



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE CRATEÚS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

WANDSON LOIOLA MOTA

**CONTRIBUIÇÃO DE LAJES E PAREDES DE VEDAÇÃO NA RESISTÊNCIA DE UM
PÓRTICO ESPACIAL DE CONCRETO ARMADO FRENTE A SISMOS NA CIDADE
DE FORTALEZA - CE**

CRATEÚS

2021

WANDSON LOIOLA MOTA

CONTRIBUIÇÃO DE LAJES E PAREDES DE VEDAÇÃO NA RESISTÊNCIA DE UM
PÓRTICO ESPACIAL DE CONCRETO ARMADO FRENTE A SISMOS NA CIDADE DE
FORTALEZA - CE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do
Campus de Crateús da Universidade Federal
do Ceará, como requisito parcial à obtenção do
grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Carlos David Ro-
drigues Melo

CRATEÚS

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

M871c Mota, Wandson Loiola.

Contribuição de lajes e paredes de vedação na resistência de um pórtico espacial de concreto armado frente a sismos na cidade de Fortaleza - CE / Wandson Loiola Mota. – 2021.
74 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, Curso de Engenharia Civil, Crateús, 2021.

Orientação: Prof. Me. Carlos David Rodrigues Melo.

1. Sismos. 2. Concreto armado. 3. Lajes e elementos de vedação. 4. Método de espectro de resposta. 5. Método dos elementos finitos. I. Título.

CDD 620

WANDSON LOIOLA MOTA

CONTRIBUIÇÃO DE LAJES E PAREDES DE VEDAÇÃO NA RESISTÊNCIA DE UM
PÓRTICO ESPACIAL DE CONCRETO ARMADO FRENTE A SISMOS NA CIDADE DE
FORTALEZA - CE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do
Campus de Crateús da Universidade Federal
do Ceará, como requisito parcial à obtenção do
grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 05 de Abril de 2021

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Carlos David Rodrigues Melo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Me. Leandro Soares Moreira
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Me. Bergson da Silva Matias
Pilotis Engenharia/Unichristus

A Deus.

A toda minha família. Em especial à minha mãe Carlina e meu pai Luiz, que sempre me apoiaram, incentivaram e me estenderam as mãos quando precisei.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por me conceder a capacidade de perseverar, dedicar-me e manter o foco nesta jornada.

À toda minha família, especialmente a minha mãe Carlina e meu pai Luiz, que sempre acreditaram em mim e me incentivam a sempre buscar ser melhor.

Ao Prof. Me. Carlos David Rodrigues Melo, por toda a paciência, por compartilhar seus conhecimentos, pelos conselhos e por aceitar me orientar na elaboração de trabalhos ao longo da graduação e agora na elaboração de meu trabalho de conclusão do curso.

Aos membros da banca avaliadora por sua disponibilidade.

Aos meus colegas de graduação que estiveram ao meu lado nessa jornada, por toda motivação e companheirismo.

Agradeço a Universidade Federal do Ceará e todos aqueles que a compõe por tornarem possível a realização deste sonho.

Ao Doutorando em Engenharia Elétrica, Ednardo Moreira Rodrigues, e seu assistente, Alan Batista de Oliveira, aluno de graduação em Engenharia Elétrica, pela adequação do *template* L^AT_EX utilizado neste trabalho para que o mesmo ficasse de acordo com as normas da biblioteca da Universidade Federal do Ceará (UFC).

“Os problemas significativos que enfrentamos não podem ser resolvidos no mesmo nível de pensamento em que estávamos quando os criamos.”

(Albert Einstein)

RESUMO

A norma técnica NBR 15421:2006, considera que parte do nordeste brasileiro possui risco sísmico. Além disso, na análise sísmica e de estabilidade de estruturas, o efeito de diafragma rígido devido a laje é bastante conhecido e explorado, no entanto, a influência das paredes nesses casos ainda carece de mais informações. Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é estudar e quantificar a influência das paredes de vedação e das lajes na rigidez e desempenho de um pórtico espacial de concreto armado submetido a um sismo na cidade de Fortaleza. Para isso, foi projetada a estrutura de um edifício residencial com cinco pavimentos, segundo a NBR 6118:2014 utilizando o software TQS e o efeito de um sismo aplicado, pelo método de espectro de resposta, utilizando o programa *Autodesk Robot Structural Analysis*, baseado no Método dos Elementos Finitos. Os resultados obtidos para o modelo estrutural considerado neste trabalho, apontam que modelos que consideram lajes e paredes de vedação em comparação aqueles que não consideram, tendem a ter deslocamentos e rotações até 70,70% menores; frequências naturais até 40,44% maiores. Além disso, não só a laje apresenta importante participação na rigidez e resposta a sismos, as paredes possuem significativa importância e atuam como um amortecedor dinâmico. As paredes apresentam efeitos positivos frente a sismos, desde que tomadas as devidas precauções de fixação destas na estrutura, em caso contrário tendem a colapsar para fora do plano, colocando em risco vidas.

Palavras-chave: Sismos. Concreto armado. Lajes e elementos de vedação. Método de espectro de resposta. Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The standard code NBR 15421: 2006 takes into consideration that part of the Brazilian northeast has seismic risk. In the case of seismic and stability analysis of structures, the effect of the rigid diaphragm of the slab is well known and explored. However, the influence of the walls still needs more information. Therefore, this work aims to study and quantify the influence of the sealing walls and slabs on the stiffness and performance of a 3D reinforced concrete frame submitted to an earthquake in the city of Fortaleza. For this, a structure of a residential building with five floors was designed according to NBR 6118: 2014 using the TQS software and the effect of an earthquake was applied, by the response spectrum method, using the textit Autodesk Robot Structural Analysis program, based on the Finite Element Method. The results obtained for the structural model considered in this work point out that models that consider slabs and sealing walls compared to those that do not, tend to have displacements and rotations up to 70,70% lower; up to 40,44 % higher natural frequencies. In addition, not only does the slab play an important role in stiffness and response to earthquakes, but the walls are also of significant importance and act as a dynamic shock absorber. The walls have positive effects in the face of earthquakes, provided that proper precautions are taken to fix them in the structure, otherwise they tend to collapse out of the plane, putting lives at risk.

Keywords: Earthquakes. Reinforced concrete. Slabs and walls. Response spectrum method. Finite element method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Limites entre placas	24
Figura 2 – Mapa de risco global	26
Figura 3 – Ocorrência de sismos no território brasileiro	27
Figura 4 – Esquema de análise	31
Figura 5 – Mapeamento de zonas sísmicas no Brasil	32
Figura 6 – Colapso de alvenarias de vedação	36
Figura 7 – Planta de locação dos pilares	44
Figura 8 – Forma pavimento térreo	45
Figura 9 – Forma pavimento tipo	45
Figura 10 – Forma pavimento cobertura	46
Figura 11 – Forma da coberta	46
Figura 12 – Corte esquemático da estrutura	47
Figura 13 – Estrutura 3D	47
Figura 14 – Caso 1	48
Figura 15 – Caso 2	49
Figura 16 – Caso 3	49
Figura 17 – Espectro de resposta do projeto	50
Figura 18 – Frequências naturais	51
Figura 19 – Diferença entre frequência	51
Figura 20 – Modo 1 caso 1	52
Figura 21 – Modo 2 caso 1	53
Figura 22 – Modo 3 caso 1	53
Figura 23 – Modo 4 caso 1	54
Figura 24 – Modo 5 caso 1	54
Figura 25 – Modo 1 caso 2	55
Figura 26 – Modo 2 caso 2	55
Figura 27 – Modo 3 caso 2	56
Figura 28 – Modo 4 caso 2	56
Figura 29 – Modo 5 caso 2	57
Figura 30 – Modo 1 caso 3	57
Figura 31 – Modo 2 caso 3	58

Figura 32 – Modo 3 caso 3	58
Figura 33 – Modo 4 caso 3	59
Figura 34 – Modo 5 caso 3	59
Figura 35 – Deslocamentos máximos de translação	61
Figura 36 – Diferença entre deslocamentos	61
Figura 37 – Modo 6 caso 1	67
Figura 38 – Modo 7 caso 1	67
Figura 39 – Modo 8 caso 1	68
Figura 40 – Modo 9 caso 1	68
Figura 41 – Modo 10 caso 1	69
Figura 42 – Modo 6 caso 2	69
Figura 43 – Modo 7 caso 2	70
Figura 44 – Modo 8 caso 2	70
Figura 45 – Modo 9 caso 2	71
Figura 46 – Modo 10 caso 2	71
Figura 47 – Modo 6 caso 3	72
Figura 48 – Modo 7 caso 3	72
Figura 49 – Modo 8 caso 3	73
Figura 50 – Modo 9 caso 3	73
Figura 51 – Modo 10 caso 3	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Zonas sísmicas	33
Tabela 2 – Fatores de amplificação sísmica do solo	34
Tabela 3 – Categorias sísmicas das estruturas	34
Tabela 4 – Coeficientes de projeto sísmo-resistente	35
Tabela 5 – Dados altimétricos dos pavimentos	41
Tabela 6 – Cobrimentos	41
Tabela 7 – Parâmetros de instabilidade global	48
Tabela 8 – Parâmetros do espectro de projeto	50
Tabela 9 – Frequências naturais	50
Tabela 10 – Deslocamentos máximos	60

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineers
CILAMCE	Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	NORMA TÉCNICA BRASILEIRA
SEI	Structural Engineering Institute
SRSS	Square Root of Sum Of Squares

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Amplitude máxima de uma onda sísmica
A_0	Leitura da amplitude de referencia produzida por um terremoto padrão
a_g	aceleração sísmica horizontal característica
a_{gs0}	Aceleração espectral para o período de 0,0s
a_{gs1}	Aceleração espectral para o período de 1,0s
C	Matriz de amortecimento viscoso
c	Coefficiente de amortecimento viscoso
C_a	Fator de amplificação sísmica no solo para o período de 0,0s
C_v	Fator de amplificação sísmica no solo para o período de 1,0s
C_d	Coefficiente de amplificação de deslocamentos
E	Matriz de propriedades elásticas do material
E_s	Energia liberada por um sismo
f	Vetor de forças externas
\mathbf{f}_a	Vetor de forças de amortecimento
f_{ck}	Resistência característica a compressão do concreto
\mathbf{f}_{in}	Vetor de forças de inercia
$f_{e_{max}}$	Força elástica máxima
g	Aceleração da gravidade
H_z	Hertz
I	Fator de importância de utilização
K	Matriz de rigidez
k	Coefficiente de rigidez
M	Magnitude de um sismo
M	Matriz de massa
M_b	Escala de magnitude de ondas de compressão corpo
M_w	Escala de magnitude de momento sísmico

\mathbf{N}	Matriz de funções de interpolação
\mathbf{p}	Vetor de forças de volume
\mathbf{q}	Vetor de forças superficiais
R	Coefficiente de modificação da resposta
R_m	Resposta qualquer do modelo
R_{max}	Resposta máxima qualquer
R_X	Deslocamento máximo de rotação em torno da direção X
R_Y	Deslocamento máximo de rotação em torno da direção Y
R_Z	Deslocamento máximo de rotação em torno da direção Z
S_a	Aceleração espectral
$S_a(T)$	Espectro de resposta da aceleração
S_e	Superfície de um elemento
T	Período natural de vibração
u_{max}	Deslocamento máximo
\mathbf{u}	Vetor de deslocamentos nodais
$\dot{\mathbf{u}}$	Vetor de velocidades nodais
$\ddot{\mathbf{u}}$	Vetor de acelerações nodais
U_X	Deslocamento máximo de translação na direção X
U_Y	Deslocamento máximo de translação na direção Y
U_Z	Deslocamento máximo de translação na direção Z
V_e	Volume de um elemento
α	Parâmetro de instabilidade
α_1	Valor limite do parâmetro de instabilidade para nós fixos
γ_z	Parâmetro de instabilidade
δ	Grandeza virtual
$\bar{\epsilon}$	Matriz de deformações específicas
$\vec{\Phi}$	Matriz modal
ρ	Densidade de massa

$\vec{\sigma}$	Matriz de tensões
$\vec{\varphi}_n$	Modo natural de vibração
$\vec{\Omega}$	Matriz espectral
ω_n	Frequência natural de vibração
Ω_0	Coefficiente de sobre-resistência

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Contextualização	18
1.2	Justificativa	21
1.3	Objetivos	22
<i>1.3.1</i>	<i>Objetivo geral</i>	<i>22</i>
<i>1.3.2</i>	<i>Objetivos específicos</i>	<i>22</i>
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1	Estrutura interna da Terra e sismos.	23
2.2	Dinâmica das estruturas	26
<i>2.2.1</i>	<i>Modelo matemático para forças dinâmicas quaisquer</i>	<i>28</i>
<i>2.2.2</i>	<i>Modelo matemático para ações sísmicas</i>	<i>29</i>
<i>2.2.3</i>	<i>Metodologia de análise</i>	<i>31</i>
2.3	Projeto de estruturas resistentes a sismos	31
<i>2.3.1</i>	<i>Valores característicos das ações</i>	<i>32</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Categorização das estruturas para análise sísmica</i>	<i>34</i>
<i>2.3.3</i>	<i>Requisitos de análise</i>	<i>34</i>
<i>2.3.4</i>	<i>Cálculo das respostas finais</i>	<i>35</i>
2.4	Paredes de vedação frente a sismos	35
2.5	Método dos elementos finitos	36
<i>2.5.1</i>	<i>Formulação matemática do MEF para elemento de barra</i>	<i>38</i>
3	METODOLOGIA	41
3.1	Dimensionamento da estrutura	41
3.2	Modelagem estrutural	42
3.3	Definição do espectro de projeto	42
3.4	Análise modal e espectral	43
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	44
4.1	Dimensionamento da estrutura	44
4.2	Modelagem estrutural	48
4.3	Espectro de projeto	49
4.4	Análise modal e espectral	50

4.4.1	<i>Frequências naturais</i>	50
4.4.2	<i>Modos naturais</i>	52
4.4.3	<i>Deslocamentos</i>	60
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
5.1	Propostas de trabalhos futuros	63
5.2	Trabalhos realizados com esta temática	63
	REFERÊNCIAS	64
	APÊNDICES	67
	APÊNDICE A – Modos naturais	67
	ANEXOS	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

As ações sísmicas possuem grande potencial destrutivo, ao longo dos anos foram observados em várias regiões do planeta eventos catastróficos. Alguns exemplos de terremotos que provocaram grandes destruições e elevado número de mortos são apresentados por Nobrega P. e Nobrega S. (2016), entre eles o ocorrido em Kobe (Japão) em janeiro de 1995 com magnitude de $7,3M_w$ (escala de magnitude de momento) e cerca de 6400 mortes; em janeiro de 2010 no Haiti com magnitude de $7,0M_w$ e mais de 200 mil mortes; em fevereiro de 2010 no Chile um abalo sísmico com magnitude de $8,8M_w$ e 795 mortes; em abril de 2015 no Nepal com magnitude $7,8M_w$ e mais de 8000 mortes.

Wincander e Monroe (2009) apontam que 95% dos eventos sísmicos ocorrem nos limites das placas tectônicas em decorrência da interação destas. O Brasil por encontrar-se situado no centro da placa tectônica sul-americana, explica a pouca susceptibilidade de sismos, em contraste com os países localizados próximos às bordas de placas, onde há grande incidência de terremotos e estes por sua vez de maior intensidade como destacam (NOBREGA *et al.*, 2019). Esses últimos apresentam ainda que na região andina sismos de magnitude 5 na escala Richter ocorrem em média duas vezes por semana, enquanto no Brasil a cada 5 ou 6 anos.

Entretanto mesmo estando em uma região intraplaca nota-se a existência de sismos de grandeza não desprezível no país. Preve *et al.* (2017) apresentam um levantamento com 40 sismos de magnitude igual ou superior a 5 Mb (magnitude de ondas de corpo) ocorridos no país nos séculos XX e XXI, os mesmos ainda observam que estes apresentam-se em maior parte concentrados em regiões, com mais de 70% estando na região norte. Nobrega *et al.* (2019) também evidenciam a existência de regiões no Brasil com maior ocorrência de sismo, destacando os estados do CE, RN, MG, SP, MT, AC, AM e AP. De acordo com Küster e Sartorti (2011) isso pode ser explicado por estudos que mostraram que no Brasil existem ao menos 48 falhas geológicas. Estes últimos autores apresentam que o maior sismo já registrado no Brasil ocorreu em Mato Grosso em 1995 com 6,6 pontos na escala Richter.

Nota-se que parte do nordeste brasileiro, principalmente os estados do Ceará e Rio Grande do Norte, é uma das zonas com maior atividade sísmica do país. O monitoramento geológico realizado por pesquisadores aponta que o Ceará registrou 12.000 tremores de terras em 10 anos, a maioria tem baixa magnitude, não trazendo risco a população, DIÁRIO DO

NORDESTE (2020). Porém, alguns atingiram valores críticos, como em 1980 que chegou a 5,2 graus na escala Richter e em 1991 com 4,9, REDE SISMOGRAFICA BRASILEIRA (2020). Estudos apontam que isso ocorre pela baixa espessura e pelas várias falhas do bloco rochoso que forma a região, além disso os sismos raramente ultrapassam os 4,0 pontos na escala Richter, PESQUISA FAPESP (2011).

Frente a grande relevância das ações sísmicas, vários países desenvolveram normas técnicas para projeto estrutural, que definem os requisitos mínimos de segurança que essas devem possuir frente a sismos. Pode-se notar que aqueles países que possuem maior atividade sísmica desenvolveram com maior urgência e rigor suas normas de projeto, enquanto no Brasil aprovou-se a sua apenas em 2006, por meio da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rodrigues *et al.* (2019) fizeram uma análise comparativa das considerações normativas para dimensionamento de estruturas de concreto armado frente a sismos, da norma brasileira NBR 15421:2006, da norma americana ASCE/SEI e do Eucódigo 8. Esses autores comentam que as outras normas em comparação com a brasileira, por serem desenvolvidas para regiões com maior sismicidade, apresentam uma maior riqueza de detalhamento dos métodos e sistemas resistentes.

A NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006), classifica o país em zonas sísmicas numeradas de 0 a 4, onde quanto maior o número maior a probabilidade de ocorrência de sismos. Para cada uma dessas zonas, a norma indica uma faixa de valores para a aceleração horizontal característica e métodos de análise são indicados para o dimensionamento de estruturas. Um dos métodos amplamente conhecidos utilizados para análise sísmica e um dos indicados pela norma é o método do espectro de resposta. Nesse método uma estrutura de múltiplos graus de liberdade é decomposta em vários sistemas simples de um grau de liberdade independentes entre si. A resposta para cada um desses osciladores e a combinação destas pode ser feita pelo método da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas em cada modo, de acordo com o indicado no item 10.3 da norma citada. Vale ressaltar ainda que de acordo com o item 10.1 da mesma norma, o número de modos a ser considerado na análise deve ser suficiente para capturar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas.

Desta forma a (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) da o suporte necessário as considerações e requisitos mínimos de segurança no projeto de estruturas que localizam-se em zonas sísmicamente ativas, entretanto é preciso ressaltar a importância

de que projetos estruturais sejam elaborados por profissionais qualificados, que possuem o conhecimento técnico necessário e visão crítica para elaborar modelos condizentes com a realidade do problema, além de serem capazes de avaliar e validar os resultados obtidos. Neste contexto Soriano e Lima (2006) descrevem como os principais objetivos da análise de uma estrutura:

Um dos principais objetivos da análise de estruturas é relacionar, em idealizações simplificadoras desses sistemas e utilizando propriedades de material determinadas experimentalmente, as ações externas atuantes com os deslocamentos, reações de apoio e tensões (ou suas resultantes), de maneira a poder identificar eventual deficiência de comportamento do material constituinte e/ou de comportamento da estrutura como um todo e/ou de suas partes.

Muitos dos projetos estruturais nacionais, por simplicidade e por apresentar bons resultados é comum a adoção de modelos de análise separados para lajes e pórtico espacial, onde são calculadas as lajes e os esforços transferidos para os pórticos. Desta forma, em caso de análise dinâmica, a contribuição das lajes para a resposta final é considerada de forma simplificada, não levando em consideração as possíveis distribuições de rigidez para os diversos tipos de lajes que podem ser adotadas nos pavimentos.

Outro fator de grande importância a considera-se é o comportamento de interação entre estrutura e alvenaria de vedação, visto que ao receber cargas excessivas transmitidas pela estrutura estas tendem a desprender-se do pórtico especial e colapsar para fora do plano levando riscos à segurança, além disso à influência desses para o comportamento do pórtico espacial. Segundo Lourenço *et al.* (2011) a adoção de medidas de reforço para ligação das paredes de vedação junto aos pilares confere uma resistência 4 vezes maior a estas se comparado ao caso de não adoção destas medidas.

