade, porém é possível reduzir estes a um número finito considerando-se o fato de que os deslocamentos intermediários dos elementos podem ser expressados em função dos deslocamentos dos nós extremos da estrutura (PIQUE-SCALETTI, 1991).

Para Pique-Scaletti (1991), o número de graus de liberdade deveria ser igual ao número de componentes de deslocamento necessário para definir adequadamente a deformada do sistema sob o tipo de excitação de interesse, e como consequência poder determinar as forças internas de maneira suficientemente aproximada. No caso de edifícios submetidos a carregamento sísmico, a excitação principal são acelerações horizontais que inserem à estrutura uma deformada lateral, e cujos graus de liberdade independentes importantes são os deslocamentos horizontais dos nós.

**Figura 5.** Sistema com vários graus de liberdade. Modelo de acoplamento tipo cortante.



Fonte: Pique-Scaletti (1991).

Portanto, para sistemas de vários graus de liberdade, como o mostrado na Figura 5, a equação geral de movimento é dada pela equação 19:

$$\{M\} \ddot{U} + \{C\} \dot{U} + \{K\} U = F(t) \quad (19)$$

Em que M, C e K são, respectivamente, as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez da estrutura, e U,  $\dot{U}$ ,  $\ddot{U}$  e F(t) são os vetores de deslocamentos, velocidades, acelerações e forças aplicadas, respectivamente.

### 3.3.2.2.3 Método de análise dinâmica espacial de superposição modal

#### 3.3.2.2.3.1 Método modal espectral

A análise modal espectral avalia os espectros de projeto para o cálculo das respostas estruturais. Quando se trabalha com os espectros obtidos dos registros de aceleração, combinando os aportes de cada modo de vibração, a fim de obter um valor representativo da resposta, já que a falta de simultaneidade das máximas respostas em cada modo de vibração implica a necessidade de combinar adequadamente.

O método modal espectral leva em consideração as propriedades dinâmicas da estrutura, tais como sua forma de vibrar e a contribuição de cada modo na resposta. Isto com a finalidade de reproduzir com maior aproximação o comportamento estrutural real ante solicitações sísmicas.

De acordo com Costa (2011), os métodos de análise modal são caracterizados por utilizarem os registros no tempo da excitação e as características dinâmicas da estrutura para o cálculo direto dos parâmetros modais, promovendo um excelente meio de prever o comportamento estrutural.

Para estruturas complexas, com inúmeros graus de liberdade, estudos realizados com as respostas de estruturas a terremotos comprovam que o uso da análise modal é uma aproximação adequada para a análise de respostas lineares (NEHRP,2003).

Como descrito por Delgado e Arêde (2000), as frequências e modos de vibração da estrutura são determinados na condição de vibração livre, através da equação 20:

$$(K - \omega_{n_j}^2 M) \phi_j = 0 \quad (20)$$

Sendo K e M representam, as matrizes de rigidez e massa da estrutura,  $\omega_{n_j}$  é a frequência natural (autovalor) associada ao modo j e  $\phi_j$  (autovetor) representa o modo de vibração j da estrutura.

A deformada de uma estrutura pode ser caracterizada pelas  $N$  componentes do vetor deslocamento  $u$  no espaço geométrico (ou físico), no entanto, a mesma deformada pode também ser caracterizada em termos dos  $N$  modos de vibração, sendo estes a base de um outro espaço vetorial denominado espaço modal. Assim o deslocamento ( $u$ ) em termos de coordenadas modais ( $y_i$ ) pode ser escrito como uma combinação linear dos modos de vibração, conforme a equação 21.

$$u = \sum_{i=1}^N \phi_i y_i \quad (21)$$

Portanto a deformada final obtém-se somando as contribuições dos vários modos de vibração. As forças elásticas “ $F$ ” são dadas pela equação 22, mostrada a seguir:

$$F = K u \quad (22)$$

A generalização da equação de equilíbrio dinâmico de sistemas de 1 grau de liberdade sob solicitação sísmica, agora para sistemas de  $N$  graus de liberdade resulta na equação 23:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = -M\{1\}\ddot{u}_g \quad (23)$$

Em que  $\{1\}$  representa uma matriz coluna de valores unitários e  $\ddot{u}_g$  é um valor escalar obtido através das leituras feitas pelos acelerômetros em campo.

Assim substituindo-se a equação 21, da deformada final e sus respectivas derivadas na equação 23, obtém-se a equação de equilíbrio dinâmico em função das coordenadas modais (equação 24) associada ao modo de vibração  $n$ .

$$M_n \ddot{y}_n + C \dot{y}_n + K y = F_n^{ef} \quad (24)$$

Em que:

$$F_n^{ef} = \phi_n^T M\{1\} \ddot{u}_g \quad (25)$$

Assumindo-se que o termo  $(\phi_n^T M\{1\}) = L_n$ , em que  $L_n$  representa o Fator modal de excitação sísmica. Obtém-se a equação 26 mostrada a seguir.

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{L_n}{M_n} \ddot{u}_g \quad (26)$$

A resolução do sistema de um grau de liberdade, equação 27:

$$\ddot{u} + 2\xi_n \omega \dot{u} + \omega^2 u = \ddot{u}_g \quad (27)$$

Conduz a  $S_d(\omega, \xi)$ , o deslocamento que pode ser obtido no espectro de resposta. Assim, a equação para o modo de vibração  $n$  conduzirá a equação 28:

$$y_n = \frac{L_n}{M_n} S_d(\omega_n, \xi_n) = \frac{L_n}{\omega_n^2 M_n} S_a(\omega_n, \xi_n) \quad (28)$$

Mas, o valor máximo da resposta total não pode ser obtido, em geral, adicionando as máximas respostas modais, porque estes máximos não ocorrem todos ao mesmo tempo. O processo mais corrente para obter a máxima resposta total a partir dos valores espectrais é calcular a raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas modais (SRSS), equação 29:

$$u_{max} = \sqrt{u_{1max}^2 + u_{2max}^2 + \dots} \quad (29)$$

Ou alternativamente pode ser usado o Método da Combinação Quadrática Completa (CQC), equação 30, válido para qualquer relação de frequências:

$$u_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n u_{imax} q_{ij} u_{jmax}} \quad (30)$$

em que o coeficiente de correlação  $q_{ij}$  é dado por a equação 31:

$$q_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}\xi}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2(1-r^2)r} \quad (31)$$

sendo,  $\xi$  a taxa de amortecimento da estrutura e  $r$  representa a relação de frequências;  $r = \frac{\omega_i}{\omega_j}$  (Delgado-Arêde, 2000).

Os dois métodos citados anteriormente o SRSS e CQS, são aplicáveis no software SAP2000 v20 na definição dos casos de carga (para o sismo agindo na direção X e Y), para encontrar o valor máximo da resposta total da estrutura ( $u_{max}$ ), perante o espectro de resposta em acelerações definido no programa.

Segundo Souza Lima e Santos (2008), na análise sísmica, os espectros para acelerações da base são de grande importância. Essas acelerações produzidas pelo terremoto são as

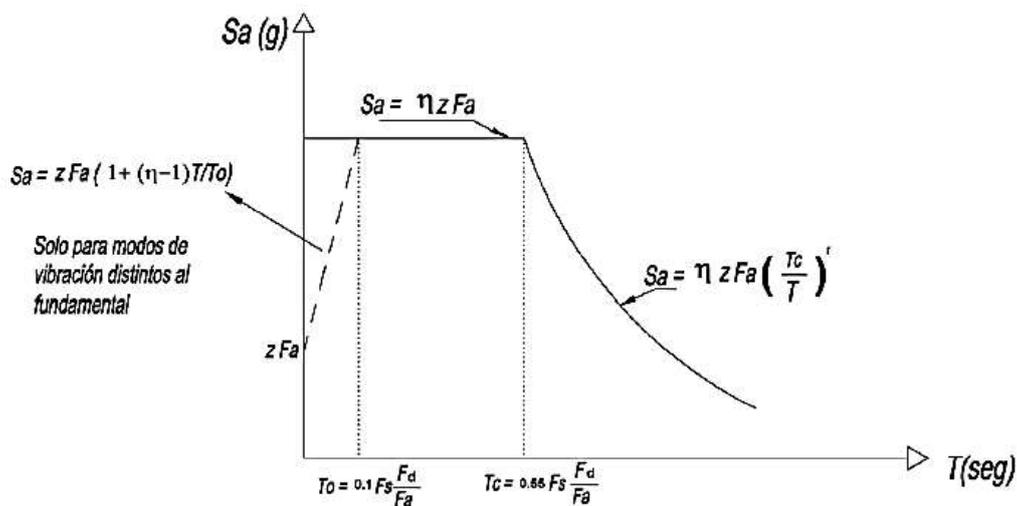
grandezas mais diretas que se tem para caracterizar e compreender os efeitos do abalo sísmico sobre as estruturas.

### 3.3.2.3.2 Definição do espectro elástico horizontal de projeto em acelerações

A norma sísmica equatoriana define o espectro de resposta elástico de acelerações ( $S_a$ ), expressado como fracção da aceleração da gravidade, para o nível de sismo de projeto, como mostrado na Figura 6. O mencionado espectro é obtido com os parâmetros citados a seguir:

- O fator de zona sísmica  $Z$ ;
- O tipo de solo da localização da estrutura;
- A consideração dos valores dos coeficientes de amplificação de solo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

**Figura 6.** Espectro sísmico elástico de acelerações que representa o sismo de projeto.



Fonte: NEC-SE-DS (2015).

O citado espectro de resposta obedece a uma fracção de amortecimento com respeito ao crítico que é de 5%, e é obtido através da equação 32 e equação 33, válidas para períodos de vibração da estrutura ( $T$ ) pertencentes a dois intervalos:

para  $0 \leq T \leq T_c$ ;

$$S_a = \eta Z F_a \quad (32)$$

e para  $T > T_c$ ;

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \quad (33)$$

Em que:

$S_a$ , é o espectro de resposta elástico de acelerações. Depende do período ou modo de vibração da estrutura.

$\eta$ , é a relação de amplificação espectral ( $S_a/Z$ , em rocha), e muda dependendo da região do Equador, assim:

- $\eta = 1,80$ ; para províncias da Costa com exceção de Esmeraldas;
- $\eta = 2,48$ ; para províncias da Serra, Esmeraldas e Galápagos;
- $\eta = 2,60$ ; para províncias do Oriente.

$r$ , é o fator usado no espectro de projeto elástico, cujos valores dependem da localização geográfica do projeto. Portanto  $r = 1$ , para tipos de solo A, B ou C e  $r = 1,5$  para tipo de solo D ou E.

$Z$ , que é a aceleração máxima em rocha esperada para o sismo de projeto, expressado como fração da aceleração da gravidade ( $g$ ).

$T$ , é o período fundamental de vibração da estrutura.

$T_c$ , período limite de vibração no espectro sísmico elástico de acelerações que representa o sismo de projeto. Obtido através da equação 34, apresentada a seguir:

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (34)$$

e  $F_a$ ,  $F_d$ , e  $F_s$  são coeficiente de amplificação do solo.

### 3.3.3 Método “passo a passo” no tempo

Método descrito na NEC-SE-DS (2015), conhecido também como Tempo História. Neste tipo de método são usados registros de aceleração e as respostas estruturais são conhecidas ao longo da duração do evento sísmico.

O método “passo a passo” leva em consideração o comportamento da estrutura perante a ação do sismo através de um acelerograma determinado, resolvendo a equação de movimento para cada instante de tempo. Este método é o que reproduz de maneira mais realista a resposta sísmica de estruturas com comportamento não lineal.

Quando a importância e o comportamento sísmico da estrutura o exigem, é preciso um estudo mais refinado para representar com maior aproximação o comportamento não lineal das estruturas perante as forças sísmicas.

### **3.3.4 Análise dinâmico não linear: Método de análise dinâmica com acelerogramas**

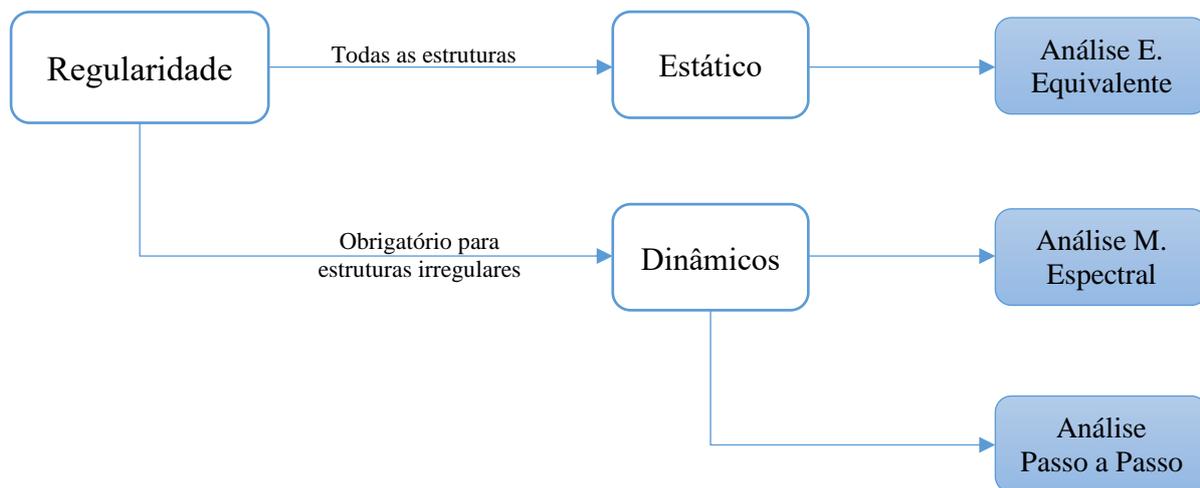
Quando são conhecidas as propriedades dos materiais construtivos e os elementos dos sistemas estruturais, fazemos uso de registros de aceleração em um certo número deles para prever as respostas do sistema, geralmente baseados em deslocamentos. De acordo com o COVENIN (2001), pode-se dizer que:

- O método é de aplicação geral. Também, aplica-se em estruturas não especificadas dentro das normas sísmicas. Nestas estruturas recomenda-se uma análise inelástica (não linear física) que forneça valores realistas das demandas de ductilidade da estrutura e seus componentes. Pode utilizar-se em substituição dos métodos de análise baseados em modelos elásticos de edificações, detalhados anteriormente.
- Modelo Estrutural: A estrutura é modelada considerando um comportamento inelástico representativo de suas características mecânicas. O diafragma de restituição adotado deverá ser validado por informação experimental.
- Análise Inelástico: Analisa-se a estrutura através de procedimentos de integração direta para acelerogramas representativos da ação sísmica esperada no local. Se a análise inclui a ação simultânea das dois componentes horizontais do sismo, o par de acelerogramas a usar deverá ter um coeficiente de correlação adequada. Para a análise utilizam-se ao menos quatro acelerogramas ou pares de acelerogramas. A resposta dinâmica provável é obtida da média das respostas obtidas para todos os acelerogramas do conjunto. Na análise deveria-se incluir os efeitos  $P-\Delta$  (efeitos de segunda ordem).
- Acelerogramas: Os movimentos sísmicos a utilizar-se na análise podem ser acelerogramas registrados ou simulados mediante procedimentos reconhecidos. O espectro elástico médio dos acelerogramas do conjunto deverá aproximar-se conservadoramente ao espectro de projeto, no intervalo dos períodos próprios da estrutura.

### 3.3.5 Métodos de análise detalhados na NEC-SE-DS/2015

A norma sísmica equatoriana apresenta uma metodologia geral para os três métodos de análise mostrados no esquema abaixo. Na Figura 7 é mostrado o esquema de cálculo de forças sísmicas segundo a NEC-SE-DS/2015.

**Figura 7.** Métodos de análise da NEC-SE-DS/2015.



**Fonte:** NEC-SE-DS (2015).

A NEC-SE-DS/2015 admite várias opções para proceder à análise estrutural de edifícios sob o efeito da ação sísmica, apresentando-as de uma forma sistematizada. A adoção dos diferentes modelos estruturais, métodos de análise e coeficientes de comportamento a utilizar no cálculo de determinada estrutura está condicionada pela regularidade em planta e elevação da mesma.

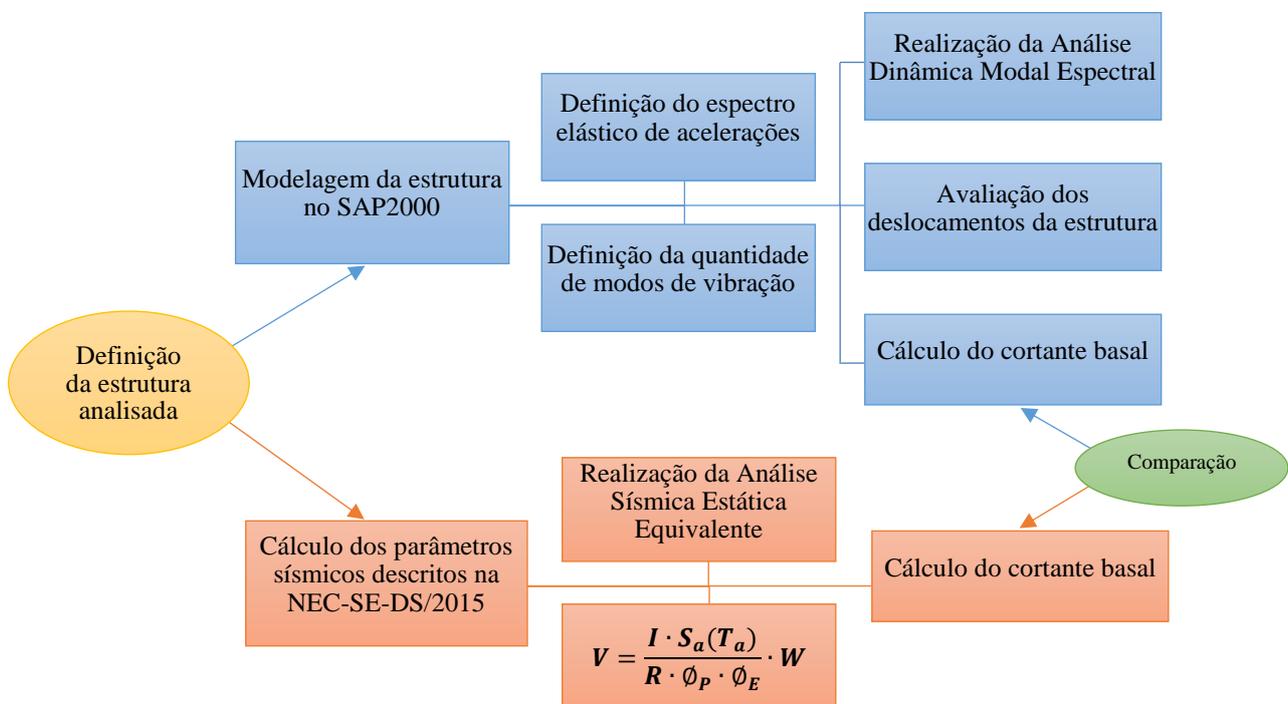
Deste modo como mencionado anteriormente neste projeto utiliza-se a norma sísmica equatoriana atual e são realizados dois métodos de análises sísmicos; uma análise estática equivalente e uma análise dinâmica modal espectral de uma estrutura real, a mesma que será detalhada mais adiante.

## 4. METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos no presente trabalho, o mesmo é dividido em cinco etapas: (1) Definição e descrição da estrutura a ser analisada neste trabalho, (2) Realização da análise de carga, (3) Definição dos parâmetros utilizados para a realização da análise estática equivalente e a análise modal espectral, (4) Comparação das análises com fins de validação, (5) Descrição do código utilizado na análise do projeto estrutural da edificação.

Na Figura 8 é mostrado o esquema adoptado para a metodologia deste trabalho de conclusão de curso.

**Figura 8.** Esquema representativo da Metodologia.



Fonte: Autor.

### 4.1 Descrição da estrutura a ser analisada

A estrutura analisada neste trabalho é o edifício “Mutualista Manabí” localizado no litoral equatoriano, na cidade de Portoviejo, província de Manabí. A mesma encontra-se situada sobre a avenida Olmedo, entre a rua 10 de Agosto e rua Pedro Gual.

O uso da estrutura é exclusivamente destinado a escritórios, tanto para entidades públicas como privadas. Na Figura 9 observa-se uma vista da fachada lateral da edificação.

**Figura 9.** Vista da fachada lateral do edifício Mutualista Manabí.



**Fonte:** Google Earth Pro (2018).

A estrutura de onze andares e duas coberturas é de concreto armado, constituída por colunas, vigas em ambas direções, lajes com vigotas pré-fabricadas nos dois sentidos, também apresenta um núcleo de escada de concreto armado, além, de diagonais em tipo de cruces denominadas San Andrés (contraventamento), que encerra o ascensor do edifício, as paredes externas estão compostas por tijolo deitado e as internas por tijolo em pé.

A edificação Mutualista Manabí possui aproximadamente 6668.79 m<sup>2</sup>, área compartilhada entre seus doze andares e duas coberturas. Na Tabela 1 mostrada a seguir, detalha-se a altura da edificação (altura e cota de cada andar), além das áreas e ocupação de cada pavimento.

**Tabela 1.** Altura da edificação e área por pavimentos.

NÍVEL	ALTURA (m)	COTA (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	OCUPAÇÃO
Cobertura elevador	3,20	43,70	32,48	Geral
Cobertura escadas	3,20	40,50	42,53	Geral
Pav. Nº 10	3,20	37,30	562,82	Terraço
Pav. Nº 9	3,20	34,10	543,82	Escritórios
Pav. Nº 8	3,20	30,90	543,82	Escritórios
Pav. Nº 7	3,20	27,70	543,82	Escritórios
Pav. Nº 6	3,20	24,50	543,82	Escritórios
Pav. Nº 5	3,20	21,30	543,82	Escritórios
Pav. Nº 4	3,20	18,10	543,82	Escritórios
Pav. Nº 3	3,20	14,90	543,82	Escritórios
Pav. Nº 2	3,20	11,70	572,15	Escritórios
Pav. Nº 1	3,60	8,50	611,27	Escritórios
Mezanino	4,90	4,90	429,53	Escritórios
Pav. Térreo	2,00	0,00	611,27	Escritórios
Base	-	-2,00	-	-
<b>TOTAL :</b>			<b>6668,79</b>	

Fonte: Autor.

#### 4.1.1 Descrição do material presente na edificação

Para a realização da análise estrutural da edificação Mutualista Manabí no seu estado atual, no programa SAP2000 v20, foram utilizadas as propriedades dos materiais presentes na edificação, mesmas que foram obtidos mediante os resultados dos diversos ensaios realizados à estrutura. Na Tabela 2 são mostradas as propriedades do concreto presente na edificação.

**Tabela 2.** Propriedades do concreto.

#### CONCRETO

Nome do material	HS-280
Peso específico ( $\gamma_c$ )	2400,00 kgf/m <sup>3</sup>
Resistência a compressão ( $f_c$ )	280,00 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidade ( $E_c$ )	253604,06 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Corte ( $G_c$ )	105668,36 kgf/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,20

Fonte: Autor.

O módulo de Elasticidade ( $E_c$ ) do concreto, se determino usando a expressão indicada na NEC-SE-HM, onde se descreve que os modelos elásticos de estruturas que se projetam para ações sísmicas de acordo aos métodos da NEC-SE-DS/2015, o módulo de elasticidade do concreto, é calculado para concretos de densidade normal através da equação 35:

$$E_c = 4,7 \sqrt{f'c} \quad (35)$$

Sendo  $E_c$  o módulo de elasticidade para o concreto (GPa) e  $f'c$  a resistência à compressão do concreto (MPa).

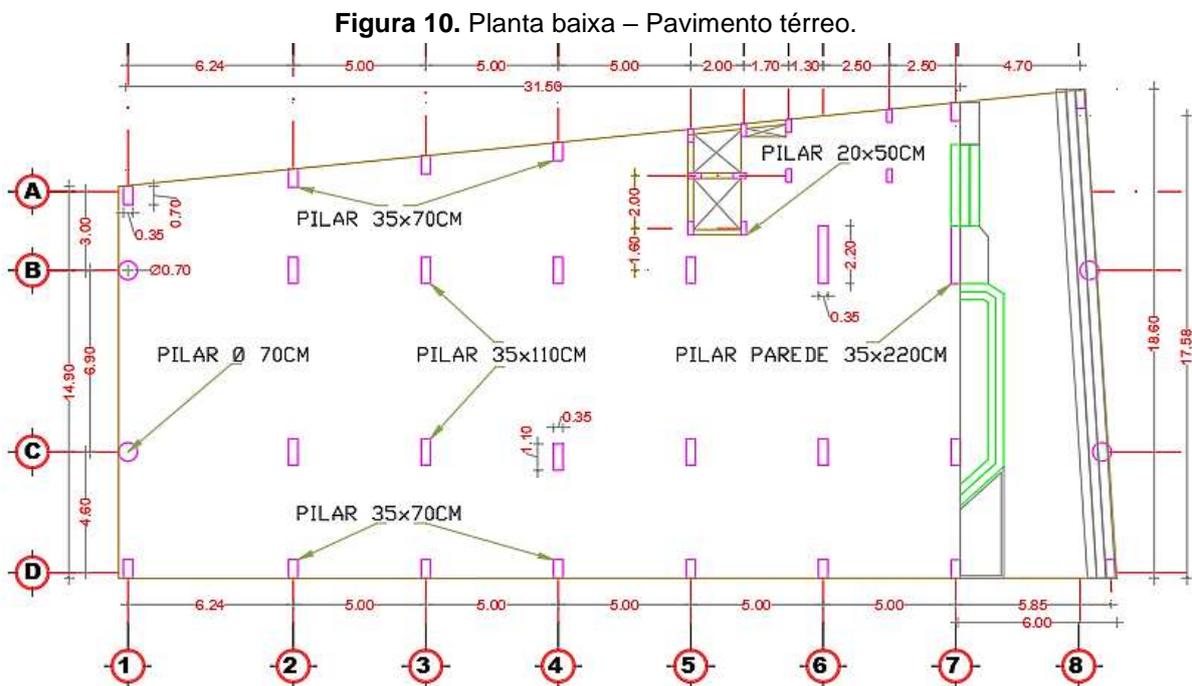
O módulo de corte ( $G_c$ ), se calcula através a seguinte relação, equação 36:

$$G_c = \frac{E_c}{2(\nu + 1)} \quad (36)$$

Na qual temos o  $E_c$  em (GPa) e  $\nu$  é o módulo de Poisson (adimensional).

#### 4.1.2 Descrição dos diferentes elementos estruturais da edificação

O edifício “Mutualista Manabí” conta em sua configuração estrutural com pilares, pilares parede e vigas de diferentes dimensões, a continuação na Figura 10 é mostrada a planta baixa do pavimento térreo da edificação, onde são detalhados os diversos elementos estruturais que a compõem.