A adoção de um modelo estrutural que contenha de forma integrada pórtico espacial, lajes e paredes de vedação seria uma condição de análise, onde se apresenta o problema de forma mais próxima a realidade.

Esses e muitos outros problemas de engenharia podem ser descritos por meio de equações diferenciais, tais como por exemplo mecanismos de transferência de calor, escoamento de fluidos e ainda análise de fenômenos eletromagnéticos. A grande maioria deles recaem em equações diferenciais parciais complexas que são de difícil resolução ou que não possuem soluções analíticas. Neste cenário foram desenvolvidos métodos numéricos capazes de solucionar estas equações de forma aproximada, entretanto para problemas de geometrias arbitrárias métodos como por exemplo o de diferenças finitas é de complexa aplicação.

Um dos métodos mais poderosos existentes atualmente é o Método dos Elementos Finitos (MEF), segundo Fish e Belytschko (2009) “O método dos elementos finitos (MEF) é uma aproximação numérica com a qual essas equações diferenciais parciais podem ser resolvidas de modo aproximado.”, ainda de acordo com mesmo autor o MEF foi desenvolvido nos anos de 1950 pela indústria aeroespacial e sua ideia básica é dividir a geometria do corpo em estudo em *elementos finitos*, conectados por nós, gerando-se assim uma malha de elementos finitos; e obter uma solução aproximada. Como descreve Alves Filho (2018) “A montagem de elementos, que constitui o modelo matemático, tem o seu comportamento especificado por um número finito de parâmetros. Em particular, nos problemas de análise estrutural, os parâmetros são os deslocamentos nodais, que são as incógnitas do problema.”.

No contexto de resolução desses problemas, para aumentar o nível de precisão da solução normalmente é necessária uma grande quantidade de nós, e desta forma consequentemente é gerado um grande número de equações a serem solucionadas, tornando o trabalho manual enfadonho e na maioria dos casos inexecutável, segundo Fish e Belytschko (2009) para sistemas lineares em problemas usuais o número de equações é da ordem de 10^3 a 10^6 e para aplicações especiais chegam a 10^9 . Diante disto evidencia-se a grande importância dos computadores na solução de problemas de engenharia devido sua grande capacidade e velocidade de processamento.

1.2 Justificativa

Em decorrência dos avanços no estudo da sismologia brasileira e a elaboração da norma técnica NBR 15421:2006, passou a ser obrigatória a consideração das ações sísmicas nos projetos de estruturas no Brasil. Para elaborar projetos de forma segura, funcional e econômica é necessário conhecer quais elementos contribuem de forma significativa no modelo de análise. Vários modelos de análise para estruturas sujeitas à ações sísmicas existem atualmente, porém é comum que estes sejam executados de forma que o pórtico espacial é calculado separadamente das lajes, considerando a hipótese de diafragma rígido, além disso não é considerada a influência da distribuição de rigidez das alvenarias de vedação na estrutura.

Nesse contexto mostra-se importante a elaboração de estudo de um modelo que leva em consideração a incorporação destes parâmetros para obtenção das respostas do pórtico espacial frente a sismos.

Para o presente estudo, opta-se por uma estrutura de concreto armado devido este

sistema construtivo ser o mais utilizado no país.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral desse trabalho é a análise da influência de lajes e paredes de vedação na rigidez e comportamento de um pórtico espacial de concreto armado frente a um sismo.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Dimensionar a estrutura de um edifício residencial de cinco pavimentos de acordo com as normas nacionais por meio de uma versão comercial do software TQS;
- Elaborar 3 modelos, com base na estrutura dimensionada, no software Autodesk *Robot Structural Analysis*: pórtico espacial; pórtico espacial com lajes; pórtico espacial com lajes e paredes de vedação;
- Analisar os modelos desenvolvidos no *Robot* por meio da aplicação de um espectro de resposta de acordo com a NBR 15421:2006;
- Comparar os modos naturais, frequências naturais e deslocamentos obtidos pelos modelos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será apresentada a fundamentação teórica necessária à compreensão da problemática, formulação matemática e aplicação dos métodos propostos.

2.1 Estrutura interna da Terra e sismos.

Press *et al.* (2006) definem o planeta Terra como um corpo formado por camadas distintas e concêntricas que diferem de acordo com suas características físicas e químicas, essas camadas são de um ponto de vista mais geral classificadas em crosta, manto e núcleo. Segundo o mesmo, estas camadas possuem espessuras de aproximadamente 40 *km* para a crosta, 2860 *km* para o manto e 3500 *km* para o núcleo. O núcleo da Terra localizado no centro do planeta, segundo Dias *et al.* (2013) é composto basicamente de ferro e níquel, dividindo-se ainda em uma parte externa líquida e uma parte interna sólida, denominados de núcleo externo e núcleo interno, respectivamente; o manto está localizado entre a crosta e o núcleo e é composto de rochas com densidade intermediária, em sua maioria compostos de oxigênio com magnésio, ferro e silício; a crosta é uma camada sólida e superficial, esta é formada basicamente por silício, alumínio, ferro, cálcio magnésio, sódio e potássio combinado com oxigênio. A crosta pode ainda ser subdividida em crosta continental e oceânica.

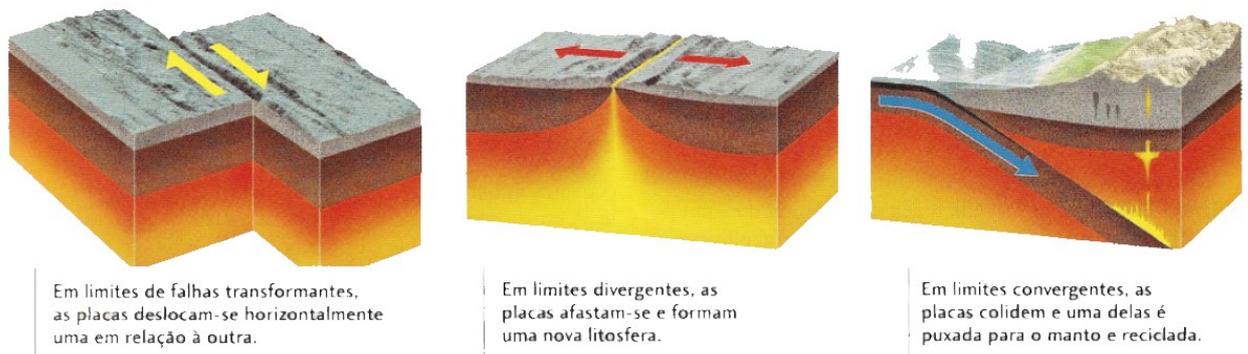
Do ponto de vista da reologia, pode-se fazer outra divisão da estrutura interna da Terra. Cruz *et al.* (2005) definem litosfera como a camada composta pela crosta e o topo do manto até uma profundidade média de 100 *km*. A litosfera é uma camada sólida rígida e frágil que envolve uma outra camada quente e dúctil denominada astenosfera. Neste contexto uma teoria bastante difundida e aceita é a teoria da tectônica de placas descrita a seguir:

A litosfera não é uma casca contínua; ela é quebrada em cerca de 12 grandes “placas” que se movem sobre a superfície terrestre com taxas de alguns centímetros por ano. Cada placa atua como uma unidade rígida distinta que se move sobre a astenosfera, a qual também está em movimento. Ao formar uma placa, a litosfera pode ter uma espessura de apenas alguns quilômetros nas áreas com atividade vulcânica e, talvez, de até 200 *km* ou mais nas regiões mais antigas e frias dos continentes. A descoberta das placas tectônicas na década de 1960 forneceu aos cientistas a primeira teoria unificada para explicar a distribuição mundial dos terremotos e dos vulcões, a deriva dos continentes, o soergimento das montanhas e muitos outros fenômenos geológicos. (PRESS *et al.*, 2006).

Em consequência do movimento das placas, estas interagem entre si de diferentes formas em seus limites, Huizar (2019) define três tipos de limites: divergente, quando as placas

afastam-se uma da outra; convergente, quando apresentam movimento relativo de aproximação; limites transformantes, quando apresentam movimento horizontal relativo de deslizamento entre si. Na Figura 1 é apresentado esquematicamente os tipos de limites entre placas tectônicas. Em limites divergentes ocorre extrusão de magma, ocorrendo assim a criação de placas. Já nos limites convergentes as placas de maior densidade “afundam” sob as menos densas em um processo denominado de subducção, ocorrendo a reciclagem desta no manto. Nos limites transformantes não são criadas nem destruídas placas, mas ocorrem fraturas devido ao deslocamento horizontal. Esta interação entre as placas pode provocar ações sísmicas.

Figura 1 – Limites entre placas



Fonte: (PRESS *et al.*, 2006).

Wincander e Monroe (2009) definem terremoto como “um abalo ou tremor causado pela liberação repentina de energia, normalmente como resultado da falha que envolve o deslocamento das rochas”. A grande maioria dos eventos sísmicos ocorrem nos limites das placas, cerca de 95% de acordo com o mesmo autor, devido a interação entre essas, no entanto nota-se que mesmo estando situado no centro da placa sul-americana (região intraplaca), o Brasil apresenta históricos de ocorrências sísmicas, Preve *et al.* (2017) explicam isso da seguinte forma:

As rochas nas zonas de falhas – que são áreas suscetíveis à ocorrência de terremotos – são deformadas devido à ação de uma determinada tensão, normalmente gerada a partir do movimento das placas tectônicas. De acordo com sua resistência, as rochas acumulam a tensão até determinados limites – inerentes às suas características físicas, rompendo-se quando sua resistência é superada. A partir de então, ocorre uma liberação de energia que se transforma em ondas sísmicas, sendo essas ondas produzidas a partir do ponto onde a ruptura se inicia. O hipocentro ou foco é a posição na qual ocorreu a ruptura, localizando-se sempre em profundidade, já o epicentro é a localização geográfica na superfície terrestre sobre o foco.

Já Parisenti (2011) explica:

Entre as análises que vêm sendo realizada na Placa Americana, sugere-se que as atividades sísmicas que se verificam nestas regiões decorrem de pequenas acomodações na crosta, relacionadas com a abertura do Oceano Atlântico. Outros estudos também apontam que os eventos intraplacas estão associados a comportamentos tectônicos identificáveis, com mecanismos focais que frequentemente parecem representativos de liberação de tensões locais anômalas e não associadas ao movimento global da placa.

As ondas sísmicas liberadas de acordo com Wincander e Monroe (2009) podem ser de dois tipos, internas e superficiais. Ondas internas podem ser do tipo P e tipo S, as ondas do tipo P são compressionais e podem ser transmitidas em sólidos, líquidos e gases, já as ondas S são cisalhantes e transmitem-se apenas em sólidos. As ondas superficiais podem ser do tipo Rayleigh e Love, o comportamento dessas é descrito por Parisenti (2011) como “O movimento das partículas de uma onda de Rayleigh pode ser visualizado como uma combinação de vibrações do tipo P e S. O movimento das partículas, nas ondas L (de Love), processa-se apenas no plano horizontal.”.

De acordo com Huizar (2019) usualmente são adotadas duas grandezas para mensurar um terremoto, intensidade que é uma avaliação qualitativa e magnitude, que é uma grandeza quantitativa que representa a energia liberada. Nos Estados Unidos, usualmente utiliza-se a escala de intensidade Mercalli Modificada, que possui valores na faixa de I a XII. Como escala de magnitude uma das mais utilizadas é a escala Richter, definida matematicamente como:

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

Como explica Soriano (2014), “A é a amplitude máxima da onda sísmica, em microns, registrada por um sismógrafo Wood-Anderson de torção, situado a uma distância de 100 km do epicentro.”. Como normalmente não tem-se um sismógrafo a essa distância faz-se a seguinte correção:

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

onde A_o é um valor dependente da distância.

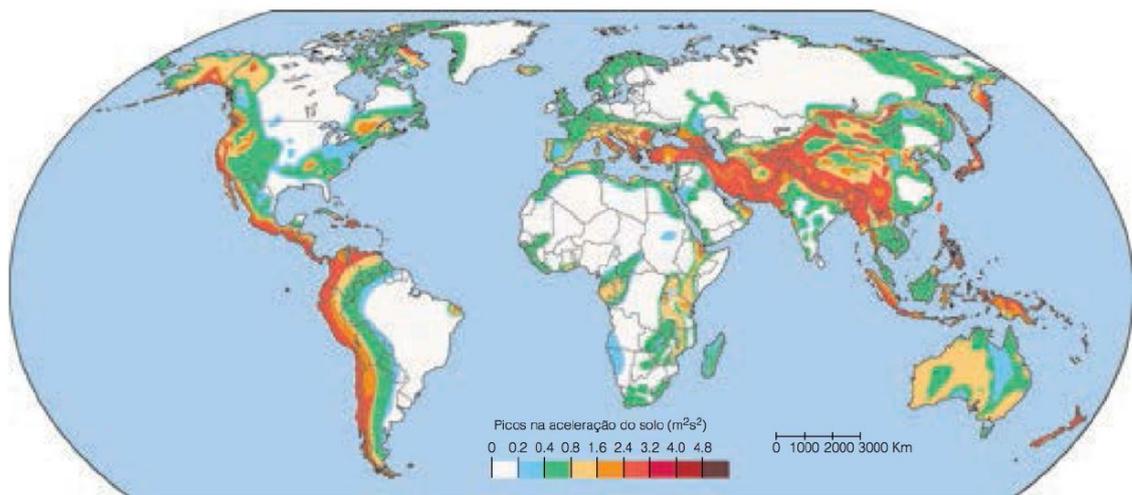
Soriano (2014) comenta que “Na referida escala, um sismo é potencialmente destrutivo a partir de 5 graus”. O mesmo ainda apresenta uma correlação aproximada para a magnitude

e a energia (E_s) em joules, dado pela Equação 2.3.

$$\log_{10}E_s = 4,8 + 1,5M \quad (2.3)$$

Devido sua localização privilegiada, o Brasil apresenta baixa ocorrência de sismos, se comparado a regiões nos limites de placas, na Figura 2 é apresentado um mapa de risco global. No entanto já foram registados vários terremotos ao longo da história no cenário nacional, chegando alguns a ultrapassar 5 graus na escala Richter, na Figura 3 são apresentados sismos ocorridos no território brasileiro até o ano de 2008. Pode-se perceber que mesmo localizado em uma zona intraplaca há probabilidade de ocorrência de terremotos potencialmente danosos no Brasil.

Figura 2 – Mapa de risco global

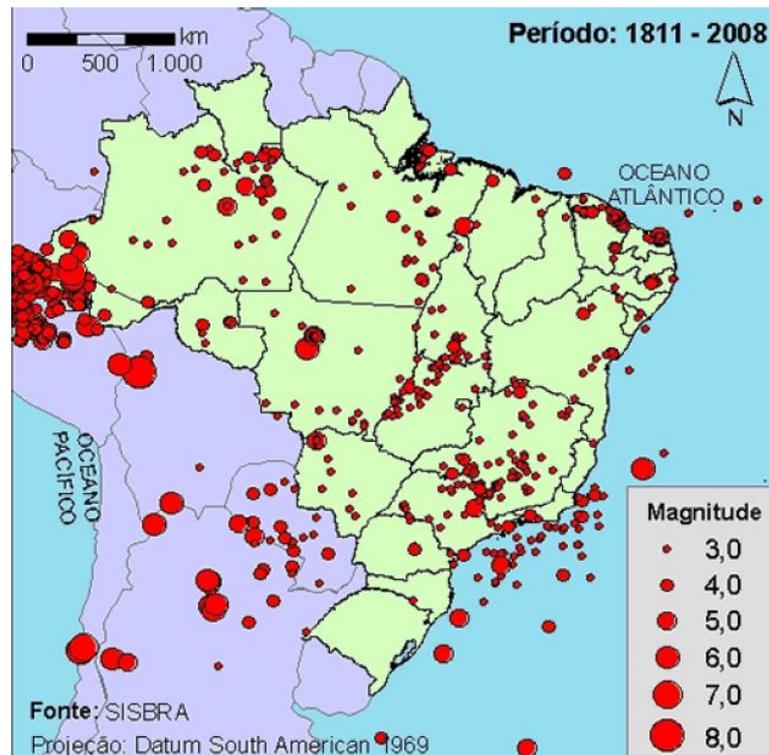


Fonte: GLOBAL SEISMIC HAZARD ASSESSMENT PROGRAM (2002).

2.2 Dinâmica das estruturas

Estruturas, como define Soriano (2014), são sistemas físicos que estão sujeitas a diversas fontes de ações externas, onde segundo Carvalho (2016) “Denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influencias, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura”, essas podem ser classificadas em dinâmicas quando há variação com o tempo e desenvolvimento de forças de inércia significativas; e em estáticas quando não há variação com o tempo e/ou não há desenvolvimento de forças inerciais significativas.

Figura 3 – Ocorrência de sismos no território brasileiro



Fonte: (PARISENTI, 2011).

Dentre os agentes causadores de ações dinâmicas os mais corriqueiros são a ação humana, como por exemplo, caminhar sob uma laje, prática de exercícios físicos, arrastar móveis; ou ainda a presença de máquinas rotativas, tráfego de veículos, forças do vento e ondas do mar. Dependendo da região podem ocorrer ainda as ações sísmicas.

Diante da necessidade de estudar o comportamento das estruturas frente os mais diversos tipos de ações impostas sobre essas, foram desenvolvidos modelos matemáticos que tentam descrever o sistema real por meio de leis físicas, hipóteses e simplificações, desta forma dependendo do problema e do que almeja-se obter cabe ao responsável pela análise escolher o modelo adequado, tendo em vistas as limitações tanto do modelo quanto de execução do método, além da precisão desejada. Quando trata-se de um problema dinâmico Soriano (2014) define análise dinâmica de estrutura como: “A construção e resolução dessas equações através de métodos matriciais e técnicas numéricas programadas em computador, assim como a interpretação dos correspondentes resultados.”.

No contexto da análise dinâmica é comum se deparar com a expressão “resposta”, de acordo com o mesmo autor, o termo significa variação no tempo de um parâmetro que expresse o comportamento do modelo, como deslocamento, velocidade, aceleração ou esforço, por exemplo.

2.2.1 Modelo matemático para forças dinâmicas quaisquer

Para o caso de análise dinâmica de uma estrutura com multigráus de liberdade e sistema amortecido com vibração forçada Parisenti (2011) apresenta por meio da Equação 2.4 o modelo matemático estrutural, esta chamada de equação de movimento.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (2.4)$$

onde:

\mathbf{M} = matriz de massa;

\mathbf{C} = matriz de amortecimento viscoso;

\mathbf{K} = matriz de rigidez;

\mathbf{u} = vetor de deslocamentos nodais (ao longo deste trabalho fica implícito que esta grandeza é função da variável temporal);

$\dot{\mathbf{u}}$ = vetor de velocidades nodais;

$\ddot{\mathbf{u}}$ = vetor de acelerações nodais;

\mathbf{f} = vetor de forças externas (ao longo deste trabalho fica implícito que esta grandeza é função da variável temporal).

Nota-se que neste modelo adota-se hipótese de amortecimento viscoso devido a sua maior simplicidade de aplicação. Na seção sobre MEF será explicado como chegar a esta equação.

A Equação 2.4 recai em um problema de autovalor e autovetor, onde os autovalores são os quadrados das frequências naturais de vibração (ω_n) e os autovetores correspondem aos modos naturais de vibração ($\vec{\varphi}_n$), ou também chamados de formas modais. Tendo em vista a grande importância da primeira frequência e do primeiro modo esses são chamados respectivamente de frequência fundamental e modo fundamental. Esse problema se evidencia quando ao se desenvolver a Equação 2.4, para um caso de vibração livre não amortecida, chega-se na seguinte expressão:

$$\mathbf{K}\vec{\Phi} = \mathbf{M}\vec{\Phi}\vec{\Omega} \quad (2.5)$$

$$\vec{\Omega} = \begin{pmatrix} \omega_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \omega_n^2 \end{pmatrix}. \quad (2.6)$$

$$\vec{\Phi} = (\vec{\varphi}_1 \quad \vec{\varphi}_2 \quad \cdots \quad \vec{\varphi}_n). \quad (2.7)$$

onde:

$\vec{\Phi}$ = matriz modal;

$\vec{\Omega}$ = matriz espectral.