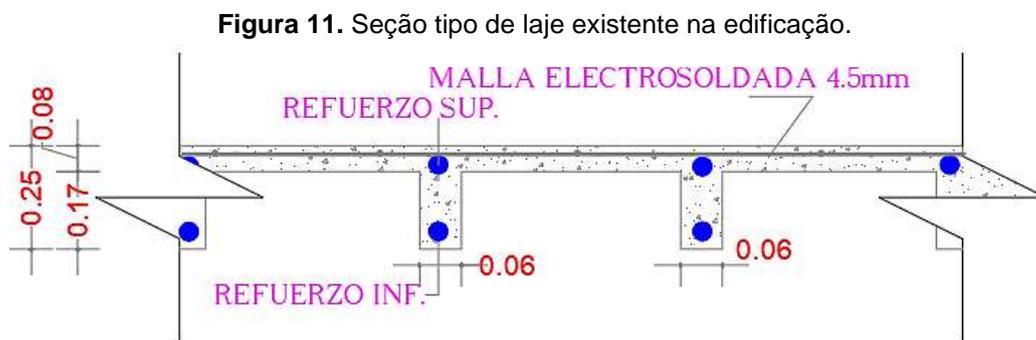


Fonte: Plano Arquitetônico-Município de Portoviejo/Manabí.

Além de identificar na Figura 10 os pilares e pilares paredes que possui a estrutura, em todos os níveis da estrutura tem-se basicamente três tipos de seções de vigas, as quais tem dimensões semelhantes. A estrutura possui duas seções de vigas principais, as vigas que se estendem na direção X apresentam seção 25 x 50 cm e as de comprimento na direção Y tem

seção 25 x 60 cm. Existem outras vigas que se encontram na metade entre as vigas principais e tem seção 20 x 50 cm. Nos dois últimos níveis (cobertura e elevador) tem-se vigas de seção 20 x 35 cm. A alvenaria, paredes da edificação são não estruturais.

A laje é nervurada nas duas direções desde o mezanino até o pavimento N. 10 (terraço). A laje nervurada possui nervuras de 6 cm de largura e altura de 17 cm, a separação entre elas é de 50 cm, a altura da mesa da laje nervurada é de 8 cm, assim a altura total da laje nervurada é de 25 cm. Na Figura 11 apresenta-se a seção tipo de laje nervurada presente na edificação em estudo.

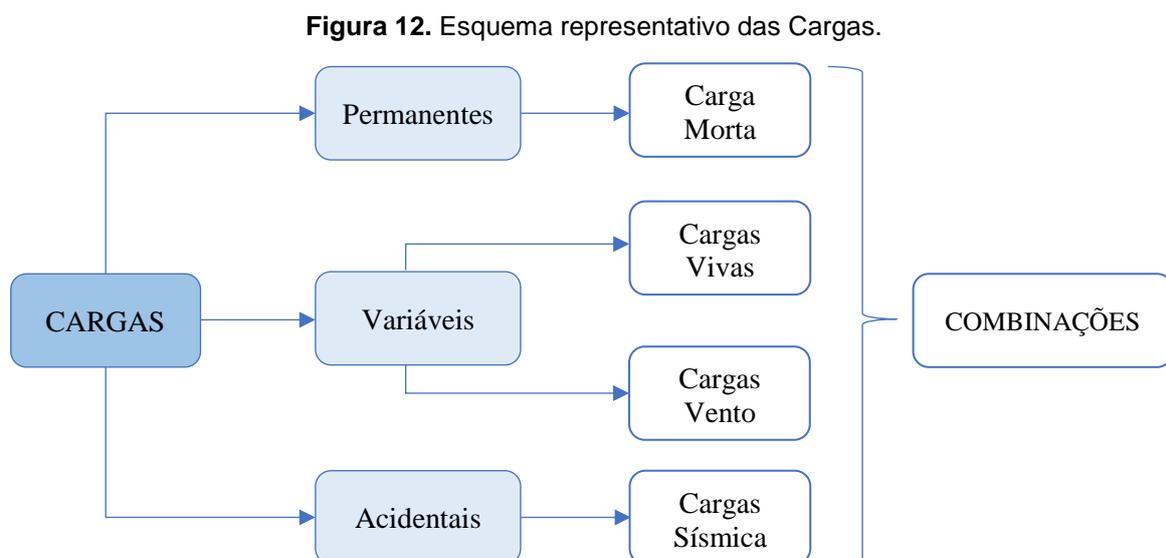


**Fonte:** Plano Arquitetônico-Município de Portoviejo/Manabí.

Nas lajes de cobertura da escada e do ascensor, a estrutura possui lajes maciças de 15 cm de altura.

## 4.2 Análise de carga

A análise de carga foi efetuada seguindo o esquema apresentado na Figura 12:



**Fonte:** Adaptado da NEC-SE-CG (2015).

### 4.2.1 Carga permanente

As cargas permanentes estão constituídas pelos pesos de todos os elementos estruturais presentes na estrutura, tais como: pilares, vigas, muros, paredes, recobrimento, etc.

As cargas permanentes (ou carga morta “CM”) distribuídas atuantes sobre as lajes e o peso próprio das lajes são mostradas nas tabelas apresentadas a continuação para os pavimentos (ou andares) da estrutura.

**Tabela 3.** Peso distribuído – Mezanino/Pav.9.

**Peso CM Distribuída (MEZANINO-PAV. 9)**

CM. PAREDES	<i>Tijolo furado:30x20x11/e.15 cm</i>	180	kgf/m <sup>2</sup>
CM. VIGOTAS	<i>Vigota: 6 x 17 cm</i>	95	kgf/m <sup>2</sup>
CM. SOBRECARGA	<i>Reboco: 4 cm</i>	88	kgf/m <sup>2</sup>
	<i>Recobrimento: 2 cm</i>	44	kgf/m <sup>2</sup>
CM. LAJE	<i>Laje Nervurada(Mesa): 8 cm</i>	192	kgf/m <sup>2</sup>
	$\Sigma$	<b>599</b>	kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor.

**Tabela 4.** Peso distribuído – Pavimento 10.

**Peso CM Distribuída (PAV. 10)**

CM. VIGOTAS	<i>Vigota: 6 x 17 cm</i>	95	kgf/m <sup>2</sup>
CM. SOBRECARGA	<i>Reboco: 4 cm</i>	88	kgf/m <sup>2</sup>
CM. LAJE	<i>Laje Nervurada(Mesa):8 cm</i>	192	kgf/m <sup>2</sup>
	$\Sigma$	<b>375</b>	kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor.

**Tabela 5.** Peso distribuído – Cobertura escada.

**Peso CM Distribuída (COBERTURA ESCADA)**

CM. SOBRECARGA	<i>Reboco:4 cm</i>	88	kgf/m <sup>2</sup>
CM. LAJE	<i>Laje Maciça: 15 cm</i>	360	kgf/m <sup>2</sup>
	$\Sigma$	<b>448</b>	kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor.

**Tabela 6.** Peso distribuído – Cobertura elevador.

**Peso CM Distribuída (COBERTURA ELEVADOR)**

CM. SOBRECARGA	<i>Reboco: 4 cm</i>	88	kgf/m <sup>2</sup>
CM. LAJE	<i>Laje Maciça: 15 cm</i>	360	kgf/m <sup>2</sup>
CM. RESERVATORIO	<i>Paredes / e.15 cm</i>	11520	kgf
	$\Sigma$	<b>448</b>	kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor.

Os pesos distribuídos mostrados nas tabelas acima foram multiplicados pelas respectivas áreas dos pavimentos para obter o peso da carga permanente da laje e das cargas atuantes

sobre a mesma. Na tabela 15, são mostrados os resultados da análise de carga permanente para cada pavimento da estrutura e a somatória total de carga permanente da edificação.

#### 4.2.2 Carga viva ou variável

A carga viva (sobrecarga de uso) que se utilizaram na análise dependerá da ocupação que tenha a edificação e estão conformadas pelos pesos das pessoas, moveis, equipamentos e acessórios moveis ou temporais, entre outros.

Para as análises efetuadas foram considerados os valores detalhados no tópico 4.2 da NEC-SE-CG/Cargas - No Sísmicas. Portanto considerando que a estrutura tem uma ocupação ou uso para escritórios a Tabela 7 detalha os valores de carga uniformemente distribuída, referente à carga viva, adoptados para os diferentes pavimentos da estrutura, nas análises efetuadas.

**Tabela 7.** Carga viva de acordo com a ocupação ou uso.

Ocupação ou uso	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> )	Pavimentos
Escritórios	240	Mezanino - Pav. Nº 9
Superfícies de cobertura sujeitas a manutenção de trabalhadores	70	Pav. Nº 10 - Cobertura escada/elevador

Fonte: Autor.

Na cobertura da escada, tem-se uma área de 10 m<sup>2</sup> que corresponde à base do reservatório que abastece de agua a toda a edificação, assim sendo este peso uma carga variável se colocou sobre esta superfície uma carga uniformemente distribuída de 2000 kgf/m<sup>2</sup>.

#### 4.2.3 Carga de vento

A carga de vento foi calculada seguindo o tópico 3.2 da norma equatoriana “NEC-SE-CG/Cargas - No Sísmicas”, referente a Cargas Variáveis.

Para a velocidade instantânea máxima do vento ( $V$ ), foi adoptado 21 m/s (75 km/h), que é o menor valor que pode ser adoptado de acordo com a norma. Logo a velocidade instantânea máxima do vento é multiplicada por um coeficiente de correção  $\sigma$  que depende da altura e das características topográficas e/ou de edificações de entorno (nível de exposição ao vento). Desta forma calcula-se a velocidade corrigida do vento ( $V_b$ ), equação 37:

$$V_b = V \sigma \quad (37)$$

No inciso 3.2.4 da NEC-SE-CG/Cargas - No Sísmicas, apresenta-se uma tabela (Tabla 5) que contém os coeficientes de correção ( $\sigma$ ) para alturas determinadas e categorias que dependem das características topográficas (nível de obstrução da edificação).

Para nosso projeto foi adoptada a Categoria B (obstrução baixa), devido a que a edificação em estudo encontrasse ao redor com estruturas de menor altura. Assim foi utilizada a tabela 5 da norma e foram feitas interpolações duplas para calcular  $\sigma$  para cada altura correspondente a cada pavimento da estrutura.

Para o cálculo da pressão do vento a norma indica a seguinte expressão, equação 38:

$$P = \frac{1}{2} \rho V_b^2 c_e c_f \quad (38)$$

Sendo:

P: Pressão de cálculo expressada em Pa ( $\text{N/m}^2$ );

$\rho$ : Densidade do ar expressada em  $\text{Kg/m}^3$  (Adoptado  $1.25 \text{ Kg/m}^3$ );

$V_b$ : Velocidade corregida do vento (m/s);

$c_e$ : Coeficiente de entorno/altura;

$c_f$ : Coeficiente de forma.

O coeficiente de forma foi adoptado de acordo a tabela 6 da NEC-SE-CG/Cargas - No Sísmicas. Desta forma o valor de  $c_f$  foi de +0.8 (Superfícies verticais de edifícios), o signo positivo indica pressão. Os cálculos destes parâmetros são mostrados na Tabela 8.

**Tabela 8.** Cálculo da pressão do vento.

NIVEL	ALTURA (m)	COTA (m)	$\sigma$	$V_b$ (m/s)	$V_b$ (km/h)	$c_f$	$c_e$	P (N/m <sup>2</sup> )
C.elevador	3,20	43,70	1,04	21,84	78,64	0,80	2,66	635,20
C.escadas	3,20	40,50	1,03	21,66	77,97	0,80	2,58	605,73
Pav. Nº 10	3,20	37,30	1,02	21,46	77,26	0,80	2,50	576,23
Pav. Nº 9	3,20	34,10	1,01	21,26	76,53	0,80	2,42	547,38
Pav. Nº 8	3,20	30,90	1,00	21,06	75,80	0,80	2,34	519,31
Pav. Nº 7	3,20	27,70	0,99	20,86	75,08	0,80	2,24	486,52
Pav. Nº 6	3,20	24,50	0,98	20,65	74,35	0,80	2,12	452,59
Pav. Nº 5	3,20	21,30	0,97	20,45	73,63	0,80	2,01	419,70
Pav. Nº 4	3,20	18,10	0,96	20,09	72,33	0,80	1,90	382,91
Pav. Nº 3	3,20	14,90	0,93	19,62	70,63	0,80	1,79	344,86
Pav. Nº 2	3,20	11,70	0,91	19,15	68,94	0,80	1,69	309,16
Pav. Nº 1	3,60	8,50	0,89	18,65	67,13	0,80	1,63	283,41
Mezanino	4,90	4,90	0,84	17,70	63,72	0,80	1,63	255,30
Pav.Térreo	-	0,00	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor.

Tendo-se a pressão do vento sobre cada pavimento, se multiplica esta pela área de incidência para obter desta maneira a força do vento concentrada em cada nível da estrutura. É calculada a força do vento nas duas direções de análise, isto é, X e Y.

A Tabela 9 mostra as forças do vento em cada pavimento da estrutura, as mesmas que são inseridas no programa SAP 2000 v20 para efetuar as análises.