Nota-se que as frequências e o modos naturais são dependentes apenas da distribuição de rigidez e de massa da estrutura. Esses são de grande importância para a análise dinâmica, pois como normalmente as estruturas são fracamente amortecidas pode-se ter noção do comportamento destas antes do conhecimento das cargas, além disso há metodologias de cálculo que utilizam diretamente os modos e frequências naturais na determinação da resposta do sistema. Pode-se notar que para um modelo de sistema mecânico quando aplicada uma força dinâmica de determinada frequência o deslocamento desse tende a aumentar drasticamente, mesmo se frente a uma pequena ação, isso ocorre quando a frequência da ação se aproxima ou iguala a frequência natural do sistema, e é dita frequência de ressonância em decorrência do fenômeno de ressonância, (MARTINS *et al.*, 2018).

2.2.2 Modelo matemático para ações sísmicas

Segundo a NBR 15421:2006, ações sísmicas são “Ações decorrentes da resposta de uma estrutura aos deslocamentos sísmicos no solo, que provocam esforços e deformações na estrutura.”, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Essa mesma norma recomenda métodos para consideração de atuação de sismos nas estruturas, dentre esses está o de análise por espectro de resposta, que será descrito a seguir.

Como define Pena (2012) espectros de respostas são “gráficos da máxima resposta de um sistema de um grau de liberdade com períodos diferentes, devido à ação de uma força sísmica determinada.”. Dessa forma a partir de espectros de resposta fez-se necessário o desenvolvimento de uma metodologia para elaboração de espectros de resposta utilizados para projetos estruturais,

como apresenta Parisenti (2011) “são determinados por meio da suavização, média ou envoltória de espectros de resposta de terremotos reais, definidos a partir de uma análise de registros de terremotos significativos ocorridos na região.”.

Estes espectros de respostas normalmente são encontrados em termos de acelerações horizontais em função do período natural e da fração de amortecimento crítico. De forma simplificada ao considerar uma razão de amortecimento crítico constante (5% como considera-se na norma brasileira) e que as frequências amortecidas coincidem com as frequências de um sistema não amortecido, Pena (2012) apresenta a Equação 2.8 que define o deslocamento máximo (u_{max}) em função da aceleração espectral (S_a):

$$u_{max} = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (2.8)$$

Por meio da Equação 2.8 pode-se calcular as forças elásticas máximas ($f_{e_{max}}$) como o produto do coeficiente de rigidez (k) pelo deslocamento máximo:

$$f_{e_{max}} = ku_{max} \quad (2.9)$$

Calculados as respostas para cada modo a resposta máxima total como apresentado por Pena (2012) e também pela NBR 15421:2006 pode ser calculada pelo método da raiz quadrada da soma dos quadrados (Square Root of Sum Of Squares (SRSS)) apresentada na Equação 2.10.

$$R_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^q (R_{m,j})_{max}^2} \quad (2.10)$$

onde:

R_m = resposta qualquer do modelo;

R_{max} = resposta máxima qualquer;

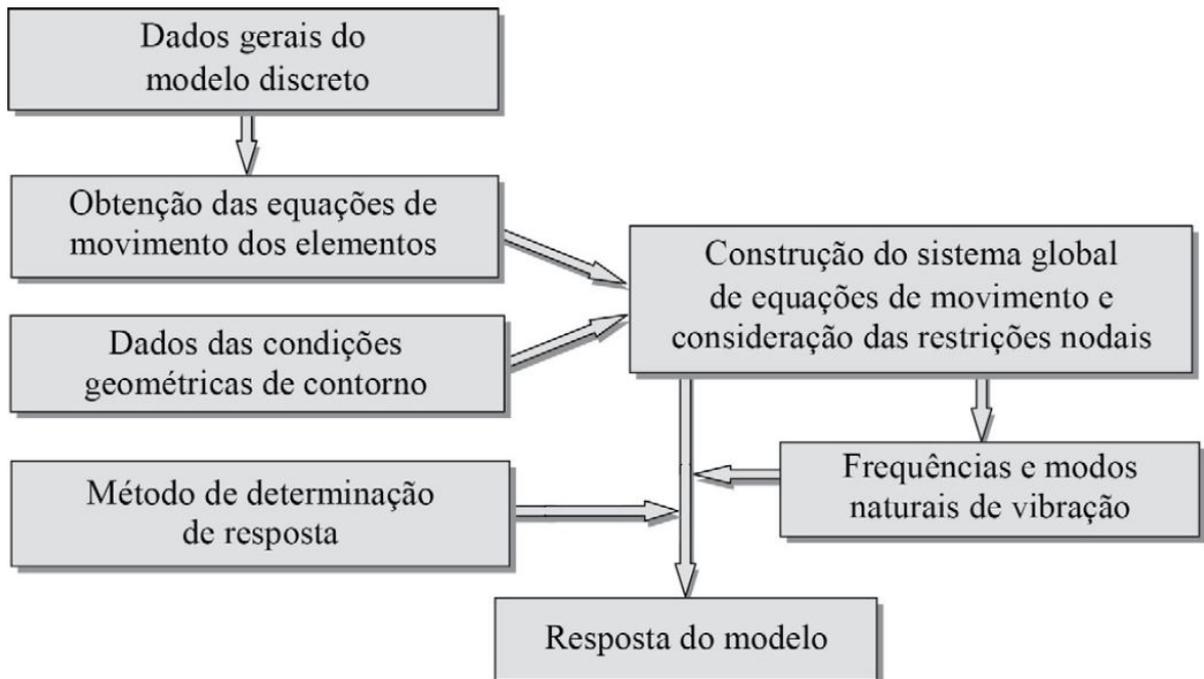
q = número de modos de vibração adotados.

A análise da estrutura pode ser feita sem a consideração solo-estrutura, no caso de estruturas flexíveis sobre solo rígido, porém em caso contrário os efeitos desta interação passam a ser significativos, (MENDES, 2018).

2.2.3 Metodologia de análise

Ao definir o problema é necessário estabelecer uma metodologia de resolução desse. Sendo um problema de análise estrutural de um sistema de multigráus de liberdade sujeita a ações dinâmicas, considerando material linear elástico e linearidade geométrica, Soriano (2014) apresenta um esquema de obtenção da resposta do sistema, de acordo com a apresentado na Figura 4.

Figura 4 – Esquema de análise



Fonte: (SORIANO, 2014).

2.3 Projeto de estruturas resistentes a sismos

O primeiro passo de um engenheiro estrutural ao elaborar um projeto é a definição de um modelo estrutural, Souza (2009) define modelo como “conjunto de hipóteses que idealizam os diversos aspectos relevantes para o equacionamento e a solução do problema em questão.”, ainda segundo o mesmo “um modelo mal elaborado levará sempre ao desperdício, por um lado, ou à falta de segurança, por outro.”.

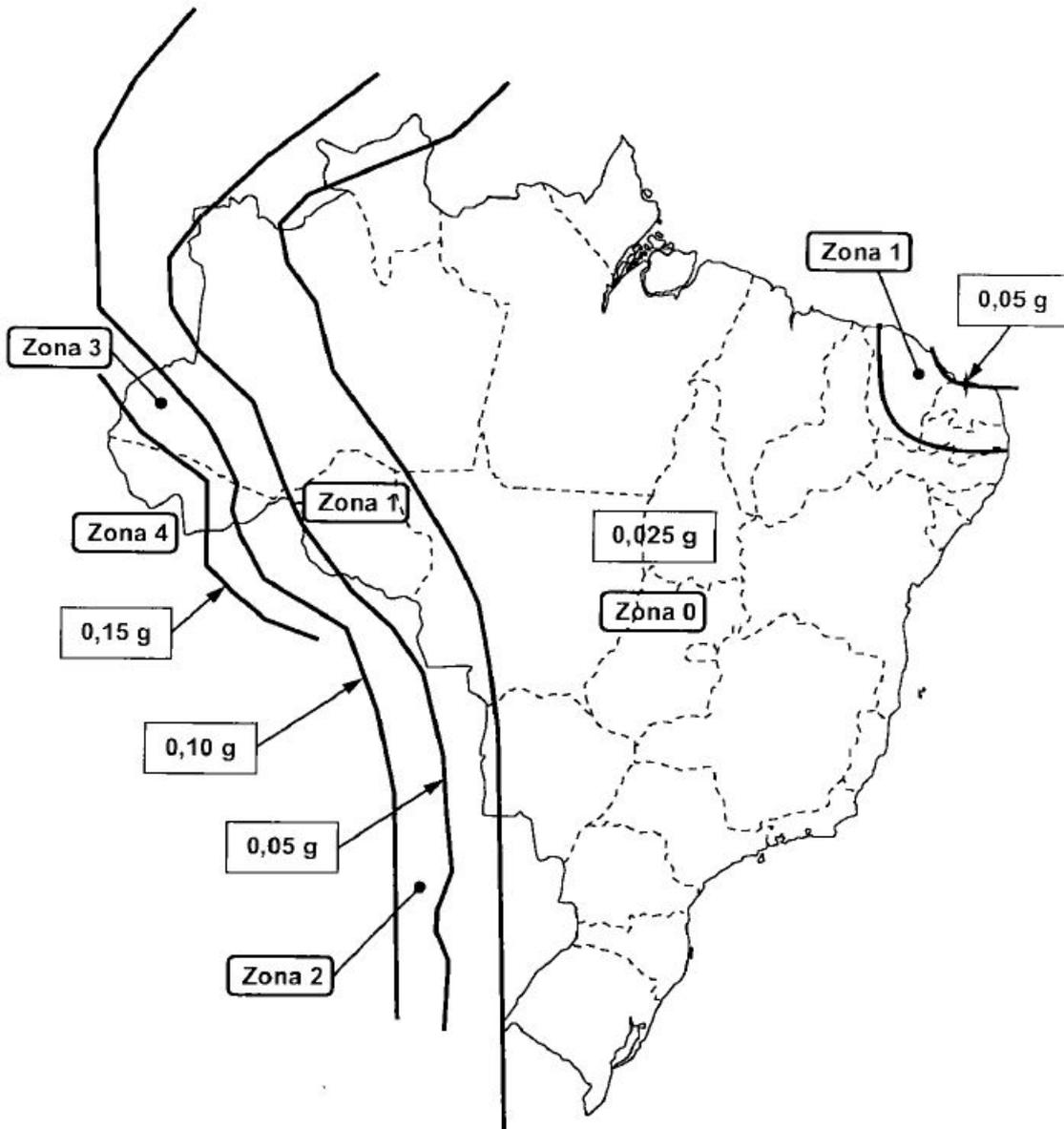
No Brasil, a norma que determina os requisitos mínimos de segurança para o projeto de estruturas usuais resistentes a sismos é a NBR 15421:2006, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Nesta seção será apresentado o procedimento para o projeto

de estruturas resistentes a sismos de acordo com essa norma.

2.3.1 Valores característicos das ações

No projeto de estruturas os valores característicos das ações sísmicas segundo a (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) são aqueles que tem 10% de probabilidade de serem ultrapassados em um período de 50 anos. Para determinar tais valores destas ações a mesma norma divide o Brasil em 5 zonas sísmicas, numeradas de 0 a 4, que representam a sismicidade, ou seja quanto maior a sismicidade maior a probabilidade de ocorrência de uma ação sísmica, essa divisão é mostrada na Figura 5.

Figura 5 – Mapeamento de zonas sísmicas no Brasil



Fonte: NBR 15421:2006, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

Além disso para cada uma das zonas a norma apresenta as variações da aceleração sísmica horizontal característica, denotada por a_g , normalizada para terrenos de classe B, onde de acordo a classificação da Tabela 2 da norma corresponde a um terreno do tipo rocha. Essa variação de a_g é mostrada na Figura 5 e na Tabela 1 onde g denota a aceleração da gravidade ($g = 9,81m/s^2$).

Para classificar o tipo de solo de acordo com a Tabela 2 da norma brasileira são considerados os valores médios dos parâmetros geotécnicos dos primeiros 30m do terreno.

Tabela 1 – Zonas sísmicas

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

Após a determinação de a_g e da classe do terreno, deve-se definir o espectro de resposta do projeto denotado por $S_a(T)$, onde segundo a (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) esta é a ação sísmica a ser adotada que corresponde à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, para um histórico de acelerações horizontais impostas a sua base. Para isso deve-se definir também as seguintes grandezas:

$$a_{gs0} = C_a a_g. \quad (2.11)$$

$$a_{gs1} = C_v a_g. \quad (2.12)$$

onde:

a_{gs0} e a_{gs1} = acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente;

C_a e C_v = fatores de amplificação sísmica no solo para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente;

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

Os valores dos fatores C_a e C_v são dados de acordo com a Tabela 3 da norma, apresentados aqui de forma adaptada na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores de amplificação sísmica do solo

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

Fonte: adaptado da (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

o espectro de projeto em seguida é obtido por meio da Equação 2.13:

$$\begin{cases} S_a(T) = a_{gs0} \left(18,75 T \frac{C_a}{C_v} + 1 \right) \text{ (para } 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} 0,08) \\ S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \text{ (para } \frac{C_v}{C_a} 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} 0,40) \\ S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \text{ (para } T \geq \frac{C_v}{C_a} 0,40) \end{cases} \quad (2.13)$$

2.3.2 Categorização das estruturas para análise sísmica

A NBR 15421:2006, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006), define de acordo com a zona de sismicidade categorias para as estrutura, estas categorias são apresentadas na Tabela 3, além disso de acordo com a natureza de ocupação da edificação é definido um fator de importância de utilização (I) de acordo com a Tabela 4 da norma. Desta forma de acordo com a categoria sísmica são definidos os requisitos de análise estrutural.

Tabela 3 – Categorias sísmicas das estruturas

Zona sísmica	Categoria sísmica
Zonas 0 e 1	A
Zona 2	B
Zonas 3 e 4	C

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

2.3.3 Requisitos de análise

Feita a definição da categoria sísmica, essa é utilizada para determinar os requisitos de análise da estrutura em questão a seguir são apresentadas as exigências da (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006). Para estruturas da categoria A, as que estão localizadas em zona sísmica 0 são dispensadas da consideração das ações sísmicas, já as localizadas em zona 1 podem ser analisadas por um processo simplificado de forças horizontais

aplicadas em duas direções perpendiculares entre si e aplicadas a todos os pisos da edificação de acordo com o item 7.3.1, também deve-se atentar para mecanismos de resistência a esforço de torção.

Para as categorias B e C pode-se utilizar o processo de forças horizontais equivalentes definida na seção 9 da NBR 15421:2006, ou ainda por métodos mais rigorosos como o método espectral e a análise com histórico de aceleração no tempo. Neste cenário Paiva Neto *et al.* (2016) afirmam que os deslocamentos nodais calculados por meio de forças horizontais equivalentes são mais conservadores que aqueles calculados por meio de análise espectral.

2.3.4 Cálculo das respostas finais

A norma brasileira considera a capacidade de dissipação de energia no regime inelástico, porém como a análise é feita considerando o regime elástico, são utilizados coeficientes que reduzem os esforços e amplificam os deslocamentos, de forma a tentar levar em consideração o regime não linear para cada sistema estrutural resistente.

Os resultados obtidos da análise linear, quando em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicados pelo fator I/R , já quando em termo de deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator C_d/R . Os coeficientes R e C_d são apresentados na Tabela 4:

Tabela 4 – Coeficientes de projeto sismo-resistente

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta (R)	Coeficiente de sobre-resistência (Ω_0)	Coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d)
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5

Fonte: adaptada da (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

2.4 Paredes de vedação frente a sismos

Frente a ações sísmicas há dois tipos de danos que as alvenarias de vedação estão sujeitas, o colapso para fora do plano da parede e os danos no plano, (LOURENÇO *et al.*, 2011). No primeiro tipo encontra-se um grande risco a vida humana, pois ao colapsar para fora do plano os escombros podem atingir pessoas e provocar mortes. Além disso em ambos os casos há

elevado custo para reconstrução e/ou reabilitação das paredes no pós sismo. Na Figura 6 são mostradas imagens de colapsos de alvenarias de vedação frente a um sismo em Lorca (Espanha) no ano de 2011.

Figura 6 – Colapso de alvenarias de vedação



Fonte: (LOURENÇO *et al.*, 2011).

Desta forma fica evidente a importância da adoção de medidas contra o colapso de alvenarias. Segundo estudos de Pereira (2013) no caso de colapso para fora do plano, uma solução construtiva não rebocada apresenta menor resistência, já soluções construtivas de alvenaria com reboco armado e de alvenaria rebocada com juntas de assentamento armadas, apresentam maiores capacidades resistentes.

Neste contexto a NBR 15421:2006 estabelece que todos os elementos que não possuem função estrutural, mas que encontram-se permanentemente fixados a estrutura, devem ser projetados para receber as ações sísmicas e que possam transferi-las para a mesma.

2.5 Método dos elementos finitos

Como aponta Azevedo (2011) o objetivo do MEF na engenharia de estruturas é determinar o “estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a

ações exteriores.”. O mesmo autor ainda ressalta a importância de definições do modelo estrutural, que com suas simplificações inerentes regem a formulação do MEF, como por exemplo definições de análise dinâmica ou estática; análise linear ou não linear; tipo de estrutura: reticulada, laminar ou sólida. Quando trata-se da aplicação do MEF à análise estrutural, sua formulação pode ser obtida a partir do princípio da mínima energia potencial total, do método de resíduos ponderados ou do princípio dos deslocamentos virtuais, (VAZ, 2011).

A ideia básica do método é dividir um domínio contínuo em subdomínios de tamanhos finitos, denominados elementos, conectados entre si por nós, sendo esse procedimento de geração de uma “malha” de elementos finitos denominado de discretização, (ZIENKIEWICZ, 2010). Para problemas lineares a resolução se dá por meio de um sistema de equações lineares representados convenientemente de forma matricial, o que facilita a implementação computacional. Como destaca Torii (2012) “Do ponto de vista computacional, uma grande vantagem do MEF é que as matrizes utilizadas para se resolver a maioria dos problemas são simétricas e esparsas.”.

Fish e Belytschko (2009) apresentam de forma sequencial os procedimentos para implementação do MEF:

1. Pré-processamento: subdivisão do domínio do problema em elementos finitos.
2. Formulação dos elementos: desenvolvimento de equações para os elementos.
3. Montagem: obtenção do sistema global de equações a partir das equações individuais dos elementos.
4. Resolução das equações.
5. Pós-processamento: determinação de valores de interesse, tais como tensões e deformações, e a obtenção da visualização das respostas.

No contexto do MEF dois conceitos de fundamental importância são os de formulação forte e fraca descritos a seguir:

A formulação forte consiste nas equações de governo e das condições de contorno para um sistema físico. As equações de governo são normalmente equações diferenciais parciais, mas no caso unidimensional elas tornam-se equações diferenciais ordinárias. A formulação fraca é uma forma integral dessas equações, que é necessária para formular o método dos elementos finitos. (FISH; BELYTSCHKO, 2009).

Desta forma para obter-se equações discretas para elementos finitos é necessário tanto a formulação forte quanto a fraca, além de funções de aproximação. Vale notar ainda que os deslocamentos são as variáveis de estado do modelo, pois a partir dos deslocamentos nodais é possível obter as demais grandezas de interesse, como por exemplo esforços internos e tensões, (ALVES FILHO, 2018).

2.5.1 *Formulação matemática do MEF para elemento de barra*

A seguir será elaborada a formulação matemática do MEF para um elemento de barra. Inicialmente é necessário arbitrar um campo de deslocamentos para um ponto qualquer da estrutura, dado pela Equação 2.14, onde o sub-índice “L” representa que a grandeza está no sistema de coordenadas locais, já o índice “e” indica que o vetor descreve o comportamento do elemento “e”; \mathbf{N} é uma matriz de funções de interpolação, também conhecidas como funções de forma.

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.14)$$

Definido o campo de deslocamentos pode-se calcular os campos de velocidade e de aceleração respectivamente pelas Equações 2.15 e 2.16:

$$\dot{\mathbf{u}} = \mathbf{N}\dot{\mathbf{u}}_L^{(e)} \quad (2.15)$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{N}\ddot{\mathbf{u}}_L^{(e)} \quad (2.16)$$

Em seguida é definida na Equação 2.17 a relação entre deformação e deslocamentos, em que \mathbf{L} é uma matriz de operadores diferenciais e de forma a simplificar as equações adota-se a notação $\mathbf{B} = \mathbf{LN}$:

$$\vec{\varepsilon} = \mathbf{L}\mathbf{u} = \mathbf{LN}\mathbf{u}_L^{(e)} = \mathbf{B}\mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.17)$$

Desta forma é possível estabelecer agora a relação tensão deformação dada pela Equação 2.18, onde \mathbf{E} é uma matriz simétrica que contém as propriedades elásticas do material e do modelo:

$$\vec{\sigma} = \mathbf{E}\vec{\varepsilon} = \mathbf{E}\mathbf{B}\mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.18)$$

Pelo princípio dos deslocamentos virtuais o somatório dos trabalhos virtuais das forças internas, das forças de inercia e das forças de amortecimento é igual ao trabalho virtual das forças externas, isso é expresso na seguinte equação:

$$\int_{V_e} \vec{\sigma}^T \delta \vec{\epsilon} dV_e + \int_{V_e} \mathbf{f}_{in}^T \delta \mathbf{u} dV_e + \int_{V_e} \mathbf{f}_a^T \delta \mathbf{u} dV_e = \int_{V_e} \mathbf{p}^T \delta \mathbf{u} dV_e + \int_{S_e} \mathbf{q}^T \delta \mathbf{u} dS_e \quad (2.19)$$

em que:

δ = representa uma grandeza virtual;

V_e = volume do elemento;

S_e = superfície do elemento;

\mathbf{f}_{in} = vetor de forças de inercia;

\mathbf{f}_a = vetor de forças de amortecimento;

\mathbf{p} = vetor de forças de volume;

\mathbf{q} = vetor de forças de superfície.

As componentes das forças de inércia e de amortecimento obtidas através do campo de deslocamento são dadas respectivamente:

$$\mathbf{f}_{in} = \rho \ddot{\mathbf{u}} = \rho \mathbf{N} \ddot{\mathbf{u}}_L^{(e)} \quad (2.20)$$

$$\mathbf{f}_a = c \dot{\mathbf{u}} = c \mathbf{N} \dot{\mathbf{u}}_L^{(e)} \quad (2.21)$$

onde:

ρ = densidade de massa do elemento;

c = coeficiente de amortecimento viscoso.

Da mesma forma encontra-se os campos virtuais de deslocamento, deformação e tensão apresentados nas Equações 2.22, 2.23 e 2.24 respectivamente.

$$\delta \mathbf{u} = \mathbf{N} \delta \mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.22)$$

$$\delta \vec{\epsilon} = \mathbf{B} \delta \mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.23)$$

$$\delta \vec{\sigma} = \mathbf{EB} \delta \mathbf{u}_L^{(e)} \quad (2.24)$$

Substituindo agora as Equações de 2.20 a 2.24 na Equação 2.19 e fazendo alguma manipulações chega-se a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \left(\int_{V_e} \mathbf{N}^T \rho \mathbf{N} dV_e \right) \ddot{\mathbf{u}}^{(e)} + \left(\int_{V_e} \mathbf{N}^T c \mathbf{N} dV_e \right) \dot{\mathbf{u}}^{(e)} + \left(\int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{EB} dV_e \right) \mathbf{u}^{(e)} \\ = \left(\int_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{p} dV_e \right) + \left(\int_{S_e} \mathbf{N}^T \mathbf{q} dS_e \right) \end{aligned} \quad (2.25)$$

adotando as seguintes notações:

$$\mathbf{M}^{(e)} = \int_{V_e} \mathbf{N}^T \rho \mathbf{N} dV_e \quad (2.26)$$

$$\mathbf{C}^{(e)} = \int_{V_e} \mathbf{N}^T c \mathbf{N} dV_e \quad (2.27)$$

$$\mathbf{K}^{(e)} = \int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{EB} dV_e \quad (2.28)$$

$$\mathbf{f}^{(e)} = \int_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{p} dV_e + \int_{S_e} \mathbf{N}^T \mathbf{q} dS_e \quad (2.29)$$

Com as notações das Equações de 2.26 a 2.29 a Equação 2.25 fica escrita da seguinte forma:

$$\mathbf{M}^{(e)} \ddot{\mathbf{u}}^{(e)} + \mathbf{C}^{(e)} \dot{\mathbf{u}}^{(e)} + \mathbf{K}^{(e)} \mathbf{u}^{(e)} = \mathbf{f}^{(e)} \quad (2.30)$$

em que:

$\mathbf{f}^{(e)}$ = vetor de forças nodais equivalentes aplicadas ao elemento.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para análise sísmica de uma estrutura projetada para a cidade de Fortaleza no Ceará.

3.1 Dimensionamento da estrutura

Por meio do software TQS versão comercial V19.14.24, dimensionou-se um edifício em concreto armado de 5 pavimentos com área construída de $1179,06m^2$, altura total em relação ao topo da fundação de $16,80m$, onde a distância de piso a piso é $3,06m$ e a profundidade da fundação é de $1,50m$. As informações dos pavimentos são resumidas na Tabela 5.

Tabela 5 – Dados altimétricos dos pavimentos

Pavimentos	Piso a Piso (m)	Cota (m)
COBERTA	3,06	15,30
COBERTURA	3,06	12,24
TIPO (3X)	3,06	3,06
TÉRREO	1,50	0,00
FUNDAÇÃO	0,00	-1,50

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Para isto, utilizou-se como critérios mínimos de segurança as normas:

- NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014);
- NBR 6120:2019 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019);
- NBR 6123:1988 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988);
- NBR 8681:2004 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004).

Empregou-se para dimensionamento concreto com f_{ck} de $25 MPa$ e peso específico de $25 kN/m^3$ para todos os elementos. Fez-se uso dos aços CA-50 e CA-60 na armadura. Como parâmetro de durabilidade usou-se a classe de agressividade II - moderada, ficando assim definidos os cobrimentos apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Cobrimentos

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes	2,5
Vigas	3,0
Pilares	3,0

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Após determinação dos carregamentos e combinações para os estados limites últimos

e estados limites de serviço, de acordo com as normas nacionais, alguns dos critérios de projeto foram a flexibilização das ligações viga/pilar, pilares engastados na fundação e como método para análise dos efeitos de segunda ordem fez-se uso da análise P-Delta, além disso foram feitas as verificações de estabilidade global pelos parâmetros γ_c e α .

Dimensionada a estrutura, foi exportado o modelo para o software *Revit* versão estudantil, o qual foi utilizado para gerar as representações gráficas da estrutura e uma imagem de visualização 3D.

3.2 Modelagem estrutural

A partir da estrutura projetada foram modelados três casos no software *robot* versão estudantil, nomeados como caso 1, 2 e 3, o primeiro trata-se de um pórtico espacial, o segundo composto pelo primeiro caso com acréscimo das lajes nervuradas modeladas como diafragmas rígidos e o terceiro composto pelo segundo caso com acréscimo de paredes de alvenaria de vedação de tijolos cerâmicos furados e revestimento argamassado, modelada como elemento de casca.

Considerou-se de acordo com Thomaz *et al.* (2009), tijolos com resistência de 3 MPa, módulo de deformação a compressão axial de 1,8 GPa, juntas de assentamento com argamassa de resistência de 5 MPa, além de considerar a eficiência da parede em relação aos tijolos como 25%. Além disso considerou-se as alvenarias rotuladas na estrutura.

Com o intuito de verificar a influência da rigidez das lajes e paredes considerou-se a massa de todos os elementos nos três casos, dessa forma no caso 1 por meio do método das charneiras plásticas foram transferidos as cargas de peso próprio da laje e outras cargas permanentes, além da carga de alvenaria para as vigas, no modelo 2 e 3 as cargas foram aplicadas diretamente nas lajes, vale ressaltar que nos casos apresentados, devido a modelagem dos elementos, o software aplica automaticamente o peso próprio destes.

3.3 Definição do espectro de projeto

De acordo com a Figura 5, grande parte do Ceará encontra-se em uma zona de sismicidade 1, onde a aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe B denotada por a_g encontra-se no intervalo $0,025g \leq a_g \leq 0,05g$, conforme a Tabela 1. Para este estudo adotou-se o caso extremo onde $a_g = 0,05g$, além disso com base na Tabela 2

da NBR 15421:2006 adotou-se um terreno de classe C, que corresponde a um solo de rocha alterada ou muito rígido, levando em conta que este é um solo bem representativo de Fortaleza e do Ceará.

Para definição do espectro de resposta do projeto, utilizou-se a_g e a classe do terreno, entrando com estes dois parâmetros na Tabela 2, obtém-se os coeficientes C_a e C_v .

Desta forma, são determinadas as acelerações espectrais para os períodos 0,0s e 1,0s, por meio das Equações 2.11 e 2.12 respectivamente. Em seguida o espectro de projeto pode ser definido utilizando a Equação 2.13.

3.4 Análise modal e espectral

Utilizando o programa de análise estruturas *robot* disponibilizado pela Autodesk, definiu-se dois casos modais em duas direções horizontais perpendiculares entre si denominados X e Y, sendo a direção X a de maior rigidez em planta, além de um caso tridimensional, com 10 modos para cada análise modal. Levou-se em conta a massa ativa em cada direção, além de matriz de massa consistente. O método de cálculo utilizado foi o de interação de subespaço.

Para a análise espectral aplicou-se o espectro de projeto calculado na Seção 3.3 para cada uma das direções X e Y e depois combinadas assim como é recomendado por (AUTODESK, 2020). Para obtenção das respostas elásticas finais utilizou-se o método da raiz quadrada da soma dos quadrados, no *robot* denominada como combinação SRSS. Além disso aplicou-se os fatores de modificação de resposta para os deslocamentos obtidos da análise linear.

E, finalmente, foram analisados e comparados para os três casos: modos naturais, frequências naturais e deslocamento.

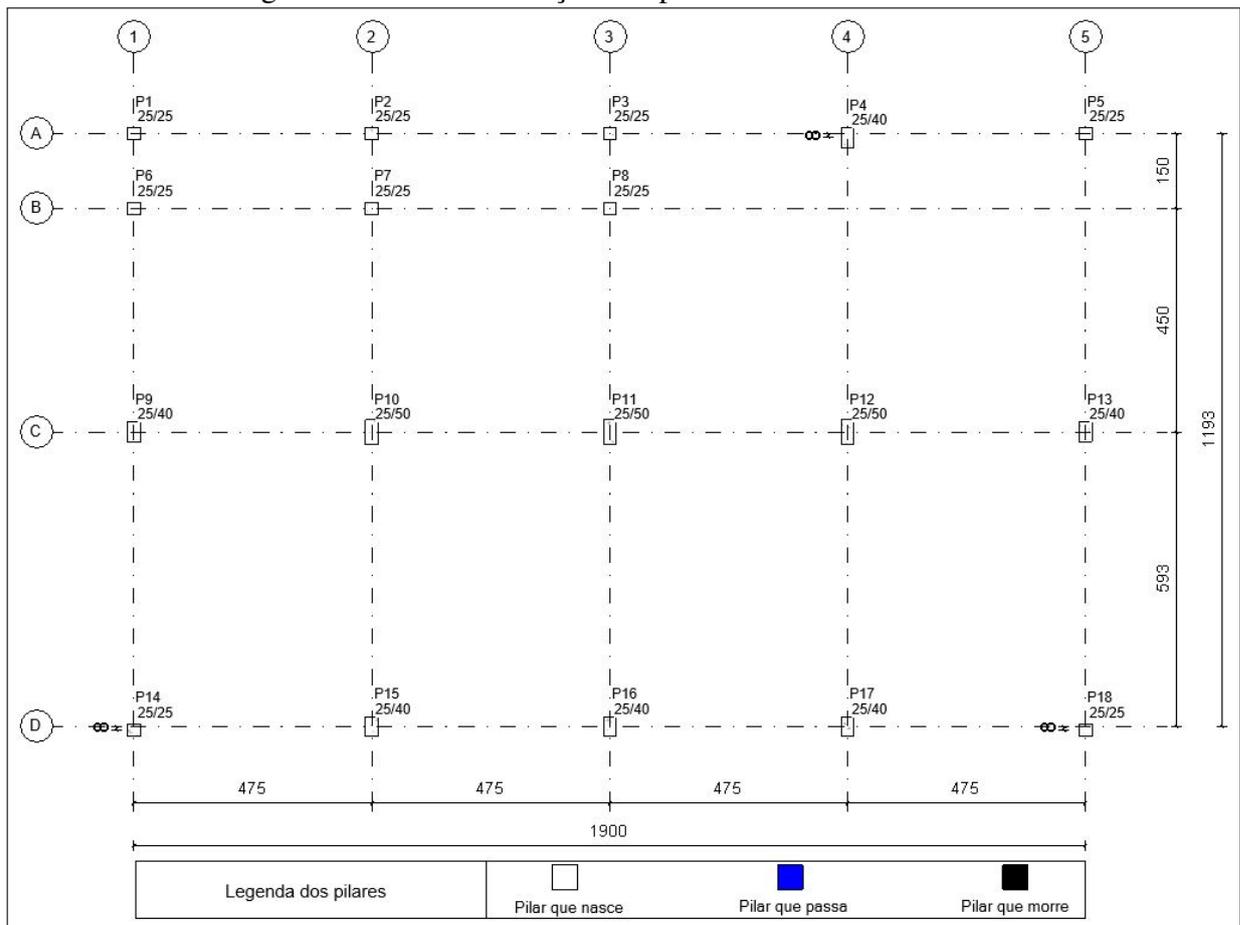
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados do dimensionamento estrutural; criação dos modelos no software *robot*; cálculo do espectro de resposta; análise modal e espectral; resposta da estrutura em termo dos deslocamentos máximos nodais. Além disso serão feitos comentários sobre os principais resultados da análise.

4.1 Dimensionamento da estrutura

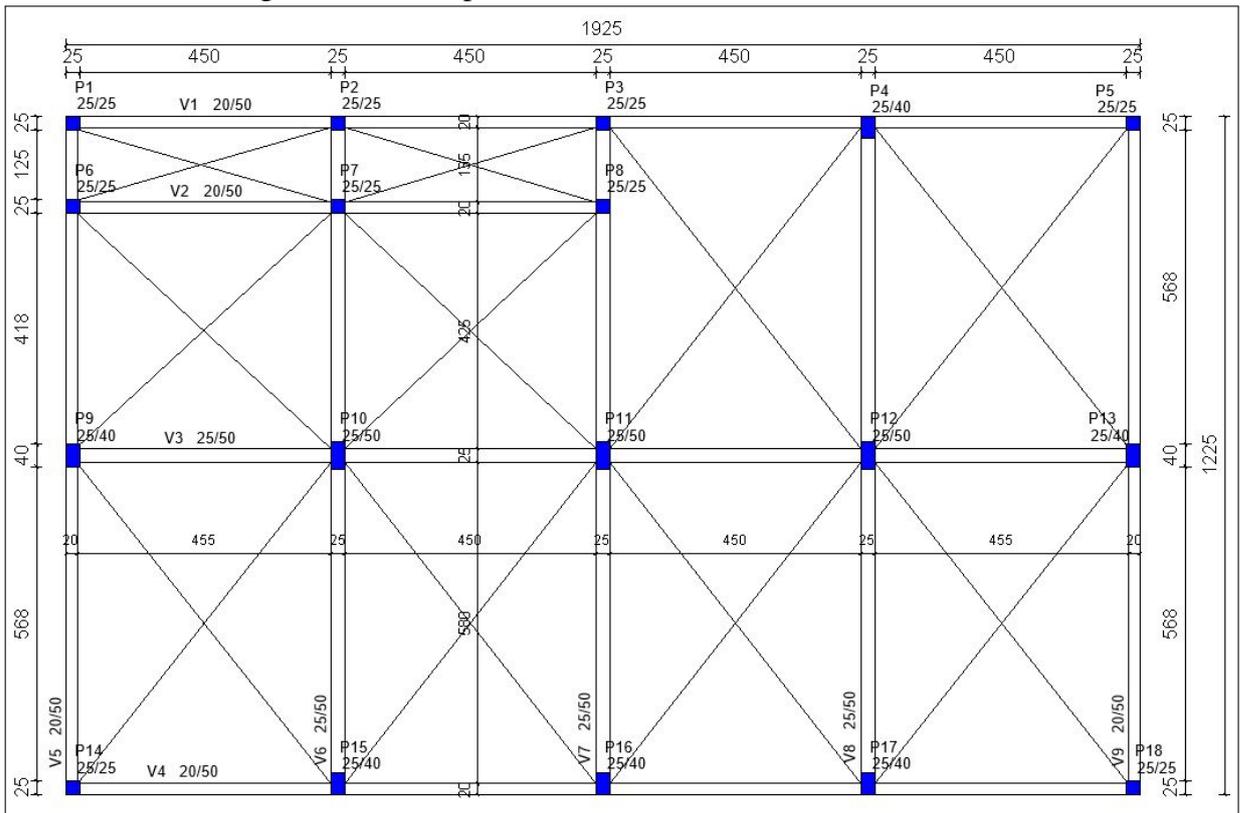
Feito o dimensionamento da estrutura, foram elaboradas as representações gráficas, na Figura 7 é apresentada a planta de locação dos pilares juntamente com suas legendas, nas Figuras de 8 a 11 as plantas de forma e na Figura 12 um corte esquemático. Além disso, é mostrado na Figura 13 uma representação tridimensional da estrutura dimensionada.

Figura 7 – Planta de locação dos pilares



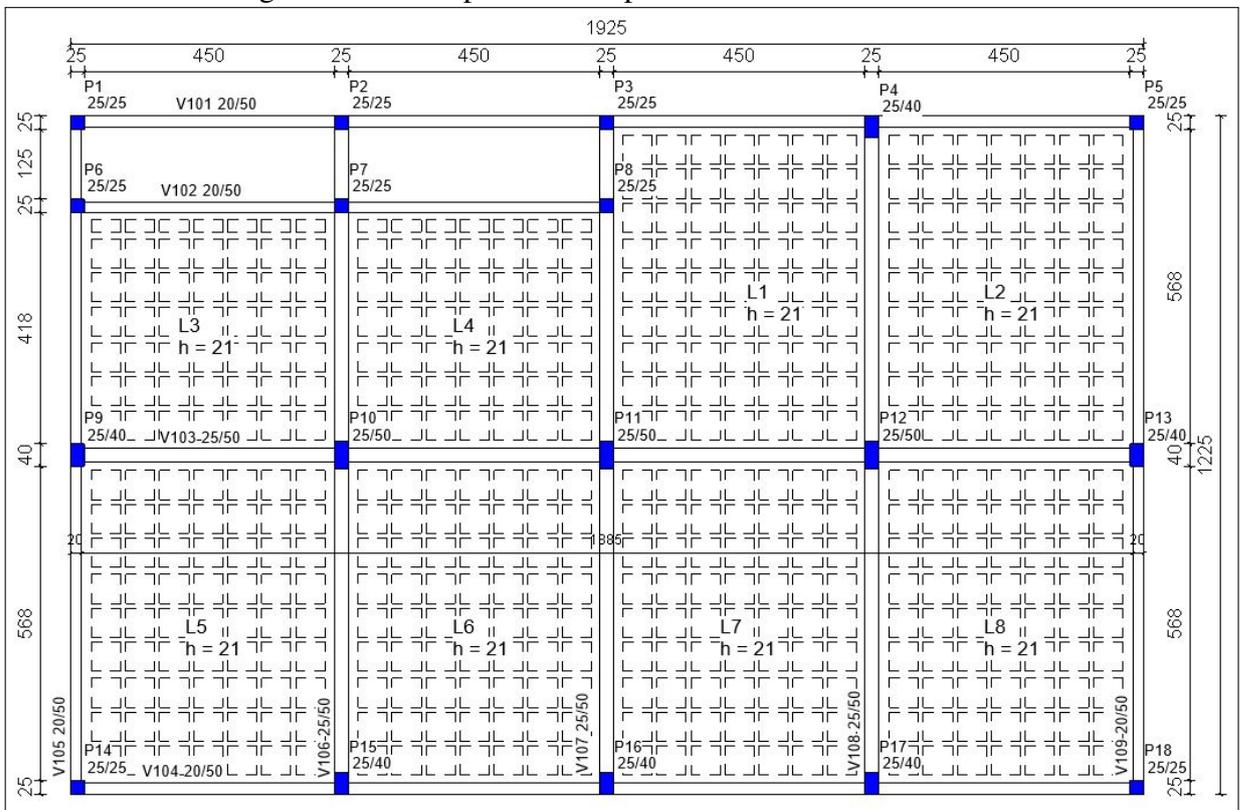
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 8 – Forma pavimento téreo