**Tabela 9.** Cálculo das forças do vento.

NIVEL	A. Fachada Posterior (m <sup>2</sup> )	A. F. Lateral Esquerda (m <sup>2</sup> )	P (kgf/m <sup>2</sup> )	Força Vento "X" (kgf)	Força Vento "Y" (kgf)
C.elevador	11,30	32,00	63,52	717,52	2032,64
C.escadas	11,30	32,00	60,57	684,24	1938,35
Pav. Nº 10	45,66	125,09	57,62	2631,32	7208,01
Pav. Nº 9	45,66	125,09	54,74	2499,57	6847,10
Pav. Nº 8	45,66	125,09	51,93	2371,40	6496,00
Pav. Nº 7	45,66	125,09	48,65	2221,64	6085,76
Pav. Nº 6	45,66	125,09	45,26	2066,70	5661,33
Pav. Nº 5	45,66	125,09	41,97	1916,53	5249,97
Pav. Nº 4	45,66	125,09	38,29	1748,52	4789,74
Pav. Nº 3	45,66	125,09	34,49	1574,78	4313,82
Pav. Nº 2	45,66	125,09	30,92	1411,76	3867,25
Pav. Nº 1	51,37	142,52	28,34	1455,96	4039,34
Mezanino	70,32	153,08	25,53	1795,12	3907,98
Pav.Térreo	-	-	-	-	-

Fonte: Autor.

#### 4.2.4 Combinações de carga

As combinações de cargas utilizadas para as duas análises em estudo foram as detalhadas na norma equatoriana “NEC-SE-CG/Cargas - No Sísmicas”. Foram definidas dez combinações de carga no programa SAP 2000 v20, tanto para a análise estática equivalente quanto para a análise modal espectral.

As combinações de carga utilizadas seguindo a norma são as seguintes:

- Combinação 1 = 1.4 D
- Combinação 2 = 1.2 D + 1.6 L
- Combinação 3 = 1.2 D + 1 L + 1 W (X)
- Combinação 4 = 1.2 D + 1 L + 1 W (Y)
- Combinação 5 = 1.2 D + 1 L + 1 E (X)
- Combinação 6 = 1.2 D + 1 L + 1 E (Y)
- Combinação 7 = 0.9 D + 1 W (X)
- Combinação 8 = 0.9 D + 1 W (Y)
- Combinação 9 = 0.9 D + 1 E (X)
- Combinação 10 = 0.9 D + 1 E (Y)

Sendo:

D: Carga permanente;

E: Carga de sismo;

L: Sobrecarga (carga viva);

W: Carga de vento.

Na análise estática equivalente a carga de sismo (E) foi definida por meio de um padrão de carga, no qual foram inseridas as forças sísmicas laterais calculadas através da equação 5 e que são apresentadas na Tabela 17 dos resultados.

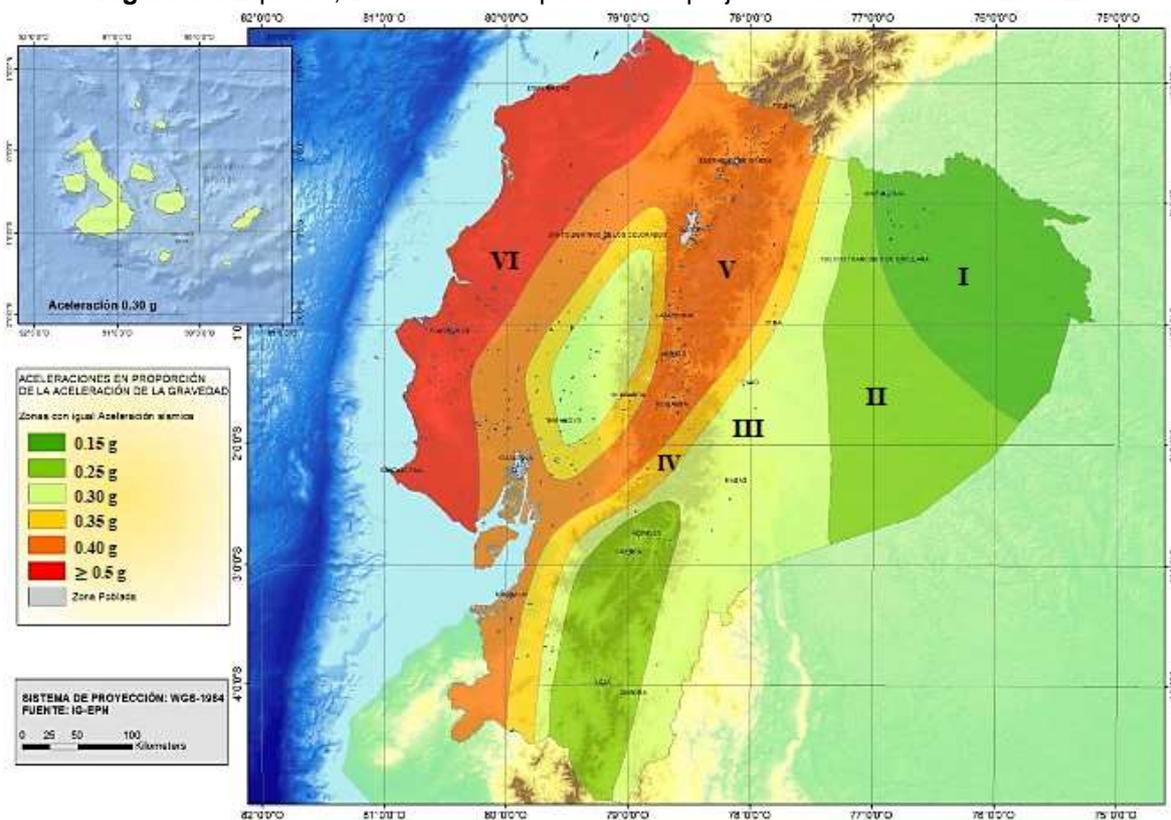
Já na análise dinâmica modal espectral a carga de sismo (E) foi definida através da função “Response Spectrum” do SAP2000 v20.

### 4.3 Definição dos parâmetros do espectro elástico de acelerações para análise estática equivalente e modal espectral

#### 4.3.1 Zoneamento sísmico equatoriano

Para edifícios de uso normal, se usa o valor de Z, que representa a aceleração máxima em rocha esperada para o sismo de projeto, expressa como fração da aceleração da gravidade. O local onde se construirá a estrutura determinará uma das seis zonas sísmicas do Equador, caracterizada pelo valor do fator de zona Z, conforme apresentado no mapa da Figura 13.

Figura 13. Equador, zonas sísmicas para fins de projeto e valor do fator da zona Z.



Fonte: NEC-SE-DS (2015).

O mapa de zoneamento sísmico para projeto surge do resultado do estudo de perigo sísmico para um 10% de excedente em 50 anos (período de retorno 475 anos), que inclui uma saturação a 0,50 g dos valores de aceleração sísmica em rocha no litoral equatoriano que caracteriza a zona VI.

Na Tabela 10 são apresentadas as zonas sísmicas do Equador e seus respectivos valores do fator Z, assim como sua respectiva caracterização de perigo sísmico.

**Tabela 10.** Valores do fator Z em função da zona sísmica adotada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor fator Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
Caracterização do perigo sísmico	Intermediária	Alta	Alta	Alta	Alta	Muito Alta

Fonte: NEC-SE-DS (2015).

Portanto observando-se a Figura 13 e a Tabela 10, tem-se que todo o território equatoriano esta catalogado como de ameaça sísmica alta, com exceção do:

- Nordeste que apresenta uma ameaça sísmica intermediaria,
- Litoral equatoriano que apresenta uma ameaça sísmica muito alta.

Como detalhado anteriormente a estrutura em análise localiza-se no litoral equatoriano, especificamente na província de Manabí, assim o fator Z para este projeto é 0,5 g.

#### 4.3.2 Definição da classe do terreno

Segundo a norma sísmica equatoriana NEC-SE-DS/2015, se definem seis tipos de perfis de solo os quais são apresentados na Tabela 11.

Os parâmetros utilizados na classificação são os correspondentes aos 30 metros acima do perfil para os perfis do tipo A, B, C e E. Aqueles perfis que tenham estratos claramente diferenciáveis devem subdividir-se, assinando-lhes um subscrito i que vai de 1 na superfície, até n na parte inferior dos 30 m superiores do perfil.

Tem-se que ( $V_s$ ) corresponde à velocidade média da onda cortante do solo.

**Tabela 11.** Classificação dos perfis de solo.

Tipo de perfil	Descrição	Definição
A	Perfil de rocha competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de rocha de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfis de solos muito densos ou rocha mole, que cumpram com o critério de velocidade de onda cortante	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
D	Perfis de solos rígidos que cumpram com o critério de velocidade da onda cortante	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
E	Perfis que cumpram com o critério de velocidade de onda cortante	$V_s < 180$ m/s
F	Os perfis de solo tipo F requerem uma avaliação realizada explicitamente no local por um engenheiro geotécnico.	

Fonte: NEC-SE-DS (2015).

De acordo ao estudo de mecânica de solos feito pela Municipalidade de Portoviejo, tem-se que a edificação Mutualista Manabí situasse sobre o tipo de perfil de solo E.

Os coeficientes de perfil de solo  $F_a$ ,  $F_d$  e  $F_s$  são determinados a partir de dois parâmetros, o tipo de solo e a zona sísmica / fator Z. Das tabelas 3,4 e 5 fornecidas no tópico 3.2.2 da NEC-SE-DS/2015 são obtidos os seguintes valores para este projeto:  $F_a=0,85$ ;  $F_d=1,50$  e  $F_s=2,00$ .

### 4.3.3 Coeficiente k

O coeficiente k relacionado ao período de vibração da estrutura é utilizado para o cálculo das forças sísmicas e é determinado de acordo ao valor do T. Os valores definidos na normativa sísmica equatoriana são apresentados na Tabela 12.

**Tabela 12.** Determinação do valor k.

T (s)	k
$\leq 0,5$	1
$0,5 < T \leq 2,5$	$0,75 + 0,50 T$
$> 2,5$	2

Fonte: NEC-SE-DS (2015).

### 4.3.4 Definição das categorias de utilização

A NEC-SE-DS/2015, estabelece que a estrutura a ser construída se classificará em uma das categorias que se detalham na Tabela 13 e se adotará o correspondente fator de importância I.

O propósito do fator I é incrementar a demanda sísmica de projeto para estruturas, que por suas características de utilização ou de importância devem permanecer operativas ou sofrer menores danos durante e depois da ocorrência do sismo de projeto.

**Tabela 13.** Tipo de uso, destino e importância da estrutura.

Categoria	Tipo de uso, destino e importância	Coefficiente I
<b>Edificações essenciais</b>	Hospitais, clínicas, Centros de saúde ou de emergência sanitária. Instalações militares, de polícia, bombeiros, defesa civil. Garagens ou estacionamentos para veículos e aviões que atendam emergências. Estruturas de centro de telecomunicações u outros centros de atenção de emergência. Estruturas que albergam equipes de geração e distribuição de energia eléctrica.	1,5
<b>Estruturas de ocupação especial</b>	Museus, igrejas, escolas e centros de educação ou esportivos que albergam mais de trezentas pessoas. Todas as estruturas que albergam mais de cinco mil pessoas. Edifícios públicos que requerem operar continuamente.	1,3
<b>Outras estruturas</b>	Todas as estruturas de edificações e outras que não classifiquem dentro das categorias anteriores.	1,0

Fonte: NEC-SE-DS (2015).

A edificação Mutualista Manabí é uma estrutura destinada ao uso de escritórios. Portanto observando a Tabela 13, a edificação está dentro da categoria de outras estruturas, de tal modo que nosso coeficiente de importância  $I$  é igual a 1.

#### 4.3.5 Regularidade / Configuração estrutural

Como observa-se na Figura 10, na planta baixa do pavimento térreo a estrutura possui eixos estruturais principais no sentido horizontal “Y” não paralelos, razão pela qual a edificação é denotada dentro da NEC-SE-DS/2015 (coeficientes de irregularidade em planta) como Tipo 4, no qual se especifica o seguinte:

- Tipo 4 – Eixos estruturais não paralelos.

A estrutura considera-se irregular quando os eixos estruturais não são paralelos ou simétricos com respeito aos eixos ortogonais principais da estrutura.

Portanto o coeficiente outorgado é:  $\phi_{pi} = 0,9$ . Isto com o fim de penalizar ao projeto devido a ditas irregularidades, responsáveis de um comportamento estrutural deficiente ante a ocorrência de um sismo.

O coeficiente de regularidade em elevação para nosso projeto é  $\phi_E = 1,0$ , já que a estrutura situa-se em elevação dentro das configurações estruturais recomendadas na norma sísmica.

#### 4.3.6 Definição do fator de redução de resistência sísmica

O Fator  $R$ , é um fator de redução de resistência sísmica, o valor é detalhado na NEC-SE-DS/2015 e depende do sistema estrutural dúctil da edificação em estudo. Na Tabela 14, é mostrado o fator  $R$  para sistemas duais, que é o sistema da estrutura em estudo.

**Tabela 14.** Coeficiente  $R$  para sistemas estruturais dúcteis.

Sistemas Estruturais Dúcteis	R
<b>Sistemas Duais</b>	
Pórticos especiais sismo resistentes, de concreto armado com vigas e muros estruturais de concreto armado ou com contraventamento (sistemas duais).	8
Pórticos especiais sismo resistentes, de aço laminado a quente, seja com contraventamento (excentricidades ou concêntricas) ou com muros estruturais de concreto armado.	8
Pórticos com pilares de concreto armado e vigas de aço laminado a quente com contraventamento (excentricidades ou concêntricas).	8

Fonte: NEC-SE-DS (2015).

A estrutura do edifício Mutualista Manabí é constituída por um sistema dual (pórticos e muros estruturais), logo para o projeto e para a realização das análises em estudo utiliza-se  $R=8$ .