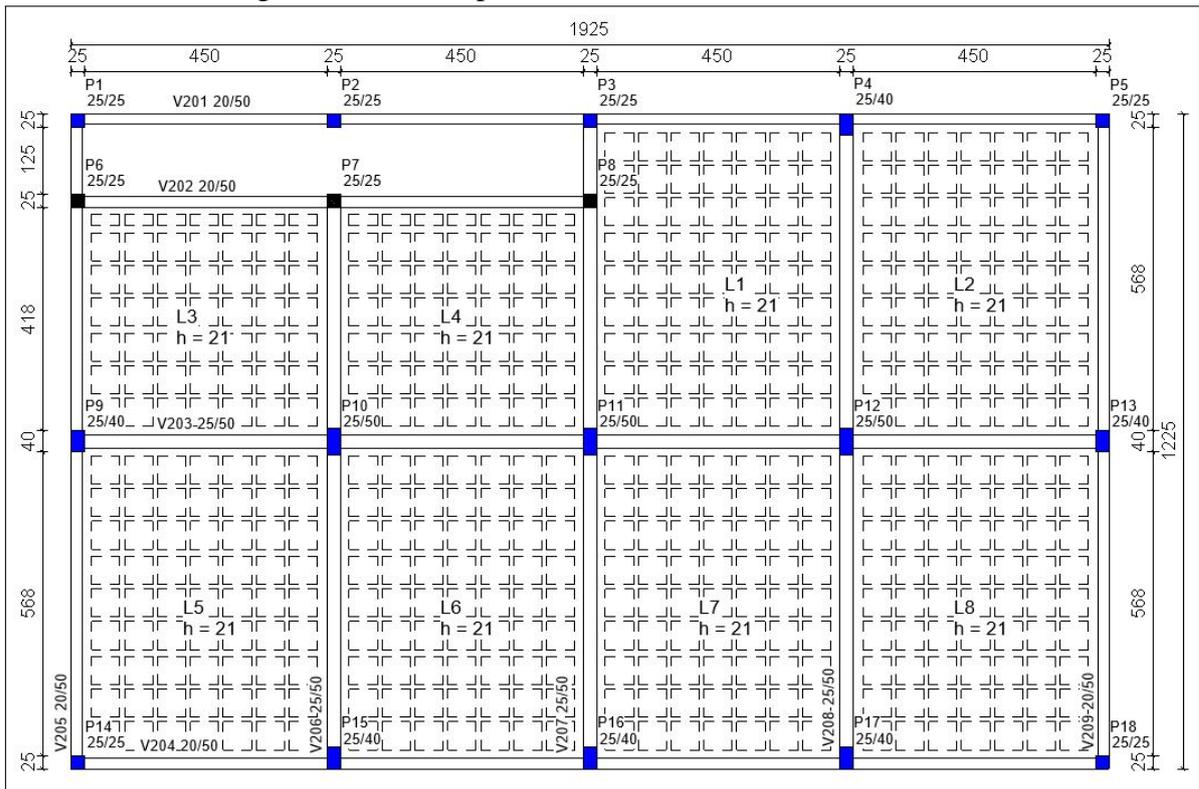
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 9 – Forma pavimento tipo



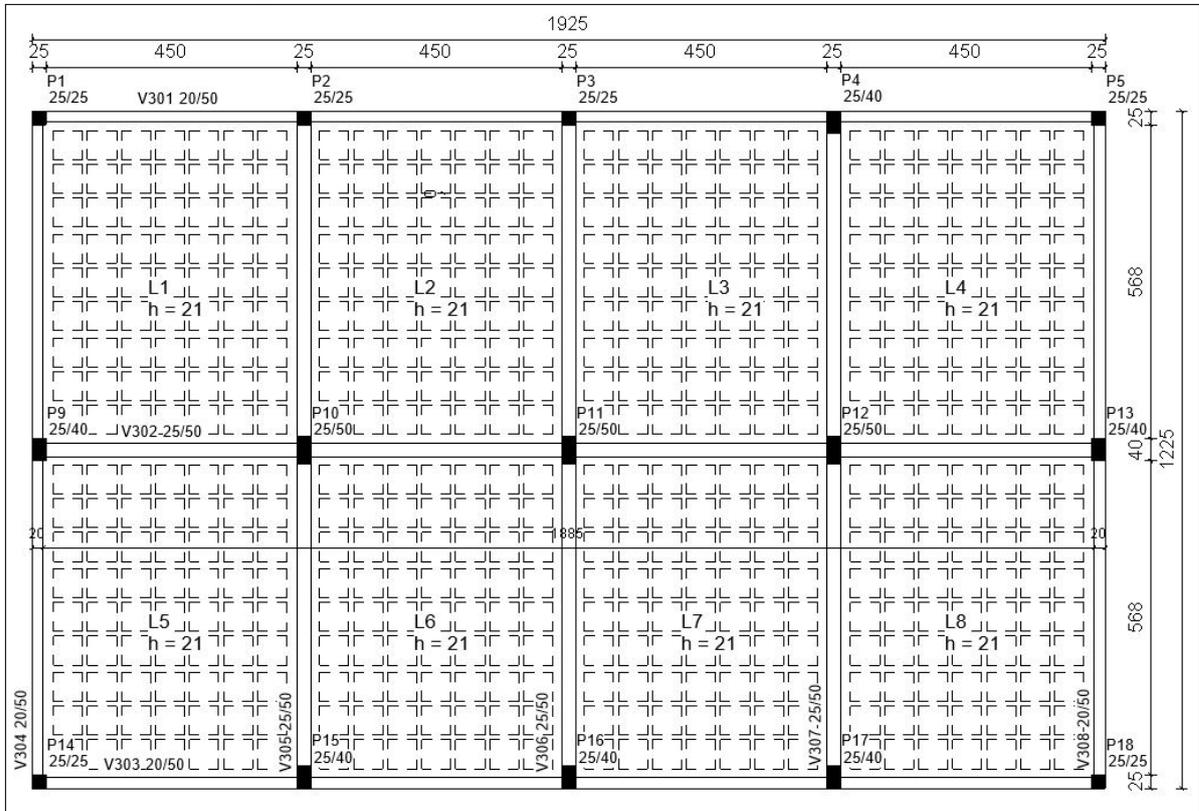
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 10 – Forma pavimento cobertura



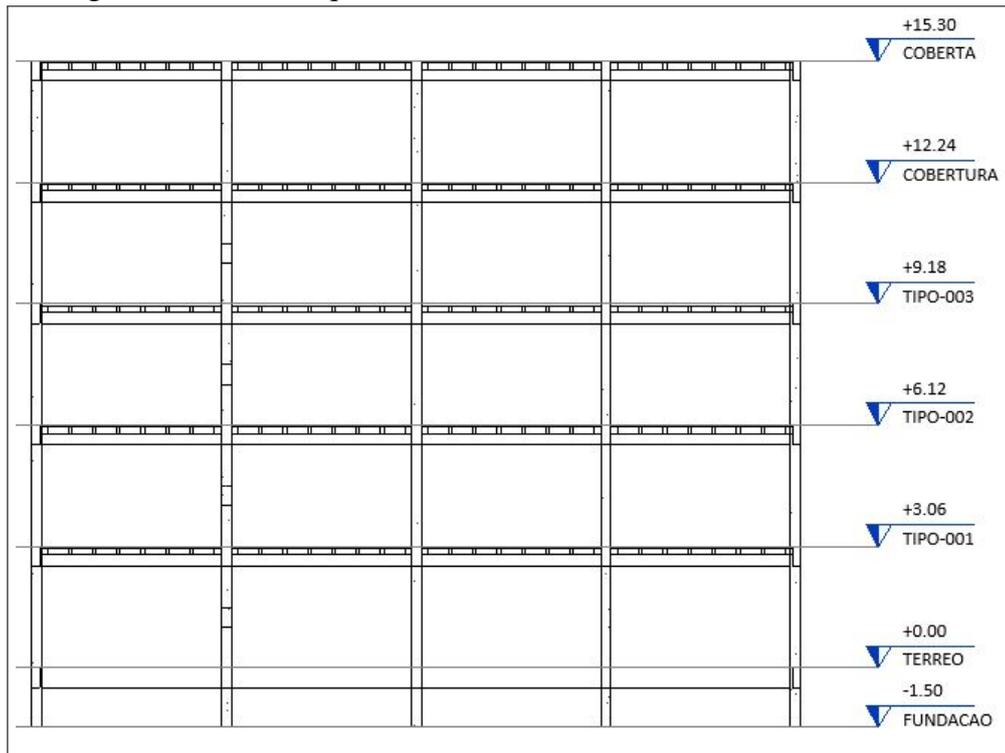
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 11 – Forma da coberta



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 12 – Corte esquemático da estrutura



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 13 – Estrutura 3D



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

As lajes dimensionadas possuem uma altura total de 21cm, onde a capa é de 5cm. As nervuras possuem uma espessura constante de 9cm e caixas com dimensões de 52.5x52.5x16cm.

Na análise de estabilidade global obteve-se os parâmetros apresentados na Tabela 7. De acordo com os requisitos da NBR 6118:2014, essa estrutura é considerada de nós moveis, pois $\gamma_z > 1,1$ e $\alpha > \alpha_1 = 0,5$. O valor limite α_1 , para estruturas de nós moveis, possui o valor de 0,5 quando trata-se de uma estrutura com mais de 4 pavimentos, composta apenas de pórticos.

Tabela 7 – Parâmetros de instabilidade global

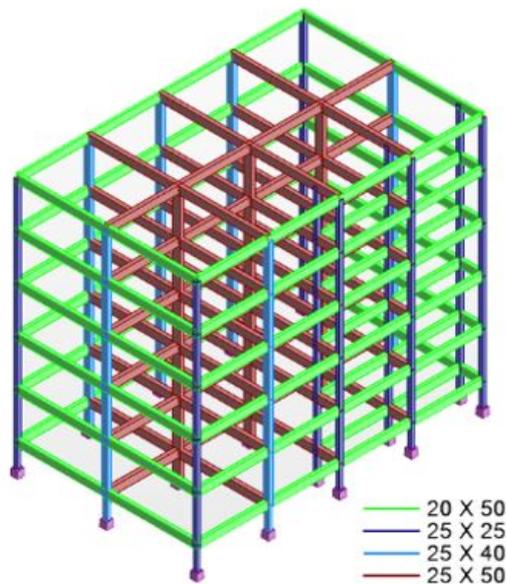
Parâmetro	Valor
γ_z	1,12
α	0,75

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

4.2 Modelagem estrutural

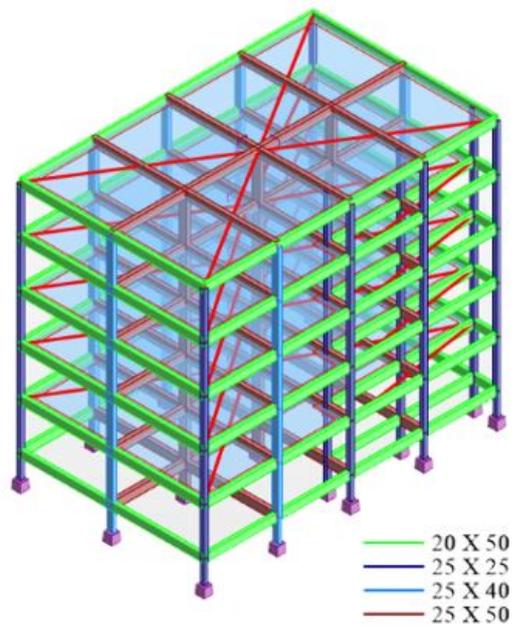
Os modelos desenvolvidos no software *robot*, de acordo com o projeto estrutural, são apresentados nas Figuras de 14 a 16, onde são apresentadas em cores as seções transversais dos elementos.

Figura 14 – Caso 1



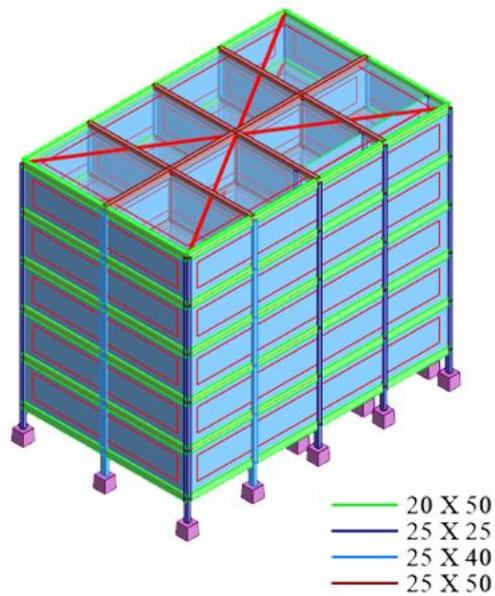
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 15 – Caso 2



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 16 – Caso 3



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

4.3 Espectro de projeto

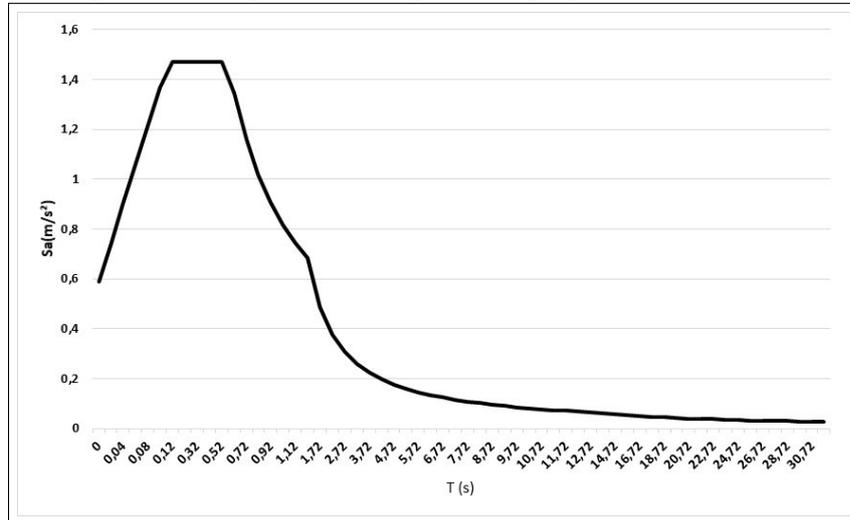
De acordo com a metodologia apresentada nas Seções 2.3.1 e 3.3 foram obtidos os parâmetros necessários a determinação do espectro de resposta, estes são apresentados na Tabela 8. O espectro de projeto calculado pela Equação 2.13 é mostrado na Figura 17.

Tabela 8 – Parâmetros do espectro de projeto

C_a	C_v	$a_g(m/s^2)$	$a_{gs0}(m/s^2)$	$a_{gs1}(m/s^2)$
1,2000	1,7000	0,4905	0,5886	0,8338

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 17 – Espectro de resposta do projeto



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

4.4 Análise modal e espectral

4.4.1 Frequências naturais

Para os casos 1, 2 e 3 são apresentados a seguir na Tabela 9 as frequências naturais de vibração da estrutura.

Tabela 9 – Frequências naturais

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Frequência caso 1 (Hz)	0,80	0,96	1,01	1,66	1,94	2,34	2,46	2,71	2,94	3,00
Frequência caso 2 (Hz)	0,78	0,93	0,98	2,34	2,86	2,99	3,83	4,92	5,06	5,11
Frequência caso 3 (Hz)	1,85	2,13	2,18	2,61	3,70	5,06	5,93	6,37	6,39	6,48

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

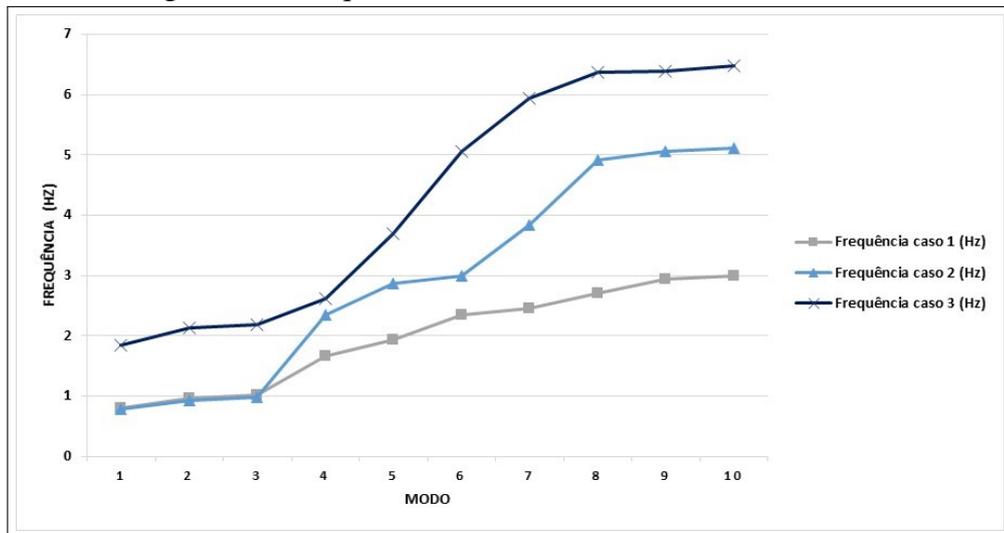
Nota-se que comparando o segundo caso com o primeiro, as três primeiras frequências são próximas, já nas demais o segundo caso apresenta frequências consideravelmente maiores, tendo em média uma diferença de 40,44% entre as frequências naturais para os respectivos modos, sendo que as últimas encontram-se com maior afastamento, o que pode ser atribuído a não consideração da laje e de sua rigidez no caso 1, tendo-se em vista que em todos os casos foram aplicadas as massas de todos os elementos (incluindo aqueles não modelados no caso), além disso as lajes são de fundamental importância na transmissão dos esforços horizontais para

os elementos verticais devido sua grande rigidez axial.

Comparando o caso 2 ao 3, nota-se que todas as frequências do caso 3 são maiores nos correspondentes modos, tendo em média uma diferença de 34,33%, sendo maiores nos três primeiros modos. Mostrando assim a importância da rigidez e distribuição de massa das paredes de vedação, mesmo estas não possuindo função estrutural.

Os resultados da Tabela 9 são representados de forma gráfica na Figura 18:

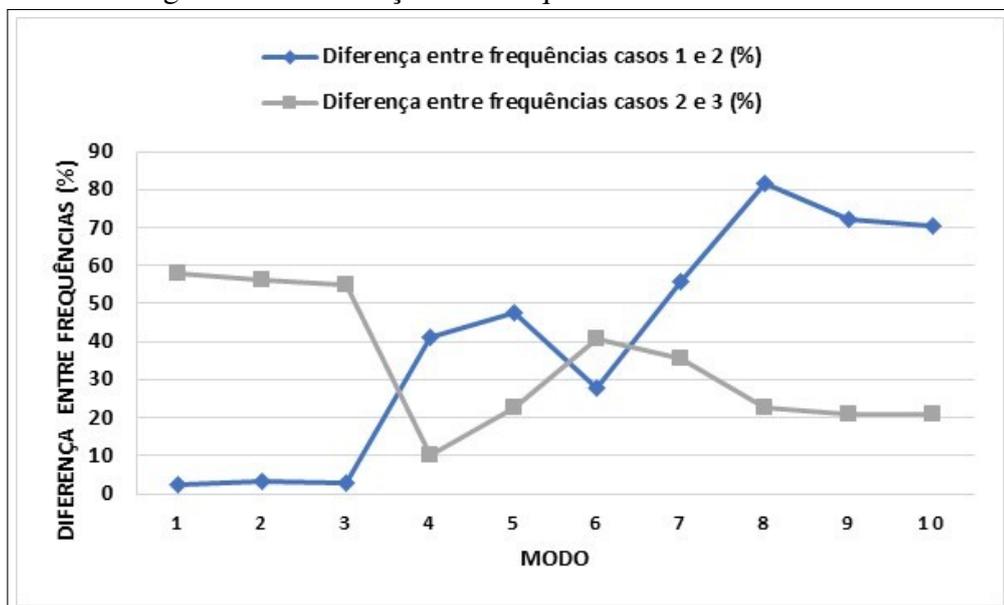
Figura 18 – Frequências naturais



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

De forma mais detalhada é mostrado na Figura 19 as diferenças entre frequências para cada modo, comparando o primeiro caso com o segundo e o segundo com o terceiro.

Figura 19 – Diferença entre frequência



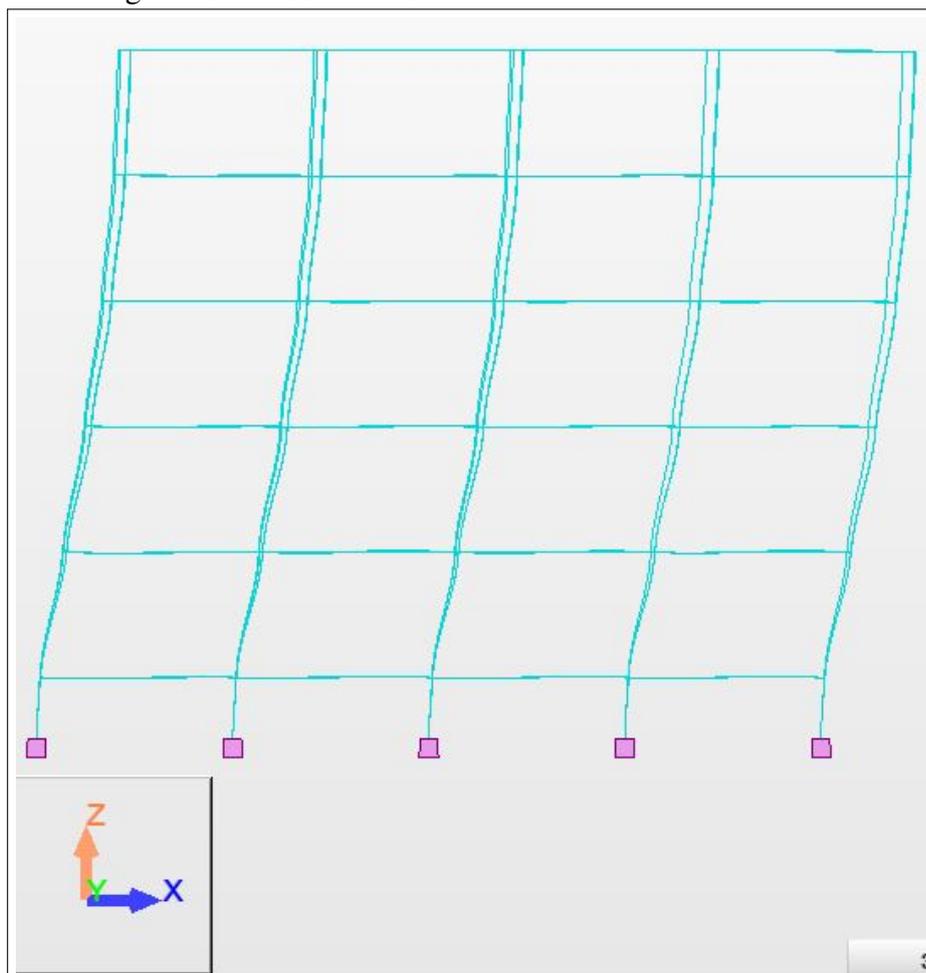
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

4.4.2 Modos naturais

A seguir serão apresentados os 5 primeiros modos naturais de vibração dos 3 modelos, tendo em vista que os primeiros modos são o que possuem maior importância na determinação das respostas, os demais modos serão apresentados no Apêndice A. Nota-se a grande semelhança entre o primeiro, segundo e terceiro modo dos casos 1 e 2, porém com o afastamento das frequências naturais desapareceu a semelhança entre os respectivos modos.

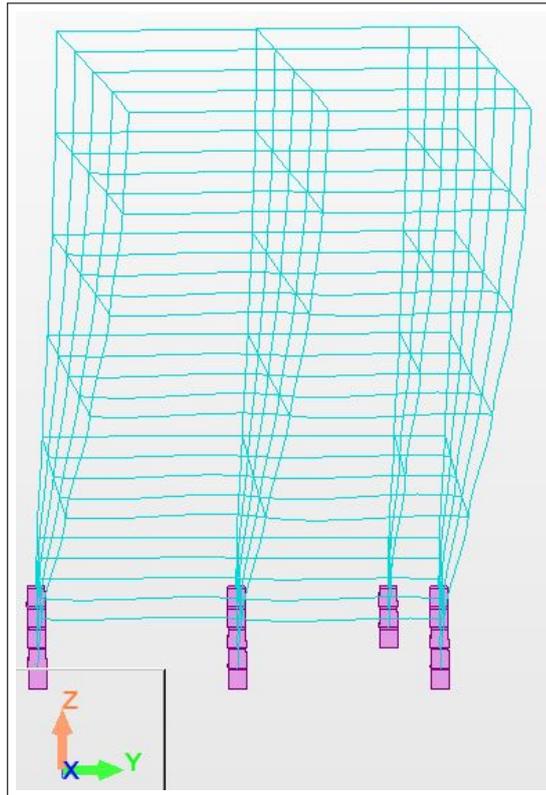
Os modos naturais apresentados para o caso 3 incorporam as paredes de vedação, em alguns casos em que devido a escala e grandes deslocamentos modais das paredes em relação ao pórtico, torna-se imperceptível a forma modal do pórtico, principalmente a partir do quinto modo. Estes modos tornam evidente no modelo a tendência de colapso das alvenarias de vedação para fora do plano em que se encontram.

Figura 20 – Modo 1 caso 1



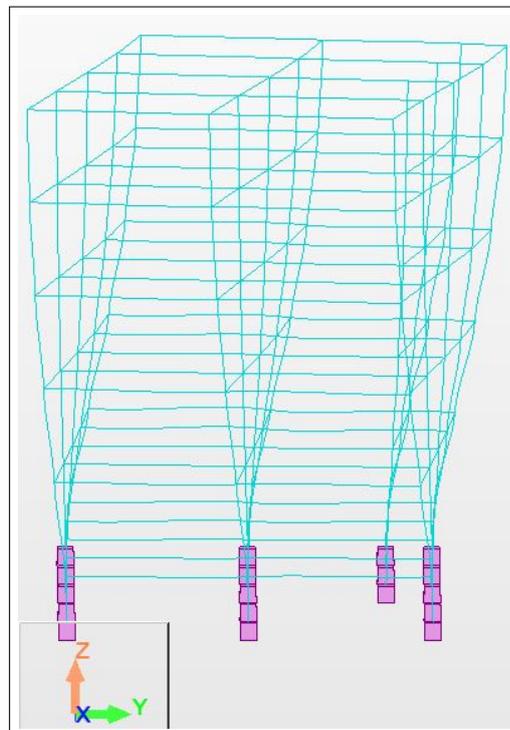
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 21 – Modo 2 caso 1



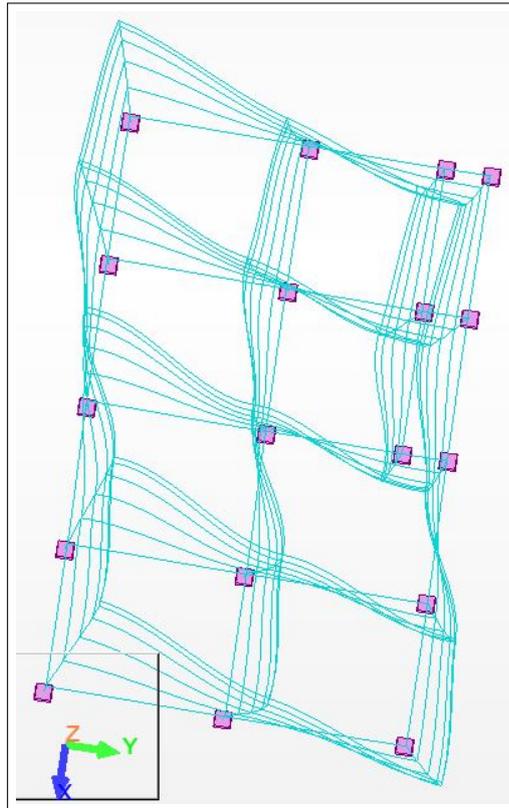
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 22 – Modo 3 caso 1



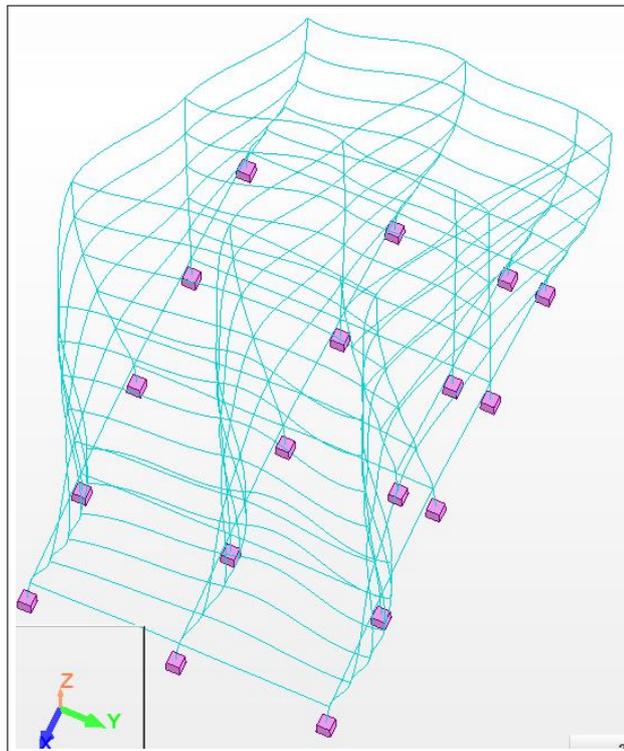
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 23 – Modo 4 caso 1



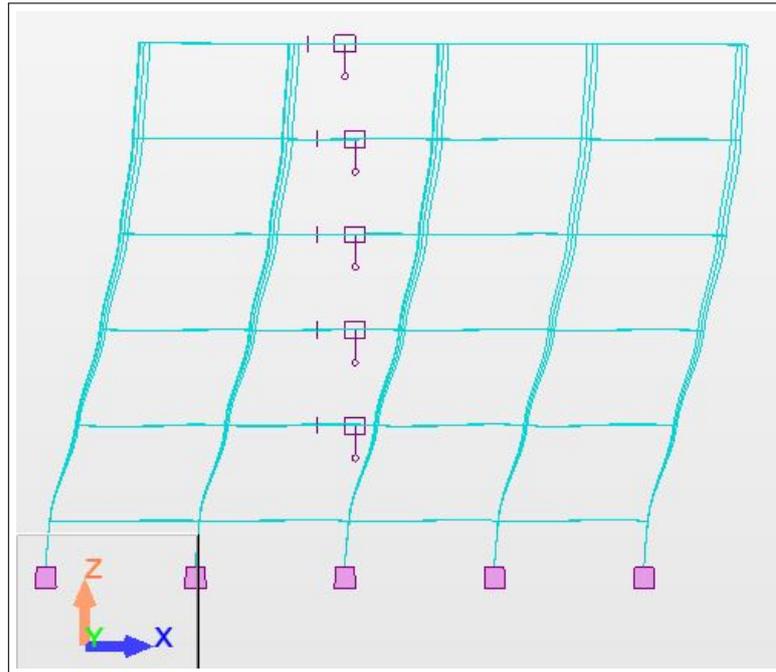
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 24 – Modo 5 caso 1



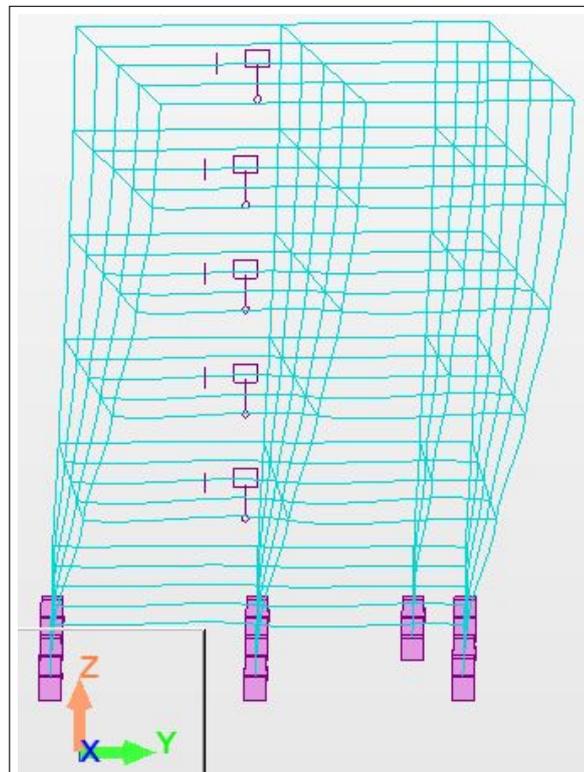
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 25 – Modo 1 caso 2



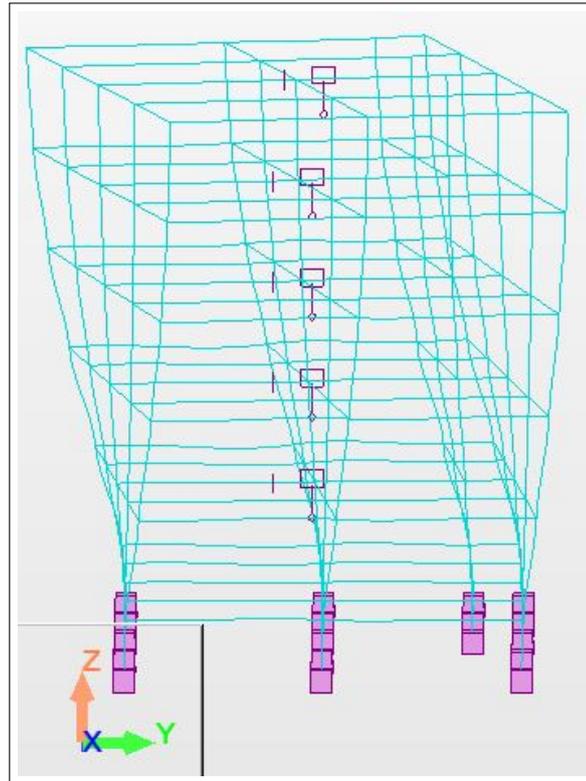
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 26 – Modo 2 caso 2



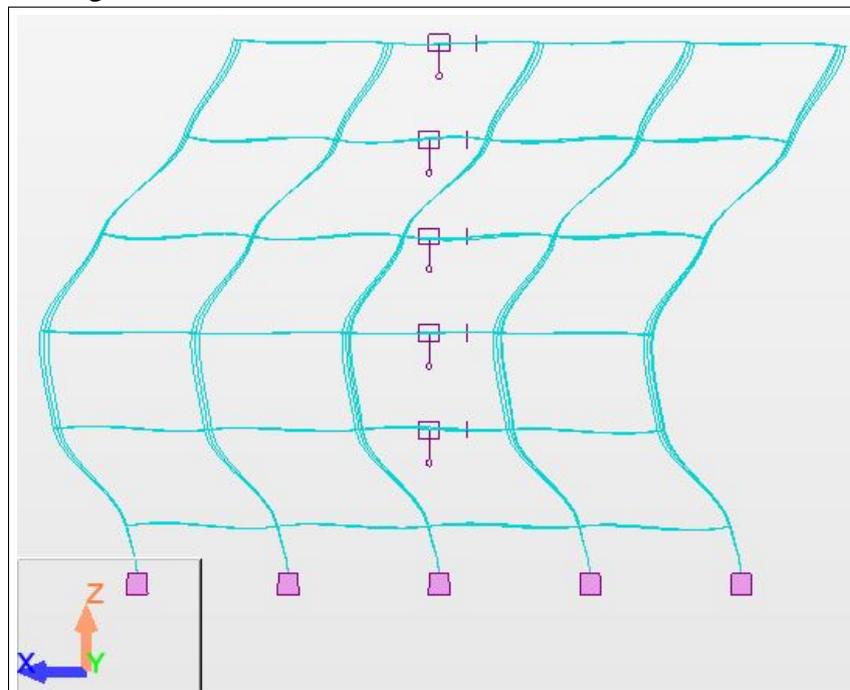
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 27 – Modo 3 caso 2



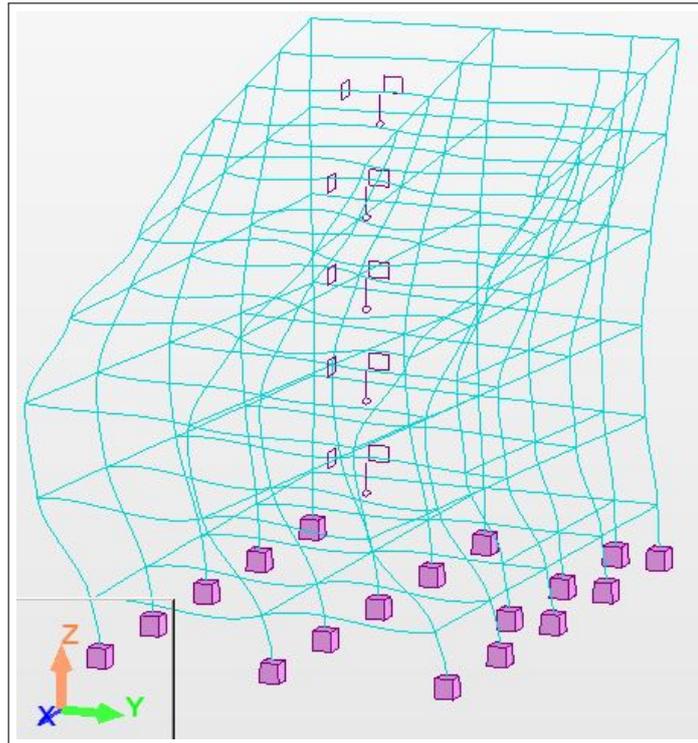
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 28 – Modo 4 caso 2



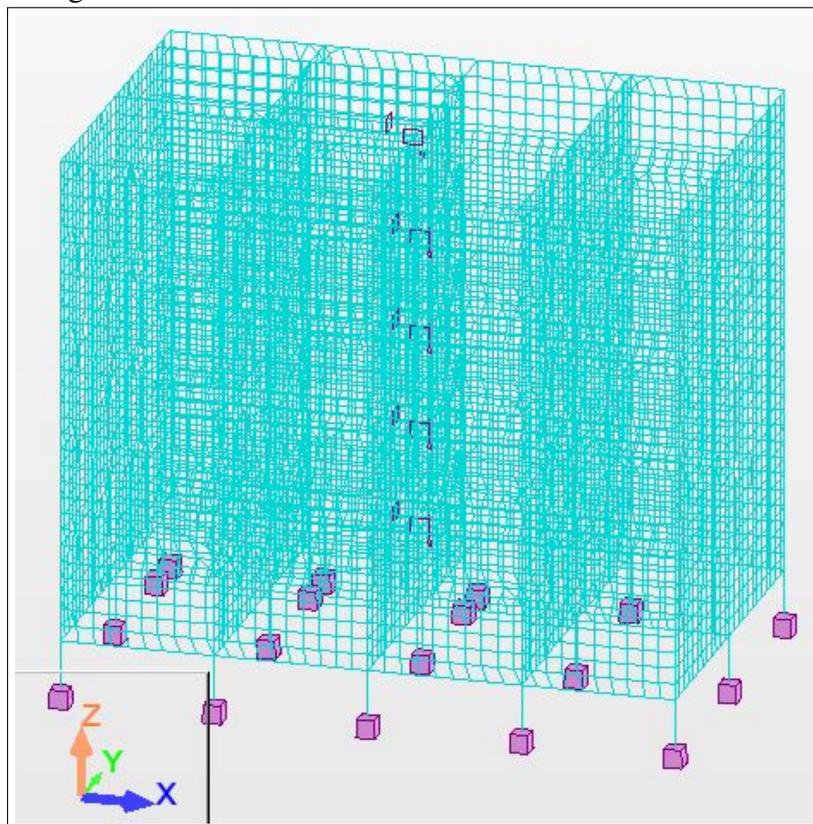
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 29 – Modo 5 caso 2



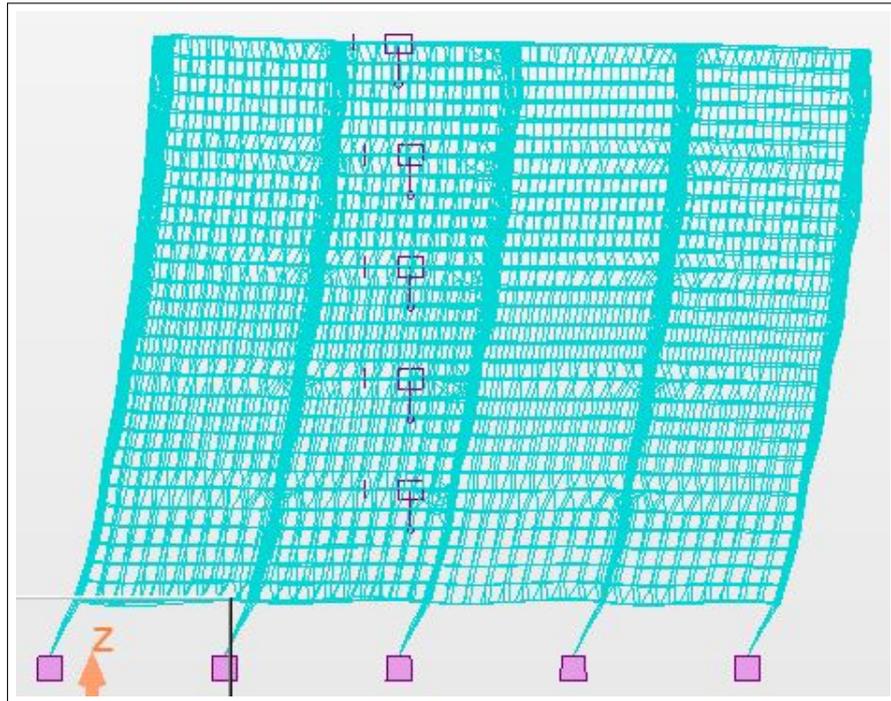
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 30 – Modo 1 caso 3