#### 4.4 Comparação das análises com fins de validação

Para a comparação do valor do cortante basal obtido através da análise dinâmica modal espectral com o valor do cortante basal calculado através da equação 1 (análise sísmica estática equivalente); se deve atingir um resultado que fique dentro do estipulado na seção 6.2.2.b. da NEC-SE-DS/2015 (para que a análise dinâmica modal espectral possa ser considerada como válida).

A seção 6.2.2.b. da NEC-SE-DS/2015 indica o seguinte:

- O valor do cortante dinâmico total na base obtido por qualquer método de análise dinâmica, não pode ser menor que 80 % do cortante basal  $V$  obtido pelo método estático, isto para estruturas regulares.
- O valor do cortante dinâmico total na base obtido por qualquer método de análise dinâmica (em nosso caso desenvolve-se uma análise dinâmica modal espectral), não pode ser menor que 85 % do cortante basal  $V$  obtido pelo método estático (análise sísmica estática equivalente), isto para estruturas irregulares.

#### 4.5 Código utilizado na análise do projeto estrutural da edificação

Encontra-se dificuldade em determinar com precisão o ano de construção da edificação em estudo. Assim, foi importante tentar averiguar com os próprios ocupantes ou pessoas vizinhas a data aproximada em que foi construído o edifício, isto com a finalidade de analisar o comportamento da edificação segundo os critérios sob os quais este foi projetado ou as tecnologias utilizadas para sua construção. Provavelmente o edifício tenha 25 anos.

Nesta classificação considera-se aquelas edificações construídas até os anos 1951, Após o sismo que aconteceu na cidade de Ambato o 5 de agosto de 1949 e que deixou mais de 6000 vítimas mortais, além de destruição quase total nas províncias próximas do epicentro. As perdas materiais tanto para o Estado equatoriano como para a população foram incalculáveis e as consequências socioeconômicas afetaram ao país durante vários anos. (INSTITUTO GEOFÍSICO, 2013).

No ano de 1952, foi emitido um Código Nacional de Construção de uso obrigatório para todo o país, o mesmo que apresentava regras de projeto sismo resistente, mas que não foram adotadas. Em seguida, foi apresentado um novo Código de Construção o qual baseia-se na norma ACI-318-71, o código continha 21 capítulos com recomendações de engenharia e um anexo sobre a construção sismo resistente, o mesmo que poderia haver sido compreendido apenas por engenheiros de construção e dificilmente por arquitetos que não tinham formação matemática adequada. Uma reformulação do código da construção e no ano 2000 nasce a Norma Equatoriana de Construção (NEC-2000), logo após o terremoto ocorrido na cidade de Portoviejo, vigente até o mês de janeiro de 2015 chegando até a atualidade à Norma Equatoriana da Construção: Perigo sísmico e requisitos de projeto sismo resistente (NEC-SE-DS-2015).

A edificação Mutualista Manabí, acorde ao indicado tem 25 anos de construção, razão pela qual a mesma foi analisada e projetada com o “Código de Construção de 1977”.

## 5. RESULTADOS

### 5.1 Análise Estática Equivalente

#### 5.1.1 Análise de Carga Sísmica

Na Tabela 15, são mostrados os pesos dos elementos estruturais (carga permanente) por pavimento, esta análise proporciona o valor de carga permanente total da estrutura, o mesmo que será utilizado para o cálculo do cortante basal “V”, já que o parâmetro W correspondente a carga sísmica reativa é a somatória total da carga permanente da estrutura.

**Tabela 15.** Análise de carga permanente por pavimento.

CARGA PERMANENTE				
Pavimento	Pilares (kgf)	Vigas (kgf)	Laje + CM. Distribuída (kgf)	∑ CM x Pav. (kgf)
Mezanino	127592,36	129058,59	257288,47	513939,42
Nº 1	104625,05	157927,94	366150,73	628703,71
Nº 2	93000,04	153005,11	342717,85	588723,00
Nº 3	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 4	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 5	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 6	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 7	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 8	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 9	89236,84	146211,91	325748,18	561196,93
Nº 10	89236,84	152511,91	211057,50	452806,25
Cob. Escada	27148,80	11742,90	19053,44	57945,14
Cob. Elevador	27916,80	7209,30	26071,04	61197,14
<b>Total CM (kgf)</b>			<b>6231693,15</b>	

Fonte: Autor.

#### 5.1.2 Cortante Basal

Calcula-se inicialmente o período de vibração da estrutura “T”, através da equação 2 definida inicialmente. Os parâmetros  $C_t$  e  $\alpha$  são coeficientes que dependem do tipo de estrutura, assim neste projeto temos pórticos especiais de concreto armado e segundo a NEC-SE-DS/2015 tem valores de 0,055 e 0,75 respectivamente. A altura máxima da edificação, medida a partir da base “ $h_n$ ” é 45,70 m.

$$T = 0,055 \cdot 45,70^{0,75} = 0,966 \text{ s} \quad (2)$$

Em seguida determina-se o período limite de vibração “ $T_c$ ” no espectro sísmico elástico de acelerações, através da equação 34:

$$T_c = 0,55 \cdot 2,00 \cdot \frac{1,50}{0,85} = 1,94 \text{ s} \quad (34)$$

Portanto como  $T_c$  é menor que  $T$ , o espectro elástico de acelerações “Sa” é calculado pela equação 32, correspondente ao intervalo linear do espectro elástico de acelerações.

O valor do cortante basal  $V$  obtido mediante a equação 1, para a estrutura em análise foi de  $V=662117,40$  kgf, como observa-se na tabela 16 apresentada a seguir, na qual também são mostrados os coeficientes e valores utilizados neste projeto para o cálculo do cortante basal pelo método estático equivalente.

**Tabela 16.** Coeficientes - Cortante basal.

Cortante Basal (V)	
$\mu$	1,80
Z	0,50
Fa	0,85
<b>Aceleração (Sa)</b>	<b>0,765</b>
I	1,00
R	8,00
$\Phi_p$	0,90
$\Phi_e$	1,00
<b>W (kgf)</b>	<b>6231693,15</b>
<b>V (kgf)</b>	<b>662117,40</b>

Fonte: Autor.

Na Tabela 17, mostra-se os resultados obtidos no cálculo da força sísmica através da equação 5, para cada pavimento da edificação. Estes valores são precisos para a elaboração da análise sísmica estática equivalente, os valores de força sísmica foram inseridos no programa SAP2000 v20 nos padrões de cargas criados, tanto para representar o sismo em X “SX” quanto para o sismo em Y “SY”. Adicionou-se nestes padrões de carga o 100% da força sísmica calculada na direção principal de análise e um 30% da força sísmica na outra direção, isto com o fim de cumprir com o estipulado na normativa sísmica.

Neste caso como a edificação tem um período  $T$  de 0,966 seg., o valor do coeficiente  $k$ , utilizado para o cálculo da força sísmica, foi determinado com a seguinte expressão definida na tabela 12;  $k=0,75+0,5T$ , tendo como resultado  $k=1,233$ .

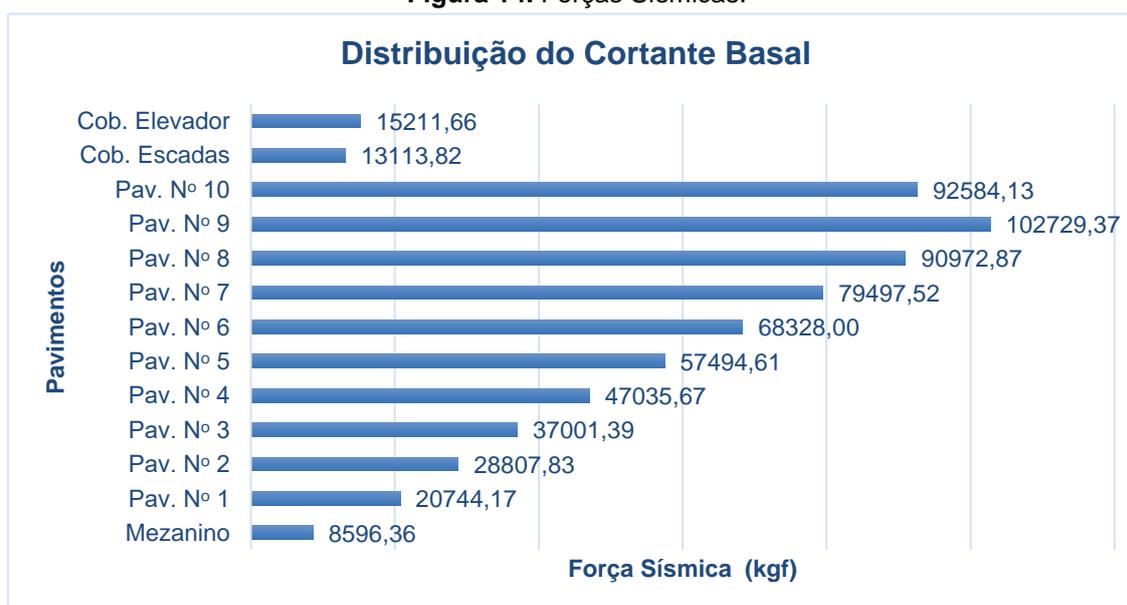
Tabela 17. Força sísmica.

NÍVEL	W <sub>i</sub> (kgf)	h <sub>i</sub> (m)	h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	W <sub>i</sub> .h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	$\frac{W_i \cdot h_i^k}{\sum W_i \cdot h_i^k}$	V (kgf)	FORÇA SÍSMICA (kgf)	30% F. SÍSMICA (kgf)
Cob. Elevador	61197,14	43,70	105,51	6457043,82	0,023	662117,40	15211,66	4563,50
Cob. Escadas	57945,14	40,50	96,07	5566551,07	0,020		13113,82	3934,14
Pav. Nº 10	452806,25	37,30	86,79	39300104,36	0,140		92584,13	27775,24
Pav. Nº 9	561196,93	34,10	77,70	43606552,34	0,155		102729,37	30818,81
Pav. Nº 8	561196,93	30,90	68,81	38616156,15	0,137		90972,87	27291,86
Pav. Nº 7	561196,93	27,70	60,13	33745102,02	0,120		79497,52	23849,26
Pav. Nº 6	561196,93	24,50	51,68	29003862,03	0,103		68328,00	20498,40
Pav. Nº 5	561196,93	21,30	43,49	24405306,99	0,087		57494,61	17248,38
Pav. Nº 4	561196,93	18,10	35,58	19965699,13	0,071		47035,67	14110,70
Pav. Nº 3	561196,93	14,90	27,99	15706346,43	0,056		37001,39	11100,42
Pav. Nº 2	588723,00	11,70	20,77	12228345,15	0,044		28807,83	8642,35
Pav. Nº 1	628703,71	8,50	14,01	8805484,54	0,031		20744,17	6223,25
Mezanino	513939,42	4,90	7,10	3648980,15	0,013		8596,36	2578,91
			∑	<b>281055534,18</b>			∑	<b>662117,40</b>

Fonte: Autor.

Na Figura 14, observa-se através de um gráfico de barras a distribuição do cortante basal para cada pavimento da estrutura, sendo estas as forças sísmicas inseridas nos centros de massa de cada pavimento. Como denotado na equação 5 e observado nos valores de força sísmica calculados na Tabela 17, esta tem relação direta com o peso sísmico do pavimento e sua respectiva altura.

Figura 14. Forças Sísmicas.



Fonte: Autor.

Os valores de cortante basal obtidos na análise estática equivalente no programa SAP 2000 v20, correspondentes as duas direções de análise, são mostrados a seguir na Tabela 18.

**Tabela 18.** Cortante Basal.  
SAP 2000 v20

A. Estático Equivalente X (kgf)	662117,40
A. Estático Equivalente Y (kgf)	662117,40

Fonte: SAP2000 v20.

Desta forma observa-se que os valores de cortante basal obtidos no programa SAP2000 v20 para as duas direções de análise, isto é, sismo atuando na direção X e Y são iguais ao valor de cortante basal calculado e apresentado na Tabela 16. Os valores são os mesmos devido a que o cortante basal calculado pelo programa é a reação dos esforços sofridos nos pilares da base devido às forças sísmicas inseridas em cada pavimento da estrutura.

### 5.1.3 Verificação dos deslocamentos

Seguindo a NEC-SE-DS/2015 se realizou o controle de deslocamentos nos dois sentidos de análise. A norma estabelece que a deriva (diferença entre os deslocamentos do pavimento em análise e o antecedente, dividido pela altura de entrepiso) não pode exceder 0,02.

Na Tabela 19 e 20 são mostrados os deslocamentos (Dx e Dy) e suas respectivas verificações para cada pavimento da edificação no sentido X e Y, isto é sismo atuando na direção de X e Y respectivamente.

**Tabela 19.** Deslocamentos e verificação de deslocamentos em X.

#### VERIFICAÇÃO DERIVA EN X

NÍVEL	Dx (cm)	Altura (cm)	Deriva X	NEC/15 (0,020)
Cob. Elevador	14,40	320,00	0,0003	OK
Cob. Escadas	14,31	320,00	0,0015	OK
Pav. Nº 10	14,79	320,00	0,0014	OK
Pav. Nº 9	14,35	320,00	0,0019	OK
Pav. Nº 8	13,73	320,00	0,0025	OK
Pav. Nº 7	12,93	320,00	0,0030	OK
Pav. Nº 6	11,98	320,00	0,0034	OK
Pav. Nº 5	10,89	320,00	0,0037	OK
Pav. Nº 4	9,69	320,00	0,0040	OK
Pav. Nº 3	8,41	320,00	0,0041	OK
Pav. Nº 2	7,09	320,00	0,0042	OK
Pav. Nº 1	5,75	360,00	0,0047	OK
Mezanino	4,04	690,00	0,0059	OK

Fonte: Autor.