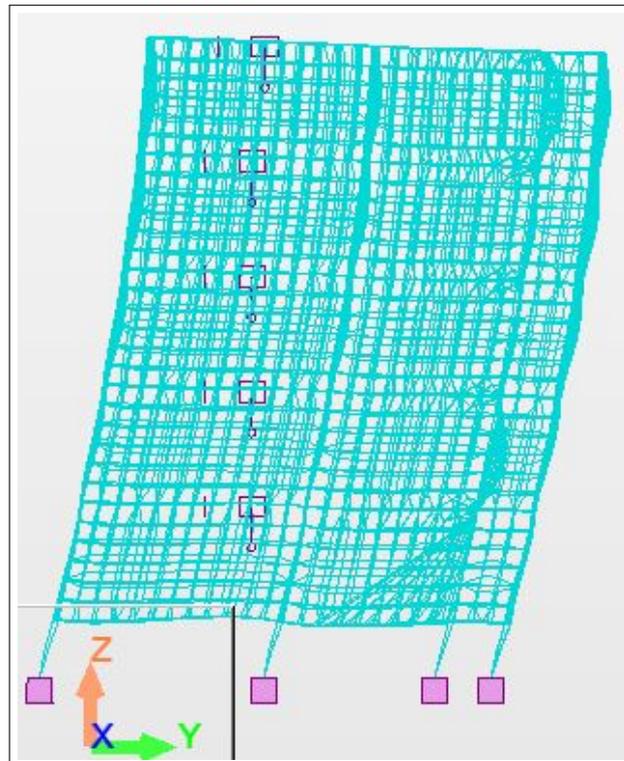
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 31 – Modo 2 caso 3



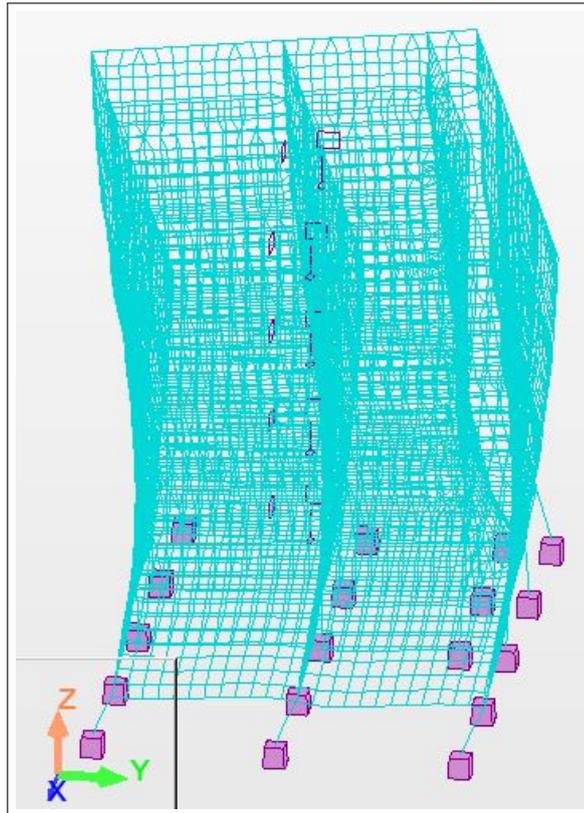
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 32 – Modo 3 caso 3



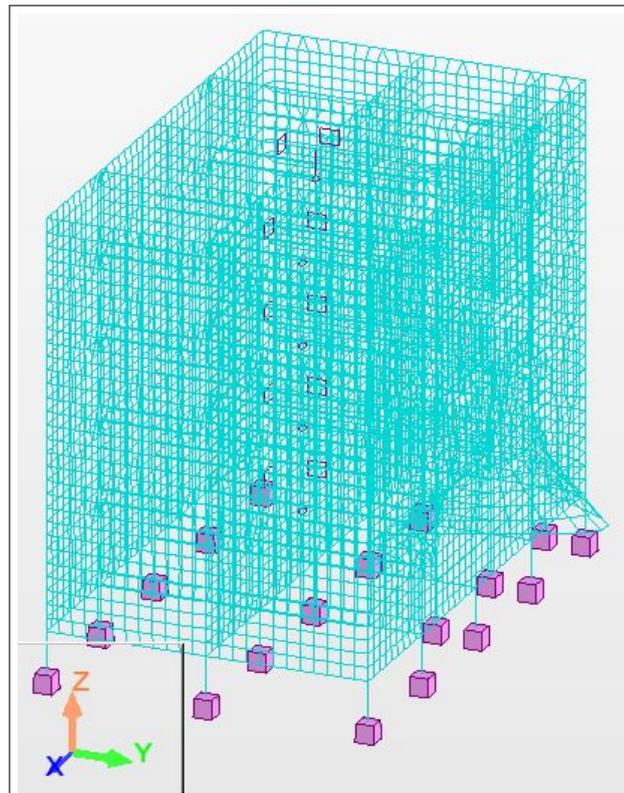
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 33 – Modo 4 caso 3



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 34 – Modo 5 caso 3



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

4.4.3 Deslocamentos

Na Tabela 10 a seguir são mostrados os maiores deslocamento para a combinação SRSS, onde UX, UY e UZ são as translações nas direções X, Y e Z (Z é o eixo vertical); de forma análoga RX, RY e RZ são as rotações em torno das direções mencionadas.

Tabela 10 – Deslocamentos máximos

Caso	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (rad)	RY (rad)	RZ (rad)
1	2,7366	28,2933	0,4812	1,5685E-03	8,5500E-05	6,8098E-04
2	4,2178	29,1669	0,4928	1,5790E-03	1,3229E-04	6,7735E-04
3	0,1279	8,4420	0,7491	6,3348E-04	5,9564E-05	7,2448E-05

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Os deslocamentos obtidos para o caso 2 são maiores que no caso 1 em média 12,84% mostrando assim a influência das frequências naturais frente a ações sísmicas e a maior capacidade de transmissão dos esforços pela laje, além da influência de sua rigidez.

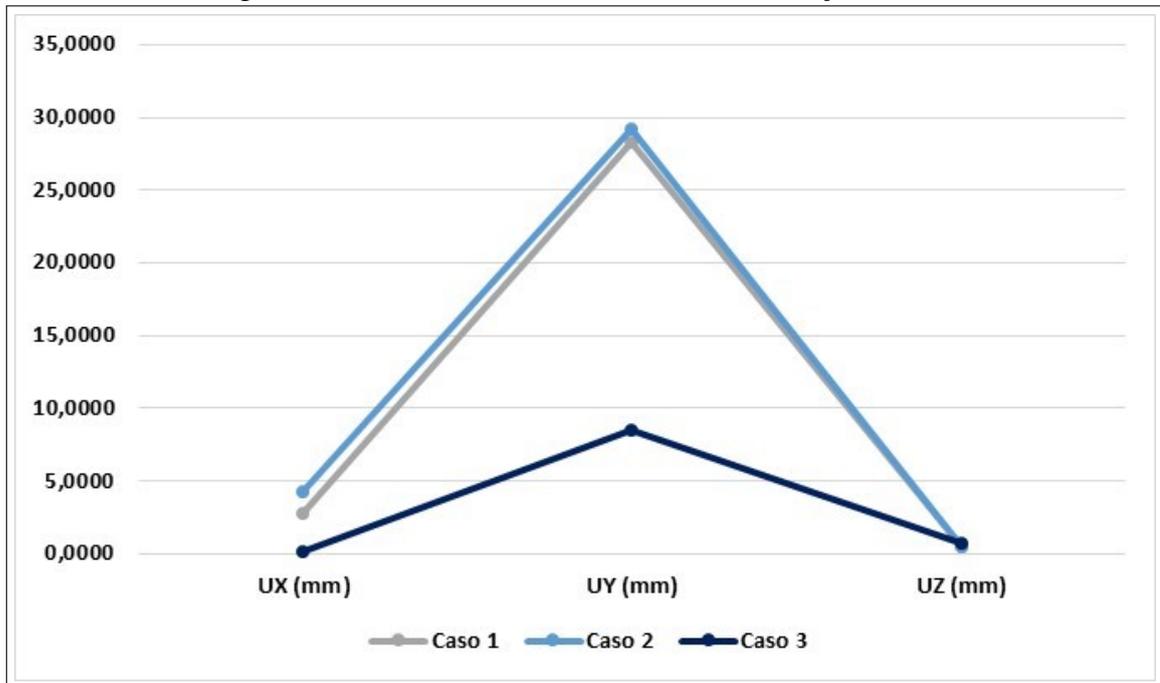
Já os deslocamentos do caso 3 (exceto UZ) são menores em média 70,70% que do caso 2, novamente observa a significativa influência da rigidez das paredes de vedação embora não sejam elementos estruturais.

Observou-se que houve uma maior contribuição do sexto modo natural para todos os deslocamentos máximos da estrutura, o que implica uma maior proximidade da frequência do sismo a sexta frequência natural.

Na Figura 35 é representada de forma gráfica os deslocamentos máximos de translação para os três casos. Percebe-se que em todos os casos os deslocamentos foram maiores na direção Y, que visivelmente é a direção de menor rigidez.

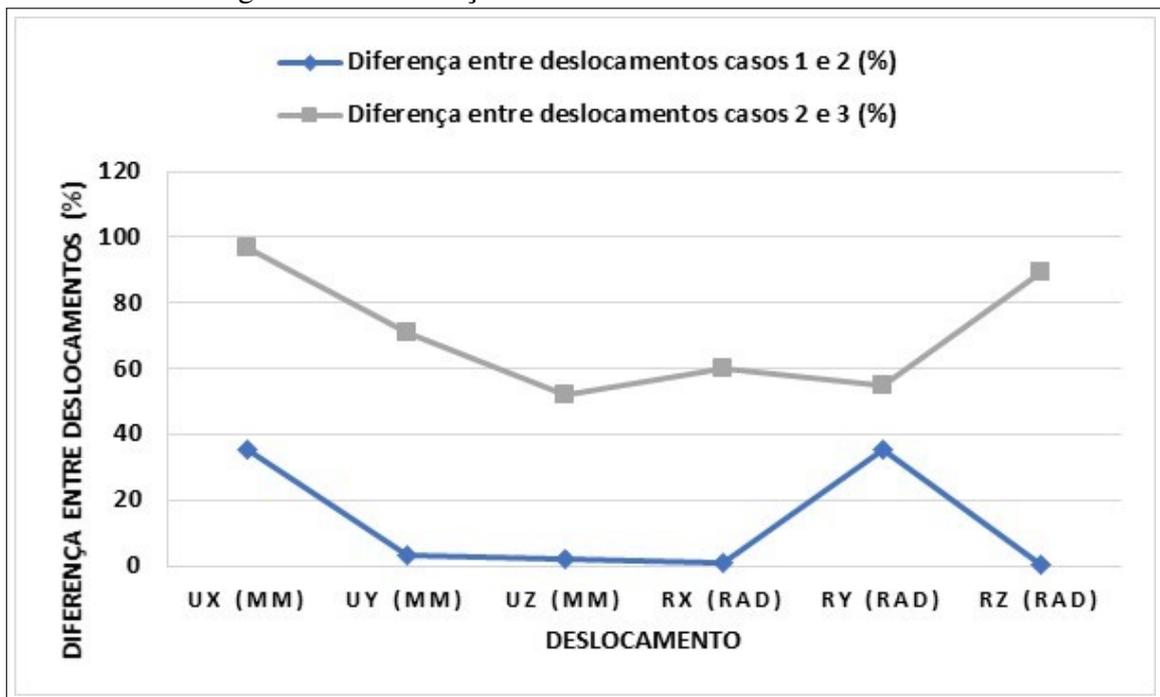
De forma mais detalhada é apresentado na Figura 36 as diferenças entre deslocamentos máximos, comparando o primeiro caso com o segundo e o segundo com o terceiro.

Figura 35 – Deslocamentos máximos de translação



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 36 – Diferença entre deslocamentos



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi destacado neste trabalho que em algumas regiões do Brasil ocorreram sismos de magnitude e efeitos não desprezíveis, logo é importante ressaltar que foi um avanço a elaboração da norma NBR 15421:2006, que deu uma base legal para os projetistas estruturais na consideração das ações sísmicas nas estruturas. Porém, esta ainda requer melhorias com base em estudos mais recentes, como por exemplo requisitos para o detalhamento das estruturas e mais informações quanto aos possíveis sistemas resistentes. O método de análise por espectro de projeto utilizado neste estudo mostrou-se de fácil aplicação, além disso é um método que leva em consideração uma série histórica de ações sísmicas; considera a influência da amplificação sísmica do solo; engloba a participação de vários modos de vibração.

Neste cenário, em que há necessidade da realização de análises que consideram sismos e a importância de elaborar modelos estruturais que consigam representar bem a estrutura real, este trabalho apresentou uma análise, realizada no software *robot*, da influência das lajes e paredes de vedação para a resposta de um pórtico espacial de concreto armado, que foi primeiramente dimensionado com auxílio do software TQS.

A análise dos resultados obtidos leva a perceber que além de ser responsável pela transmissão de grande parte das ações sísmicas, as lajes têm grande influência nas frequências naturais de vibração e nos deslocamentos devido a sua rigidez, o que era esperado devido sua natureza estrutural. Quanto as paredes, observa-se também que apresentam grande influência nas frequências e deslocamento o que implica da contribuição da rigidez destas, além de serem grandes fontes de massa. As paredes de vedação mostraram-se um importante mecanismo de amortecimento dinâmico, onde no caso de estudo contribuíram de forma significativa na resposta final com o aumento das frequências naturais e diminuição dos deslocamentos.

Logo, os resultados apresentados aqui apontam que modelos de cálculo que não consideram lajes e paredes tendem a apresentar maiores deslocamentos e menores frequências naturais. Isso pode implicar em projetos mais conservadores e/ou valores de frequências naturais inadequados a verificação da segurança da estrutura. Desta forma aconselha-se que o modelo de análise dinâmica inclua a rigidez e massa do pórtico, lajes e paredes, além das massas significantes que se espera estar presentes na estrutura durante sua vida útil.

Outro fator importante observado, tanto de fatos históricos como da análise modal, é que há tendência de colapso das alvenarias para fora do plano, colocando em risco vidas. Logo para garantir que estas exerçam influência de forma positiva na análise sísmica, como

apresentado, e sejam reduzidos os riscos a vida humana, é necessária a adoção de medidas de fixação destas a estrutura, como por exemplo a adoção do uso de telas nos revestimentos de pelo menos um lado da parede, descrito por (PEREIRA, 2013); fixação da alvenaria nos pilares a cada duas fiadas com telas ou barras de aço que adentram aos pilares e a alvenaria, como apresentado por (LOURENÇO *et al.*, 2011).

5.1 Propostas de trabalhos futuros

Aqui foram traçadas considerações referente a importância da adoção de modelos mais verossímeis a realidade. Sugere-se como trabalhos futuros, a realização destas comparações com variação de outros parâmetros que influem para a resposta final, como a adoção dos três modelos sob diferentes tipos de solo; interação solo estrutura; variação do número de pavimentos; outros sistemas sismo resistentes como pilares parede e também sistemas mistos; análise dinâmica com acelerogramas de sismos reais.

5.2 Trabalhos realizados com esta temática

A linha de estudo abordada aqui resultou de outros dois trabalhos já elaborados pelo autor: (MOTA; MELO, 2019) e (MOTA; MELO, 2020). Sendo o primeiro deles o artigo apresentado no XL Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), trabalho que esteve entre os 10 indicados ao prêmio Agustín Ferrante; o segundo trata-se do artigo submetido a Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural, que encontra-se em fase de avaliação na data de entrega deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos a base da Tecnologia CAE**. [S.l.]: Saraiva Educação SA, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- AUTODESK. **Theoretical basis of methods used during structure dynamic analysis**. 2020. Disponível em: <<https://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2019/ENU/?guid=GUID-CBD64D76-847E-4CFC-A366-674F04CCC4D5>>. Acesso em: 23 out. 2020.
- AZEVEDO, Á. F. Método dos elementos finitos. 2011.
- CARVALHO, R. C. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014**. São Paulo: EdUFSCar, 2016.
- CRUZ, F. N. da; BORBA, G. L.; ABREU, L. R. D. de. **A Terra – litosfera e hidrosfera**. Rio Grande do Norte: EDUFRN, 2005.
- DIAS, A. G.; FREITAS, C.; GUEDES, F.; BASTOS, C. Estrutura interna da terra. **Revista de Ciência Elementar**, v. 1, n. 1, p. 16, 2013.
- DIÁRIO DO NORDESTE. **Ceará registra 12 mil tremores de terra em dez anos**. 2020. Disponível em: <<https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/regiao/ceara-registra-12-mil-tremores-de-terra-em-dez-anos-1.2243619>>. Acesso em: 23 out. 2020.
- FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **Um primeiro curso em elementos finitos**. [S.l.]: Grupo Gen-LTC, 2009.
- GLOBAL SEISMIC HAZARD ASSESSMENT PROGRAM. **Global map**. 2002. Disponível em: <<http://static.seismo.ethz.ch/GSHAP/global/>>. Acesso em: 23 out. 2020.
- HUIZAR, H. G. La olimpiada xxiv de ciencias de la tierra: Los grandes terremotos en México. **GEOS**, v. 39, n. 1, 2019.
- KÜSTER, L. D.; SARTORTI, A. L. Análise dinâmica de estruturas de concreto: Avaliação de três sistemas construtivos de lajes dynamic analysis of concrete structures: Evaluation of three slab building systems. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 18, p. 13–22, 2011.
- LOURENÇO, P. B.; PEREIRA, M. F. P.; LEITE, J. C.; COSTA, A. C. Comportamento das paredes não estruturais a ações sísmicas. Universidade do Minho, 2011.

MARTINS, C. A. P.; MORILLA, J. C.; MARQUES, P. V.; DELIJAICOV, S. Alívio de tensões por vibrações subressonantes: análise e parametrização. **REVISTA MATÉRIA**, v. 23, 2018.

MENDES, M. V. **Análise sísmica de edifícios com interação solo-estrutura e atenuadores de coluna líquida pressurizada**. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2018.

MOTA, W. L.; MELO, C. D. R. Contribuição de lajes e paredes de vedação na resistência de um pórtico espacial de concreto armado frente a sismos na cidade de fortaleza. **Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2019.

MOTA, W. L.; MELO, C. D. R. Contribuição de lajes e paredes de vedação na resistência de um pórtico espacial de concreto armado frente a sismos na cidade de fortaleza. **Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural**, 2020.

NOBREGA P., G. B.; NOBREGA S., H. S. Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas. **HOLOS**, v. 4, p. 162–175, 2016.

NOBREGA, P. G. B. da; SOUZA, B. R. S.; CARDOSO, M. L. Sobre os mapas de perigo sísmico para o projeto de estruturas. 2019.

PAIVA NETO, J. B. d.; NÓBREGA, P. G. B. d.; NÓBREGA, S. H. S. d. Avaliação da resposta sísmica de edifícios de concreto na região nordeste segundo métodos da nbr 15421. In: **58º Congresso Brasileiro do Concreto–IBRACON. Belo Horizonte, IBRACON**. [S.l.: s.n.], 2016.

PARISENTI, R. **ESTUDO DE ANÁLISE DINÂMICA E MÉTODOS DA NBR 15421 PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A SISMOS**. 219 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA, 2011.

PENA, L. A. P. **ANÁLISE DOS EFEITOS PROVOCADOS POR ABALOS SÍSMICOS EM ESTRUTURAS IRREGULARES**. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2012.

PEREIRA, M. F. P. Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção dos sismos. 2013.

PESQUISA FAPESP. **A frágil crosta do Nordeste**. 2011. Disponível em: <<https://revistapesquisa.fapesp.br/a-fr%C3%A1gil-crosta-do-nordeste/>>. Acesso em: 23 out. 2020.

PRESS, F.; GROTZINGER, J.; SIEVER, R.; JORDAN, T. H. **Para Entender A Terra**. São Paulo: Bookman LTDA, 2006.

PREVE, W. S.; D’ESPINDULA, G. P. C.; VALDATI, J. Abalos sísmicos moderados no brasil: um levantamento dos eventos registrados nos séculos xx e xxi e a difusão de medidas preventivas. **Os Desafios da Geografia Física na Fronteira do Conhecimento**, v. 1, p. 3928–3940, 2017.