**Tabela 20.** Deslocamentos e verificação de deslocamentos em Y.

VERIFICAÇÃO DERIVA EN Y				
NÍVEL	Dy (cm)	Altura (cm)	Deriva Y	NEC/15 (0,020)
Cob. Elevador	7,09	320,00	0,0011	OK
Cob. Escadas	6,74	320,00	0,0007	OK
Pav. Nº 10	6,98	320,00	0,0011	OK
Pav. Nº 9	6,61	320,00	0,0013	OK
Pav. Nº 8	6,19	320,00	0,0015	OK
Pav. Nº 7	5,71	320,00	0,0017	OK
Pav. Nº 6	5,18	320,00	0,0018	OK
Pav. Nº 5	4,60	320,00	0,0019	OK
Pav. Nº 4	3,99	320,00	0,0020	OK
Pav. Nº 3	3,35	320,00	0,0021	OK
Pav. Nº 2	2,69	320,00	0,0022	OK
Pav. Nº 1	2,00	360,00	0,0029	OK
Mezanino	0,96	690,00	0,0014	OK

Fonte: Autor.

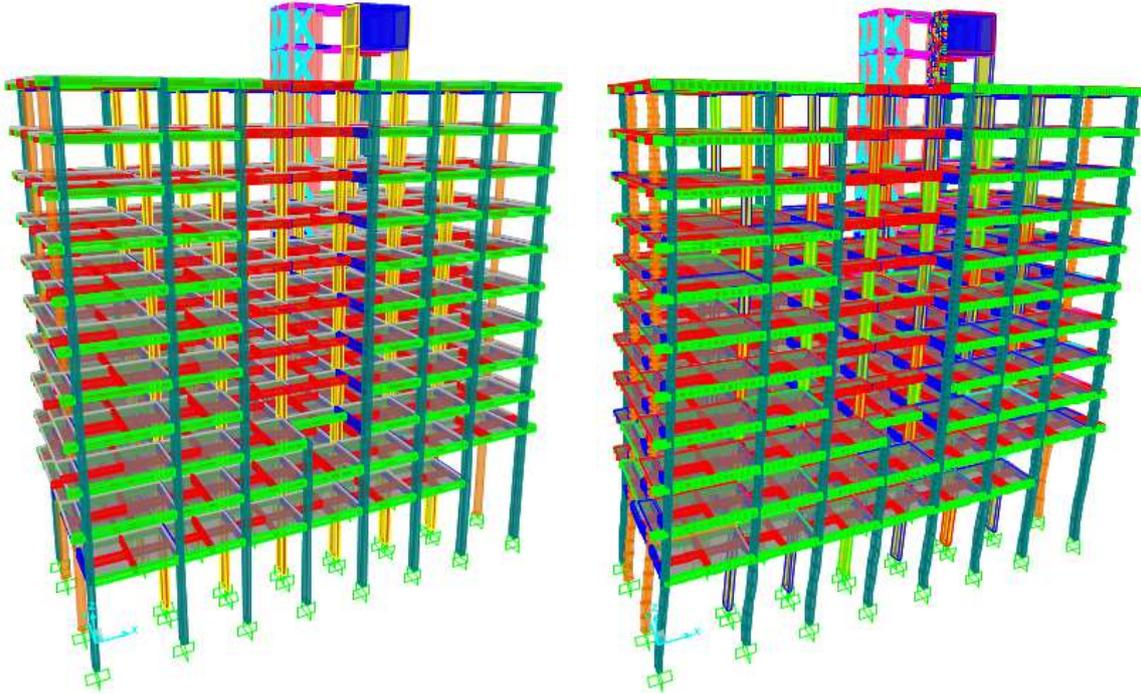
Temos que as derivas nos pavimentos são muito menores que o valor limite estipulado pela normativa sísmica, isto porque a estrutura tem elementos estruturais que apresentam grande rigidez. Assim a verificação dos deslocamentos é cumprida para todos os pavimentos da estrutura nas duas direções de análise.

Ao comparar os deslocamentos obtidos através da análise estática equivalente, observa-se que os deslocamentos na direção X produto do sismo em X (Tabela 19) são maiores que deslocamentos obtidos na direção Y para o sismo atuando nesta direção (Tabela 20).

#### 5.1.4 Gráficos da simulação em SAP2000 v20

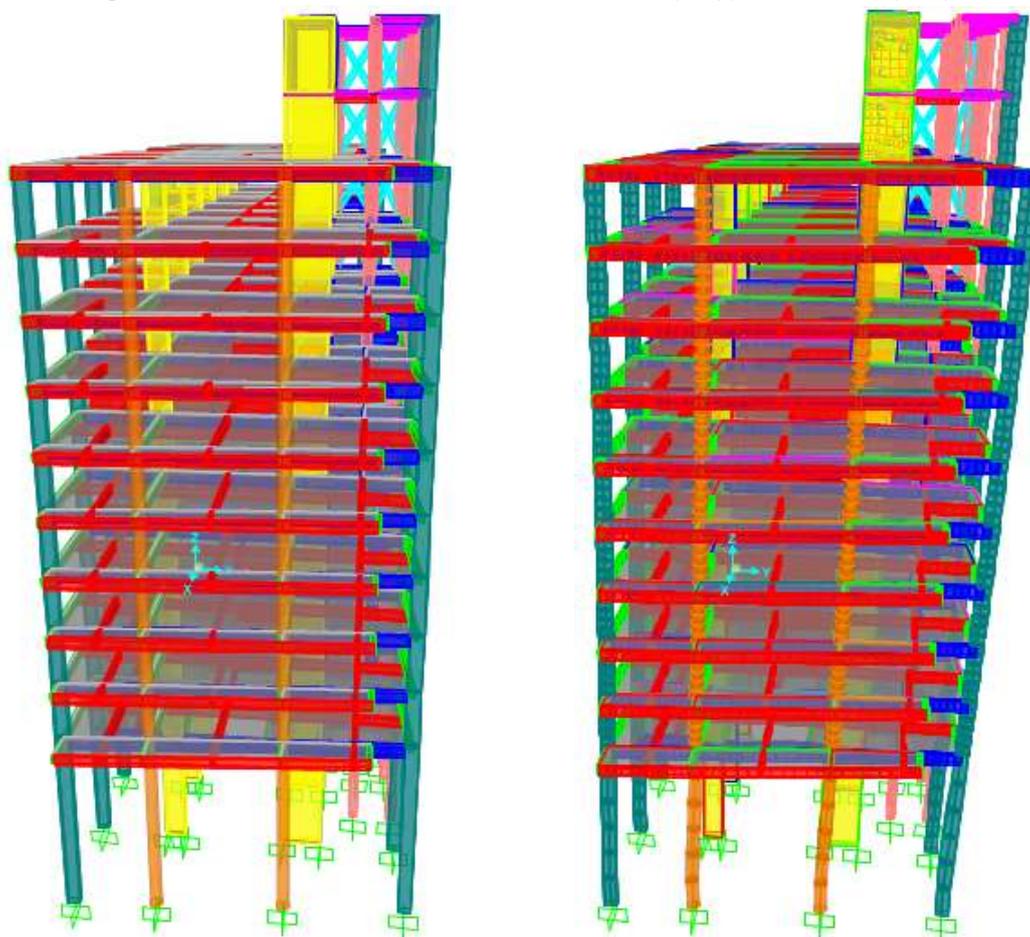
Na simulação da análise sísmica estática equivalente no programa SAP2000 v20, se obteve para o sismo atuando no sentido X (SX) os seguintes gráficos da estrutura apresentados na Figura 15, na mesma que se observa à estrutura na condição indeformada e deformada numa escala aumentada x 20. Nas imagens observa-se a vista da fachada lateral esquerda da edificação, nas duas condições.

**Figura 15.** Vista lateral da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.).



Fonte: SAP2000 v20.

Já para o sismo atuando no sentido Y (SY), na simulação da análise sísmica estática equivalente no programa SAP2000 v20, são apresentados os seguintes gráficos da estrutura na condição indeformada e deformada numa escala aumentada x 20 no software (Figura 16), visualizados desde a fachada frontal da estrutura.

**Figura 16.** Vista frontal da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.).

Fonte: SAP2000 v20.

## 5.2 Análise dinâmica modal espectral

### 5.2.1 Modos de vibração

Na realização da análise dinâmica modal espectral foram definidos inicialmente no programa SAP 2000 v20, 12 modos de vibração para a estrutura, seguindo o descrito na norma sísmica equatoriana que estabelece um número mínimo de modos nos quais participe pelo menos um 90% da massa da estrutura.

Na Tabela 21 apresentada a seguir, são mostrados os períodos de vibração, comportamentos e porcentagens de massa participativa nas duas direções de análise, para os primeiros 6 modos de vibração da estrutura. Quantidade de modos de vibração com os quais as disposições da norma já estão sendo cumpridas.

**Tabela 21.** Propriedades dos 6 primeiros modos de vibração da estrutura.

**ANÁLISE MODAL ESPECTRAL**

MODO	T(s)	Comportamento	% MASSA	
			X	Y
1	3,236	Translacional em x	89,60	0,012
2	2,038	Torcional em z	90,70	2,10
3	1,807	Translacional em y	90,80	83,20
4	1,022	Translacional em y	98,10	83,20
5	0,636	Rotacional	98,20	83,30
6	0,569	Translacional em y	98,20	95,30

Fonte: SAP2000 v20.

Observa-se nos resultados obtidos na Tabela 21, que no segundo modo de vibração da estrutura já se alcança mais do 90 % da massa participativa na direção X, enquanto que na direção Y a porcentagem de massa participativa disposto na normativa sísmica só é atingido no sexto modo de vibração.

### 5.2.2 Cortante basal

Os valores de cortante basal obtidos na análise dinâmica modal espectral, utilizando o programa SAP 2000 v20, são exibidos na Tabela 22.

**Tabela 22.** Cortante Basal.

SAP 2000 v20

A. Modal Espectral X (kgf)	748669,88
A. Modal Espectral Y (kgf)	1426269,44

Fonte: SAP2000 v20.

Observa-se que o valor de cortante basal obtido para o sismo atuando na direção X (ou seja, a ação do espectro elástico de acelerações definido no SAP 2000 v20 agindo no sentido de X), é mais próximo do valor de cortante basal obtido na análise estática equivalente (662117,40 kgf).

Para o espectro elástico de acelerações agindo na direção de Y, isto é, representando o sismo atuando na direção de Y, o valor obtido de cortante basal é muito maior que o valor obtido na direção de X, devido a que a estrutura nesta direção apresenta menor rigidez, já que não se tem muros (pilares-parede) nesta direção que possam absorver o esforço cortante sofrido pela estrutura produto do sismo. Analisando nesta direção a estrutura tem uma configuração estrutural formada por pórticos, por esta razão o esforço cisalhante na base é maior e causa uma maior sollicitação dos elementos estruturais principalmente dos pilares da base do edifício.

### 5.2.3 Verificação dos deslocamentos

Da mesma maneira que se realizou a verificação de deslocamentos no método estático equivalente, agora são tomados os deslocamentos “D” dos pavimentos quando são feitas as análises dinâmica modal espectral nas duas direções em estudo no programa SAP2000 v20.

Os deslocamentos e suas respectivas verificações para cada pavimento da edificação nos sentidos X e Y, isto é sismo atuando na direção X e Y respectivamente são apresentados nas tabelas 23 e 24.

**Tabela 23.** Deslocamentos e verificação de deslocamentos em X.

VERIFICAÇÃO DERIVA EN X				
NÍVEL	Dx (cm)	Altura (cm)	Deriva X	NEC/15 (0,020)
Cob. Elevador	14,68	320,00	0,0003	OK
Cob. Escadas	14,60	320,00	0,0034	OK
Pav. Nº 10	15,69	320,00	0,0013	OK
Pav. Nº 9	15,27	320,00	0,0018	OK
Pav. Nº 8	14,69	320,00	0,0024	OK
Pav. Nº 7	13,93	320,00	0,0029	OK
Pav. Nº 6	13,01	320,00	0,0033	OK
Pav. Nº 5	11,94	320,00	0,0037	OK
Pav. Nº 4	10,75	320,00	0,0041	OK
Pav. Nº 3	9,43	320,00	0,0044	OK
Pav. Nº 2	8,04	320,00	0,0045	OK
Pav. Nº 1	6,58	360,00	0,0054	OK
Mezanino	4,65	690,00	0,0067	OK

Fonte: Autor.

**Tabela 24.** Deslocamentos e verificação de deslocamentos em Y.

## VERIFICAÇÃO DERIVA EN Y

NÍVEL	Dy (cm)	Altura (cm)	Deriva Y	NEC/15 (0,020)
Cob. Elevador	10,65	320,00	0,0019	<b>OK</b>
Cob. Escadas	10,05	320,00	0,0023	<b>OK</b>
Pav. Nº 10	9,31	320,00	0,0017	<b>OK</b>
Pav. Nº 9	8,77	320,00	0,0020	<b>OK</b>
Pav. Nº 8	8,13	320,00	0,0019	<b>OK</b>
Pav. Nº 7	7,53	320,00	0,0024	<b>OK</b>
Pav. Nº 6	6,77	320,00	0,0023	<b>OK</b>
Pav. Nº 5	6,03	320,00	0,0026	<b>OK</b>
Pav. Nº 4	5,20	320,00	0,0027	<b>OK</b>
Pav. Nº 3	4,34	320,00	0,0028	<b>OK</b>
Pav. Nº 2	3,46	320,00	0,0029	<b>OK</b>
Pav. Nº 1	2,53	360,00	0,0033	<b>OK</b>
Mezanino	1,35	690,00	0,0019	<b>OK</b>

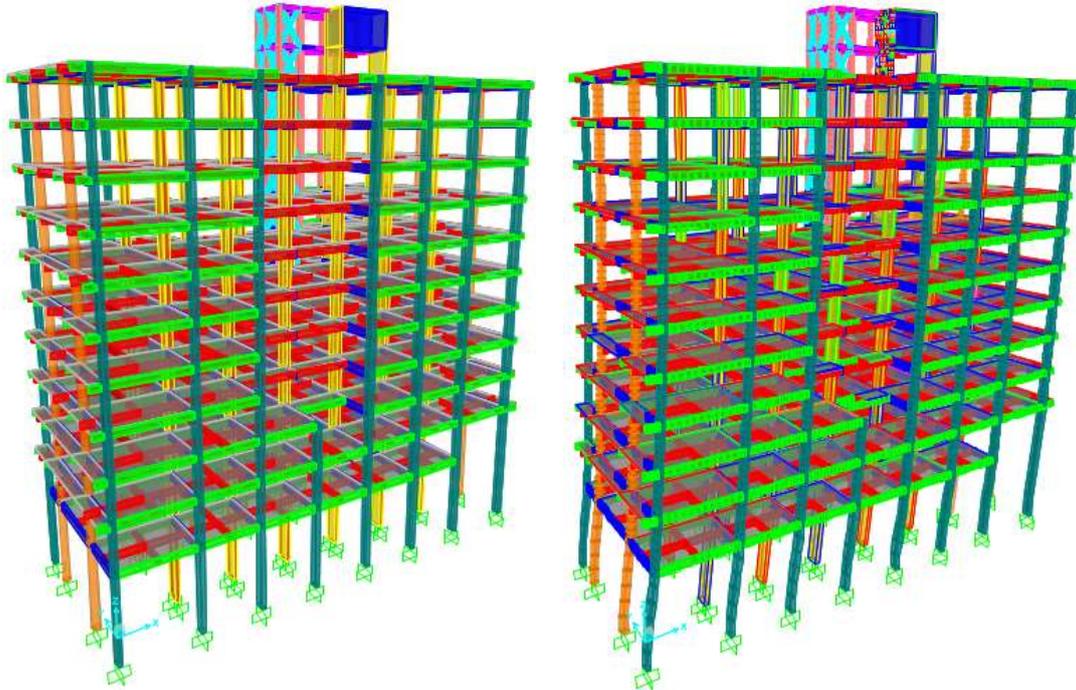
Fonte: Autor.

Ao igual que na análise estática equivalente, nesta análise dinâmica modal espectral as derivas obtidas nos pavimentos são muito menores que o valor limite estipulado na NEC-SE-DS/2015. Também os deslocamentos obtidos na direção X (Dx) produto da análise do sismo atuando neste sentido são maiores que os deslocamentos obtidos na direção de Y (Dy), para o sismo agindo neste sentido.

#### 5.2.4 Gráficos da simulação em SAP2000 v20

Na simulação da análise dinâmica modal espectral no programa SAP2000 v20, se obteve para o sismo agindo no sentido X (SX) os gráficos da estrutura, indeformada e deformada, os mesmos que são apresentados na Figura 17.

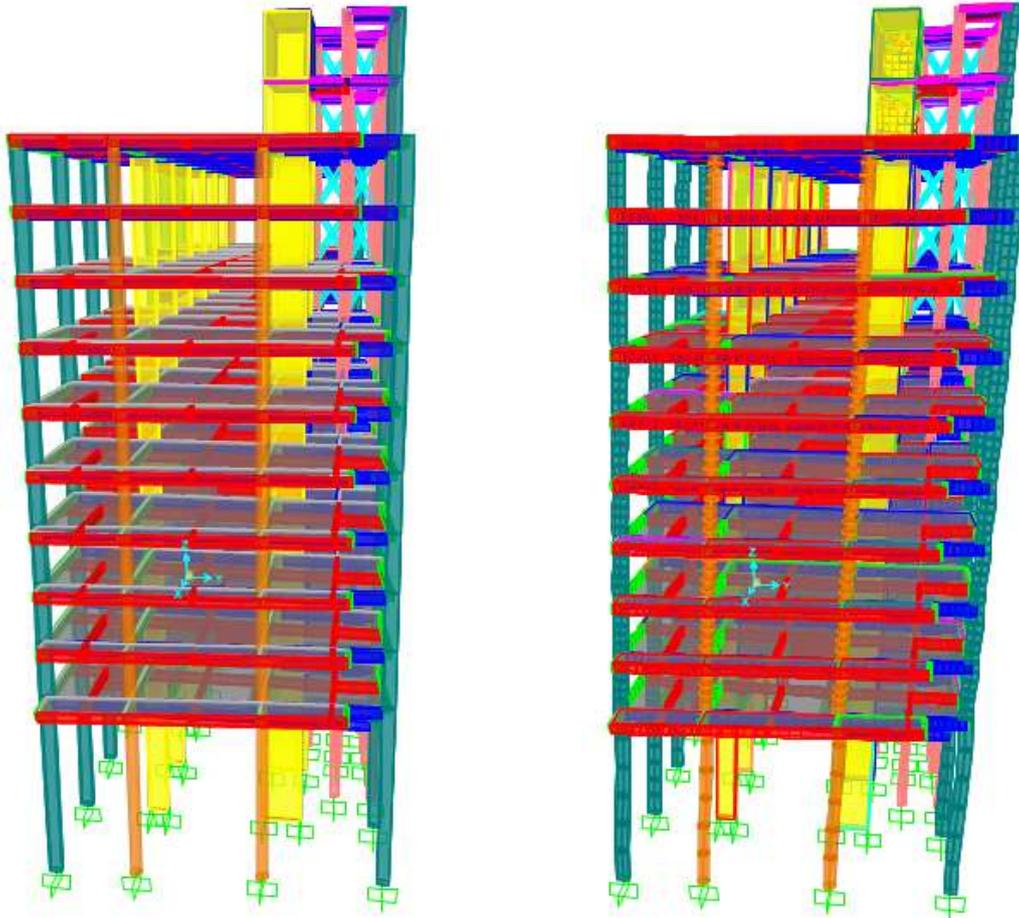
**Figura 17.** Vista lateral da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.).



Fonte: SAP2000 v20.

Para o sismo agindo na direção Y (SY), são apresentados os gráficos da estrutura em seu estado indeformado e deformado na Figura 18, mostrada a seguir.

**Figura 18.** Vista frontal da estrutura indeformada (esq.), deformada (der.).



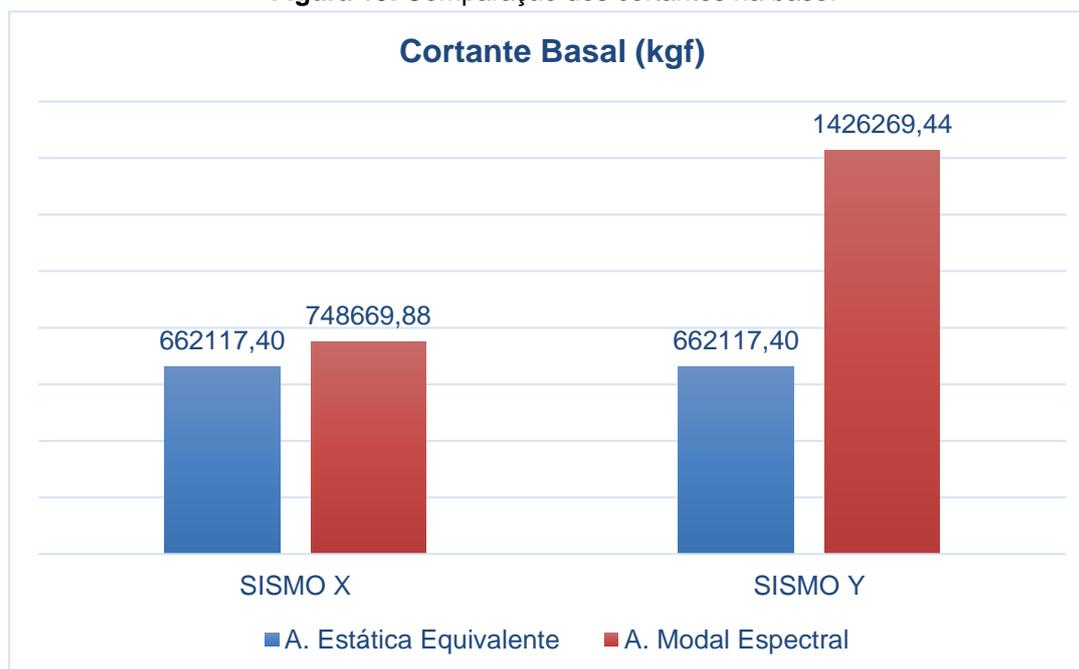
Fonte: SAP2000 v20.

Observa-se nas Figuras 17 e 18, os respectivos deslocamentos sofridos pela estrutura nas direções de atuação do sismo (X e Y).

### 5.3 Comparação das análises estática equivalente e dinâmica modal espectral

#### 5.3.1 Comparação dos cortantes na base

No gráfico de barras apresentado na Figura 19, são observados os valores de cortante basal obtidos nas duas análises e nas duas direções de estudo.

**Figura 19.** Comparação dos cortantes na base.

Fonte: Autor.

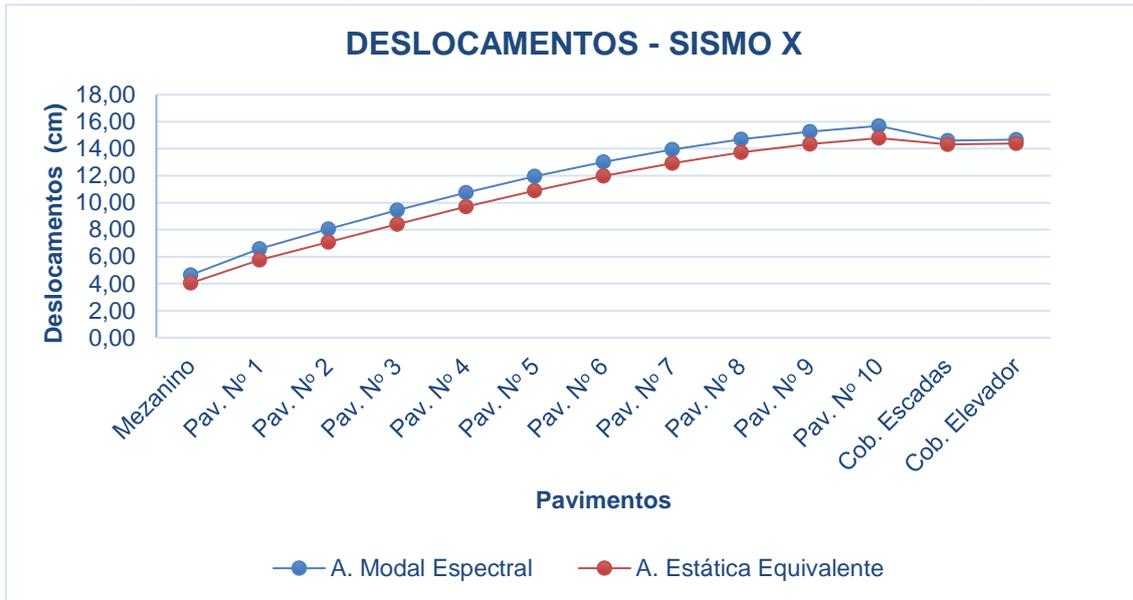
Na Figura 19 observa-se como as solicitações geradas pela análise modal espectral são maiores que as solicitações causadas pelas forças sísmicas que representam o sismo na análise estática equivalente. Assim os valores de cortante basal obtidos na análise dinâmica modal espectral são maiores que os obtidos na análise estática equivalente, cumprindo-se desta forma com o estipulado na NEC-SE-DS/2015, a mesma que assinala que para considerar-se a análise dinâmica modal espectral o valor obtido de cortante basal não pode ser inferior ao 85 % do valor de cortante basal obtido pelo método de análise estática equivalente.

Quando o sismo age na direção de X (SISMO X), os valores de cortante basal obtidos nas duas análises são muito próximos, sendo o valor de cortante basal obtido na análise dinâmica modal espectral um 13% maior que o valor de cortante basal obtido pela análise estática equivalente. Já quando o sismo atua na direção de Y (SISMO Y), apresenta-se uma grande diferença entre os valores de cortante obtidos nas duas análises em estudo. Posto que o valor de cortante basal obtido pela análise dinâmica modal espectral é 115% maior que o valor obtido na análise estática equivalente. Isto pode justificar-se pelo fato que a estrutura possui muros (pilares parede) na direção de X, sendo mais rígida neste sentido, assim quando a estrutura é solicitada pelo sismo na direção Y, esta é menos rígida e o esforço cortante sofrido pelos pilares da base da estrutura é muito maior.

### 5.3.2 Comparação dos deslocamentos

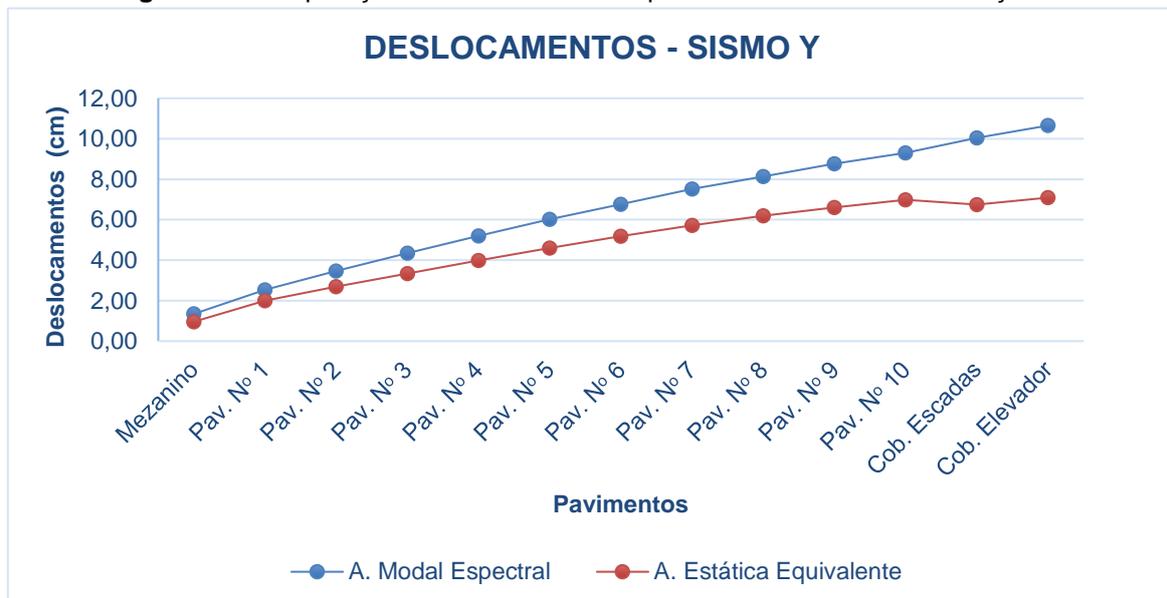
Na Figura 20 e 21, são comparados os valores de deslocamentos obtidos tanto na análise estática equivalente quando na análise dinâmica modal espectral, para o sismo atuando na direção X e Y.

**Figura 20.** Comparação dos deslocamentos para o sismo atuando na direção X.



Fonte: Autor.

**Figura 21.** Comparação dos deslocamentos para o sismo atuando na direção Y.



Fonte: Autor.

Na análise dinâmica modal espectral para o sismo agindo em X e Y os deslocamentos são maiores que os valores de deslocamentos obtidos nas análises estáticas equivalentes. Para

o sismo agindo na direção X os resultados entre as análises são próximos, já para o sismo atuando na direção Y observa-se o mesmo comportamento com diferença dos valores de deslocamentos obtidos nos últimos pavimentos da estrutura, nos quais se tem deslocamentos um pouco maiores, apresentando-se uma diferença de 3 - 4 cm entre a análise dinâmica e estática.

### 5.3.3 Comparação do dano

Na Tabela 25 é indicado o número de elementos que sofreram danos ao realizar a análise estática equivalente e a análise dinâmica modal espectral no programa SAP2000 v20, para a simulação do sismo agindo nas direções de estudo (X e Y).

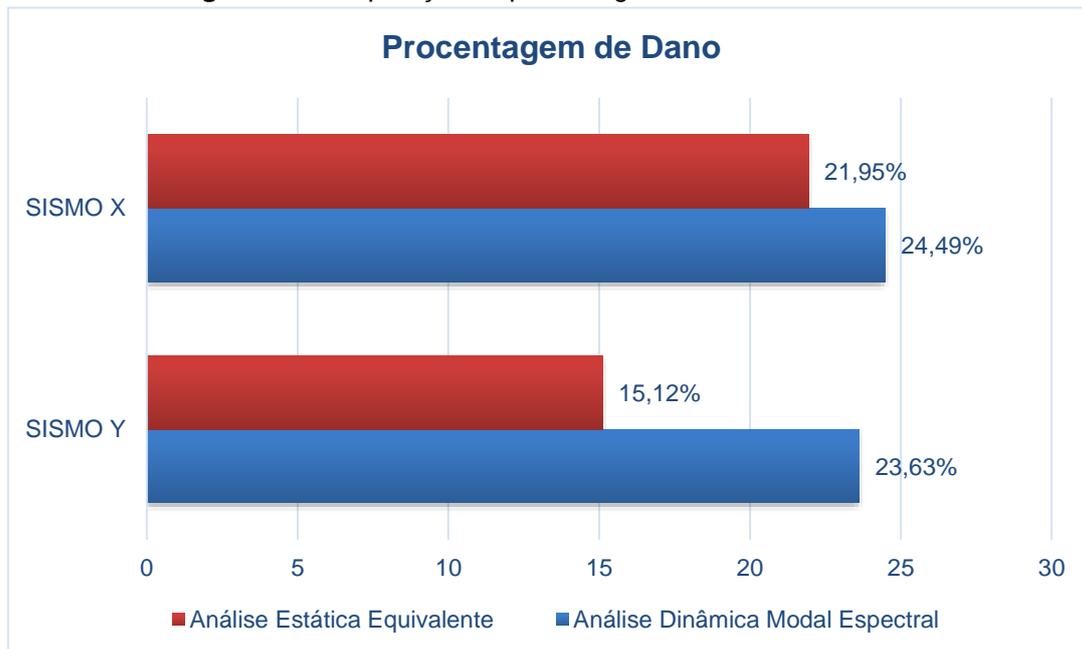
**Tabela 25.** Porcentagem de dano.

NÍVEL DE DANO

ANÁLISE	Nº Total de Elementos	Nº Elementos Dano SX	Nº Elementos Dano SY	% DANO	
				Sismo X	Sismo Y
<b>ESTÁTICA EQUIVALENTE</b>	1964	431	297	<b>21,95</b>	<b>15,12</b>
<b>MODAL ESPECTRAL</b>		481	464	<b>24,49</b>	<b>23,63</b>

Fonte: Autor.

Na Figura 22 é apresentado um gráfico de barras, no qual observa-se melhor a comparativa referente às porcentagens de dano sofrido pela estrutura ao simular no programa SAP2000 v20 nas duas análises sísmicas os sismos atuando nas direções X e Y respectivamente.

**Figura 22.** Comparação da porcentagem de dano na estrutura.

Fonte: Autor.

Como exposto anteriormente o fato da estrutura apresentar menor rigidez na direção de Y, faz com que o sismo atuado nessa direção ocasione maior dano à estrutura. Os valores calculados na Tabela 25 e apresentados na Figura 22 referentes à porcentagem de dano causado pelo sismo indicam também que a análise estática equivalente não representa adequadamente o sismo, que é um fenômeno que tem uma natureza dinâmica.

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Nos últimos anos os sismos têm sido constantes e muitas estruturas apresentam grandes níveis de dano estrutural. Os danos ocasionados pelos abalos sísmicos nas estruturas concentraram-se principalmente naqueles edifícios que apresentam mais de 6 andares e que possuem irregularidade em sua configuração estrutural, como indicado por POPOV (1987). O impacto no risco de vida das pessoas e na economia dos países aumentou significativamente.

Considerando a necessidade de construir edificações cada vez mais altas e esbeltas, os projetos arquitetônicos aumentaram as irregularidades estruturais. Por essa razão, o método estático não representa com suficiente aproximação o comportamento real das estruturas sujeitas à ação dos sismos. A análise dinâmica tem uma melhor aproximação do comportamento real das estruturas, devido a que possui informação desprezada ou indiretamente considerada na análise estática.

O objetivo do trabalho foi verificar o comportamento sísmico de uma estrutura real localizada na República do Equador e que foi dimensionada com o Código de Construção do ano 1977. Para atingir o objetivo se analisou o prédio Mutualista Manabí de conformidade com a Normativa Equatoriana NEC-SE-DS/2015 de 2015 e com a ajuda do software SAP 2000.

Para avaliação da resposta da estrutura à ocorrência de um evento sísmico, foram utilizados dois métodos de análise: O Método Estático Equivalente e a Análise Modal Espectral. A análise estática equivalente apresenta resultados menores em todos os parâmetros calculados (Cortante basal, deslocamentos laterais e dano), em relação aos resultados obtidos pela análise dinâmica modal espectral.

A estrutura na direção de X apresenta muros estruturais e na direção de Y se tem uma configuração estrutural de pórticos. A NEC-SE-DS/2015 estabelece o mesmo fator R para as duas configurações estruturais. Este coeficiente deveria ser revisto e detalhado de melhor maneira, posto que o sistema dual absorve uma grande porcentagem do efeito sísmico, fazendo com que os esforços cisalhantes na base sejam menores e, conseqüentemente, os resultados de cortante basal obtidos no caso de sismo na direção X (tanto para análise estática equivalente quanto para análise modal espectral) sejam próximos como observado na Figura 19. Já o sistema conformado por pórticos (direção Y), é menos rígido e as forças sísmicas afetam de maneira mais significativa à estrutura na análise dinâmica modal espectral. O valor de redução de resistência sísmica (R), tanto para estruturas com sistemas duais como para sistemas de pórticos é de 8. Considera-se de maneira mais prudente diminuir o coeficiente R para estruturas que apresentem um sistema de pórticos, devido a que os tipos

de sistemas mostram diferenças significativas na resistência e na rigidez da estrutura em cada sentido de análise.

A análise dinâmica modal espectral é uma ferramenta importante na concepção estrutural sísmo-resistente. Esta análise permite representar, com boa aproximação, os movimentos que ocorrem numa estrutura quando a mesma está submetida à ação de um sismo.

Encontrou-se que os coeficientes de solo, necessários para construir o espectro elástico de acelerações, são os parâmetros de maior influência na intensidade das forças sísmicas.

A zonificação sísmica, do local em que se situa a estrutura, é fundamental na incidência dos danos provocados pelo sismo.

Recomenda-se para trabalhos futuros que no modelo estrutural do software SAP2000 v20 seja escolhida a abordagem no domínio do tempo (Time-History), que consiste em uma análise passo a passo da resposta da estrutura ao carregamento dinâmico variando no tempo, podendo esta ser linear ou não-linear.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI – American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2008.

BAZÁN, E.; MELI, R. **Diseño Sísmico de Edificios**. México: Limusa Noriega Editores, 2002. 317 p.

BELEJO, A. F. V. **Análise Sísmica de Estruturas Porticadas Tridimensionais: Determinação da Interação entre Esforços**. 2010. 117 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2010.

BOLT, B. A., 1987, **Earthquakes: a primer**, W. H. Freeman and Company, San Francisco, EUA.

BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. Program on Improved Seismic Safety Provisions of the National Institute of Building Sciences 2003 Edition. **NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures**. Washington D. C, 2003.

CHOPRA, Anil K. **Dinâmica de Estruturas**. 4. ed. México: Pearson Educación, 2014. 752 p.

Comisión Venezolana de Normas Industriales (**COVENIN**) (2001). *Edificaciones Sismoresistentes Parte 1: Articulado*, Caracas, COVENIN, NVC 1756-1:2001.

COSTA, A. G. da. **Análise Sísmica de Estruturas Irregulares**. 1989. 225 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Estruturas, Universidade do Porto, Porto, 1989.

COSTA, Érika de Moura. **Análise Sísmica da Estrutura de um Cais**. 2011. 49 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, UFRJ/Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2011.

Computers and Structures, Inc. SAP 2000 – **Integrated Solution for Structural Analysis and Design** – Software – Version 20, 2017.

DELGADO, R.; ARÊDE, A. **Dinâmica de Estruturas**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), 2000.

DONOBHAN PRESICHI, Gerardo. **Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía**. 2007. 92 p. Disertación (Maestría en Ingeniería Civil) - Instituto de Ingeniería, UNAM., Universidad Nacional Autónoma

de México, México, 2007. Disponível em:  
<<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/handle/132.248.52.100/1928>>. Acesso em: 10  
set. 2018.

FEMA (1997): *NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Buildings/Commmentary*.  
Federal Emergency Management Agency, Washington.

GUADALUPE, U. B. **Análise Dinâmica Modal Espectral De Pórticos Planos**. 1996. 167 f.  
Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas,  
Campinas, 1996.

INSTITUTO GEOFÍSICO – Escuela Politécnica Nacional. **Terremoto del 5 de agosto de  
1949**. <<https://www.igepon.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>>.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. **NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)**.  
Quito: Dirección de Comunicación Social, Miduvi, 2015. 32 p.

MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA. **NEC-SE-DS: Peligro Sísmico  
Diseño Sismo Resistente**. Quito: Dirección de Comunicación Social, Miduvi, 2015. 133 p.

PAZ, M. **Structural Dynamics: Theory and Computation**. 3. ed. New York: van Nostrand  
Reinhold, 1991. 626 p.

PIQUE Del P. J., SCALETTI F. H. **Análisis Dinámico de Edifícios**. Lima, American Concrete  
Institute, 1991.

POPOV, E. P. **“Observation on the Mexico Earthquake of 19 September 1985”**,  
Engineering Structures. Vol.9, April 1987. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(87\)90001-0](https://doi.org/10.1016/0141-0296(87)90001-0).

RODRÍGUEZ, Edgar Eloy. **Análisis y diseño comparativo entre una torre autosoportada  
triangular de 40m de altura con montantes uv y una con montantes circulares**. 2015. 113  
p. Monografía (Especialista en análisis y diseño de estructuras de acero y hormigón armado)-  
Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca, Ecuador, 2015.

SILVA, J. F. F. da. **Análise Sísmica da Edifícios em Betão Armado com o Recurso a  
Metodologias Simplificadas**. 2008. 77 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil,  
Universidade de Porto, Porto, 2008.

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