REDE SISMOGRAFICA BRASILEIRA. **boletim sísmico brasileiro**. 2020. Disponível em: <<http://rsbr.gov.br/pevjs/evlist.html#brasil>>. Acesso em: 23 out. 2020.

RODRIGUES, R. A.; MAZZILLI, C. E. N.; BITTENCOURT, T. N. Análise comparativa das considerações normativas para dimensionamento e detalhamento sísmico de estruturas de concreto armado. **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**, p. 1220–1247, 2019.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2014.

SORIANO, H. L.; LIMA, S. de S. **Análise de Estruturas Método das Forças e Método dos Deslocamentos**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda, 2006.

SOUZA, V. C. M. de. **PATOLOGIA, RECUPERAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO**. São Paulo: Pini LTDA, 2009.

THOMAZ, E.; FILHO, C. V. M.; CLETO, F. d. R.; CARDOSO, F. F. Código de práticas nº 01: alvenaria de vedação em blocos cerâmicos. **São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo**, 2009.

TORII, A. J. Análise dinâmica de estruturas com o método dos elementos finitos generalizado. 2012.

VAZ, L. E. **MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS EM ANÁLISE DE ESTRUTURAS**. Rio de Janeiro: Elsevier Editora Ltda, 2011.

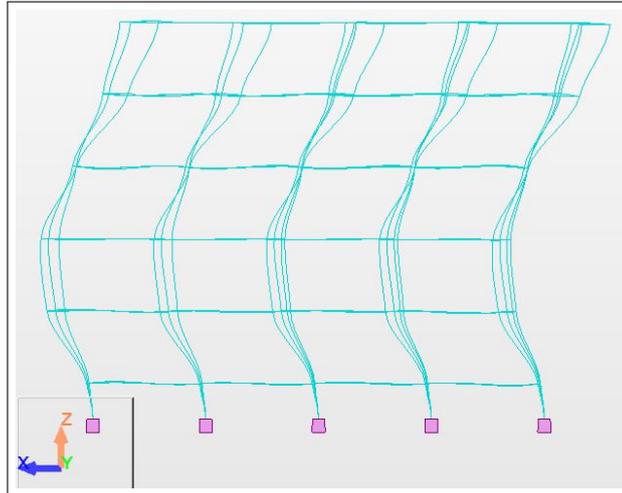
WINCANDER, R.; MONROE, J. S. **FUNDAMENTOS DE geologia Tradução: Harue Ohara Avritcher**. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

ZIENKIEWICZ, O. C. **El método de los elementos finitos**. [S.l.]: Reverté, 2010.

APÊNDICE A – MODOS NATURAIS

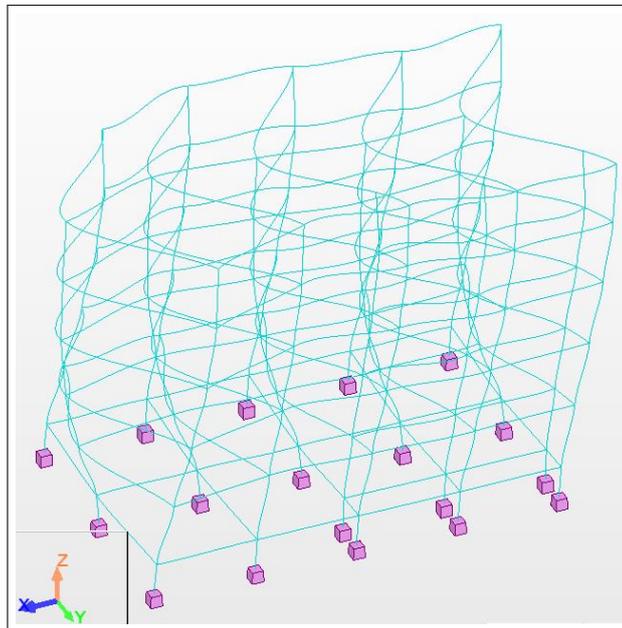
Neste apêndice estão inseridos do sexto ao décimo modo natural dos três casos de modelo estrutural.

Figura 37 – Modo 6 caso 1



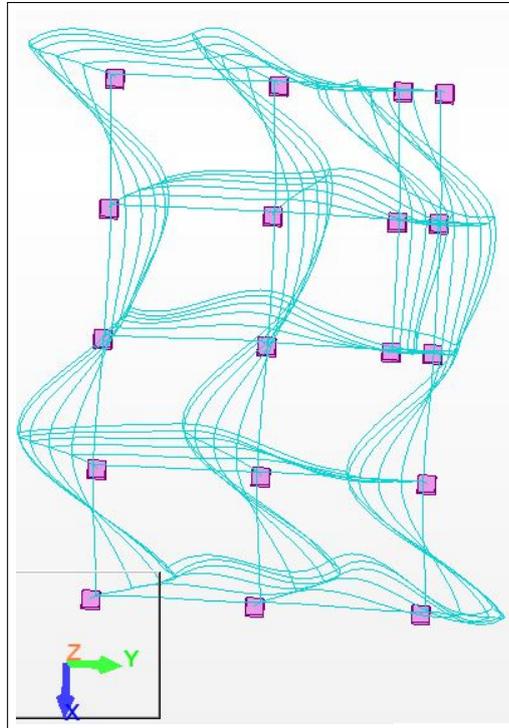
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 38 – Modo 7 caso 1



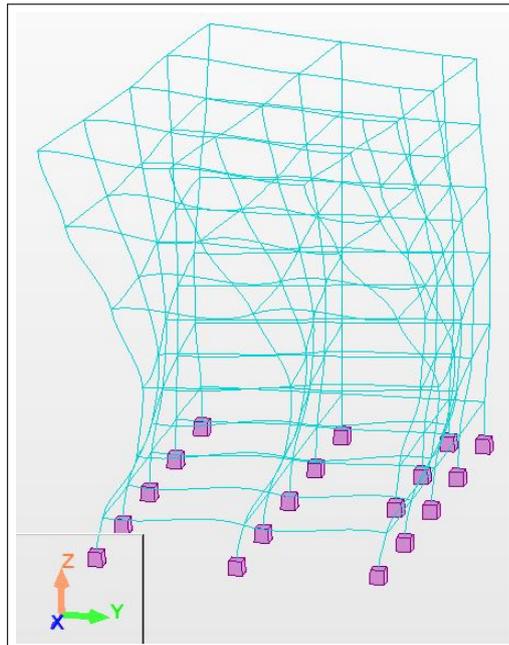
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 39 – Modo 8 caso 1



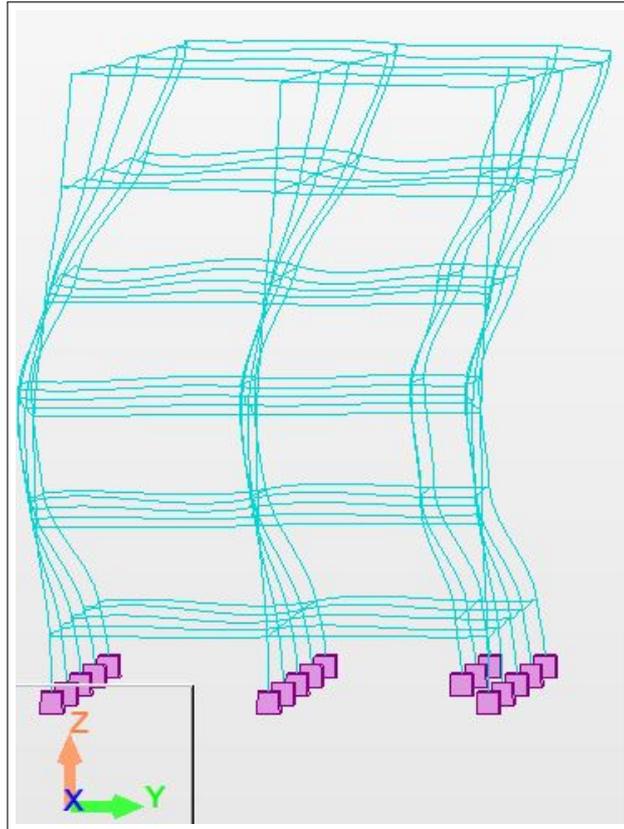
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 40 – Modo 9 caso 1



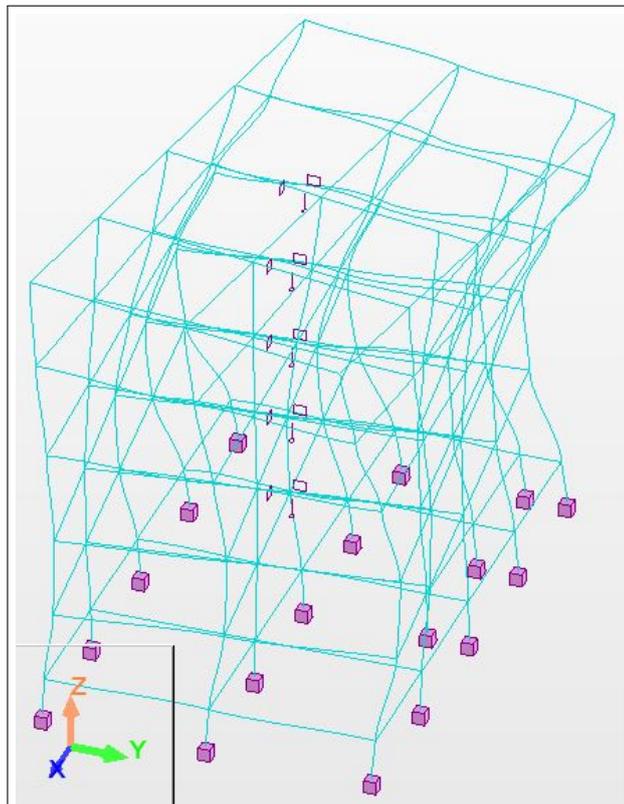
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 41 – Modo 10 caso 1



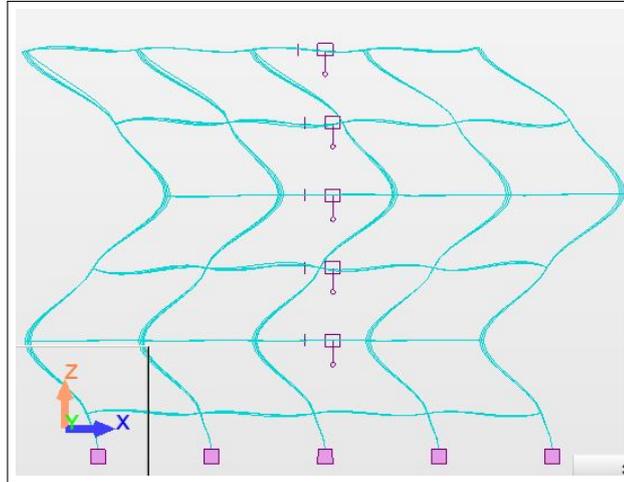
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 42 – Modo 6 caso 2



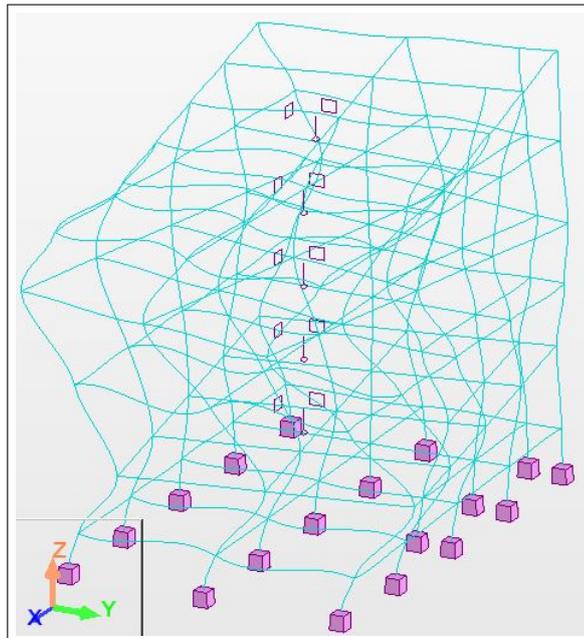
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 43 – Modo 7 caso 2



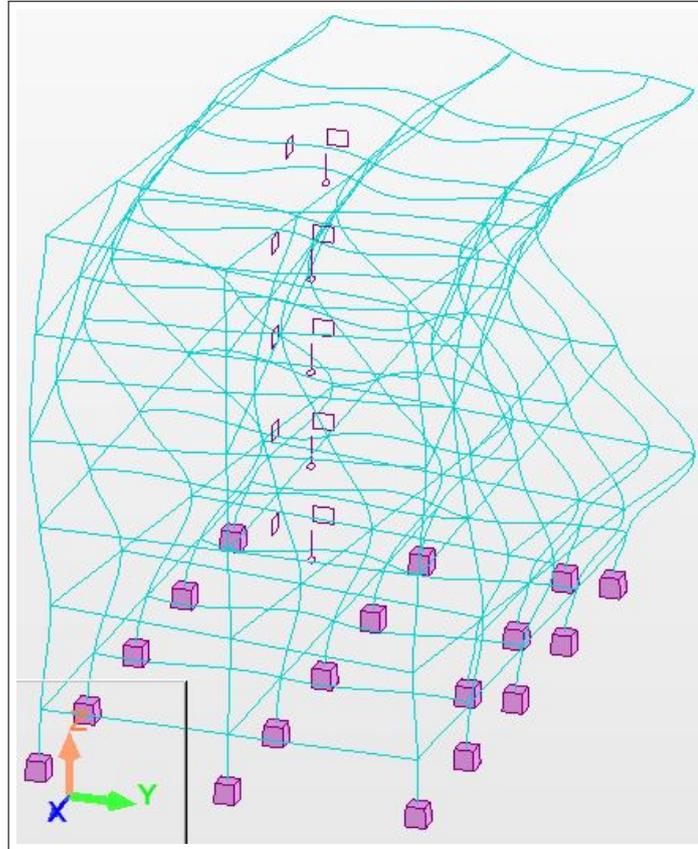
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 44 – Modo 8 caso 2



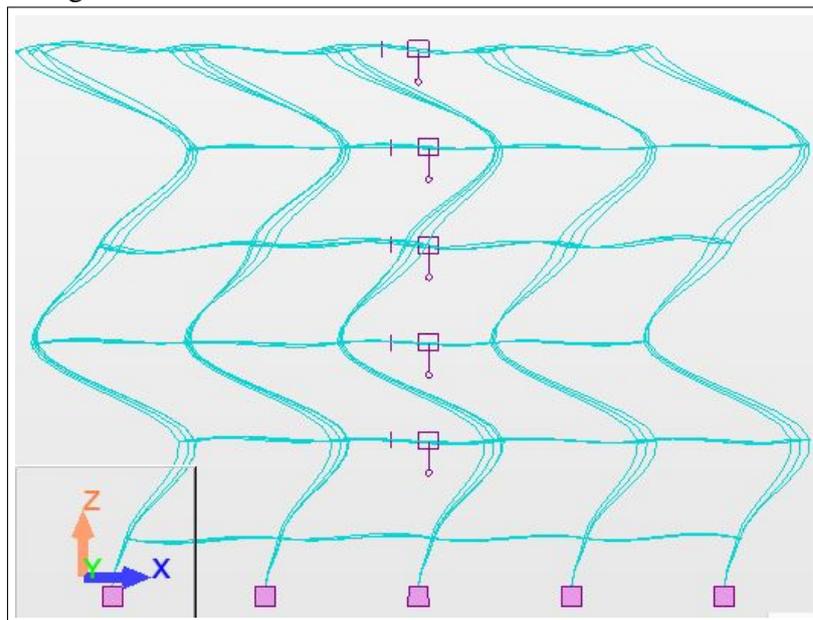
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 45 – Modo 9 caso 2



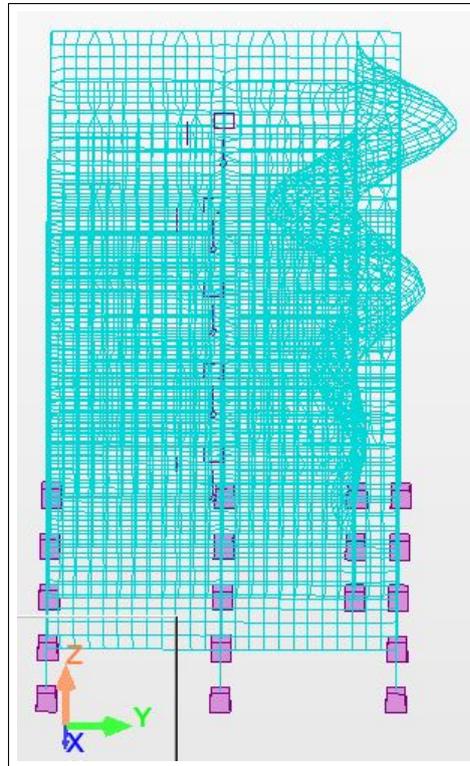
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 46 – Modo 10 caso 2



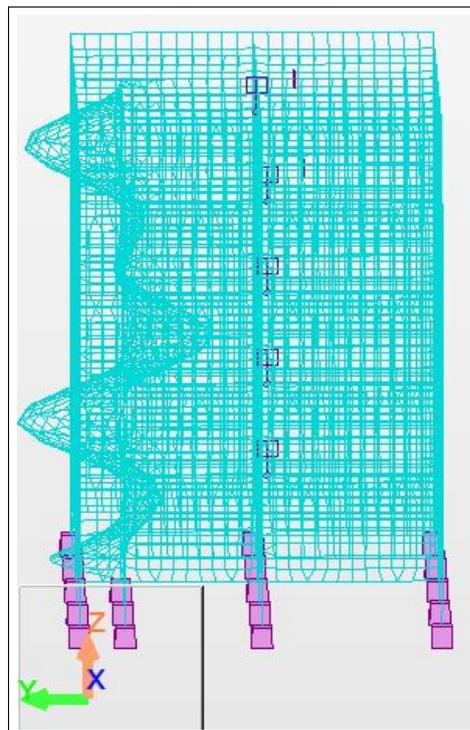
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 47 – Modo 6 caso 3



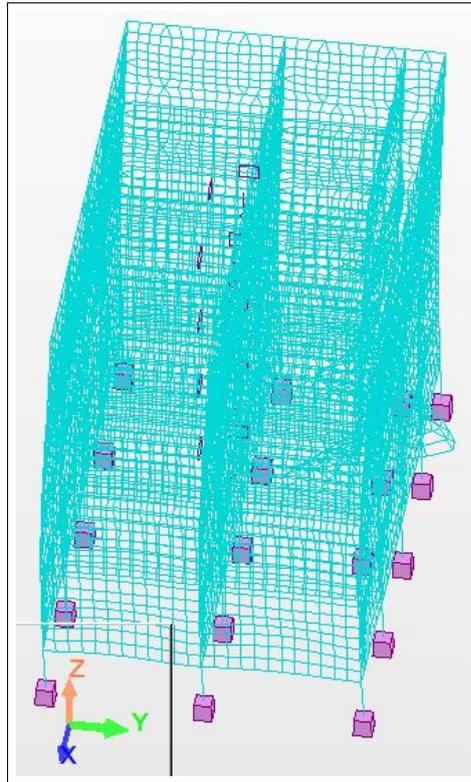
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 48 – Modo 7 caso 3



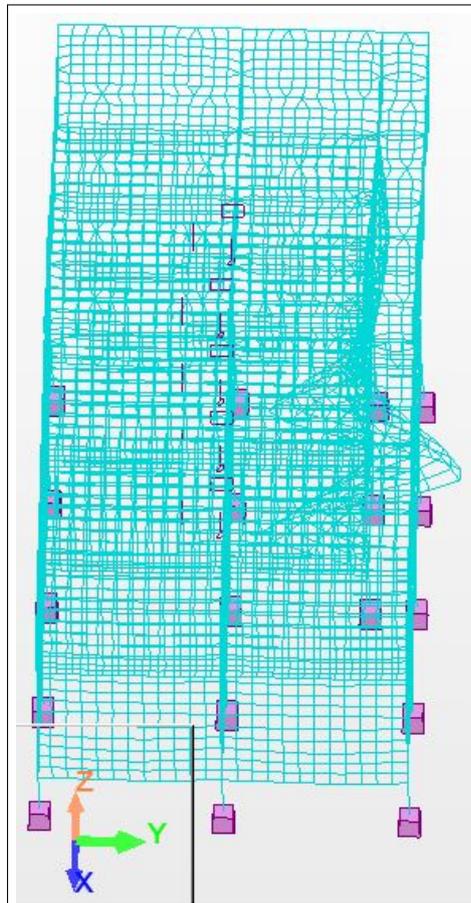
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 49 – Modo 8 caso 3



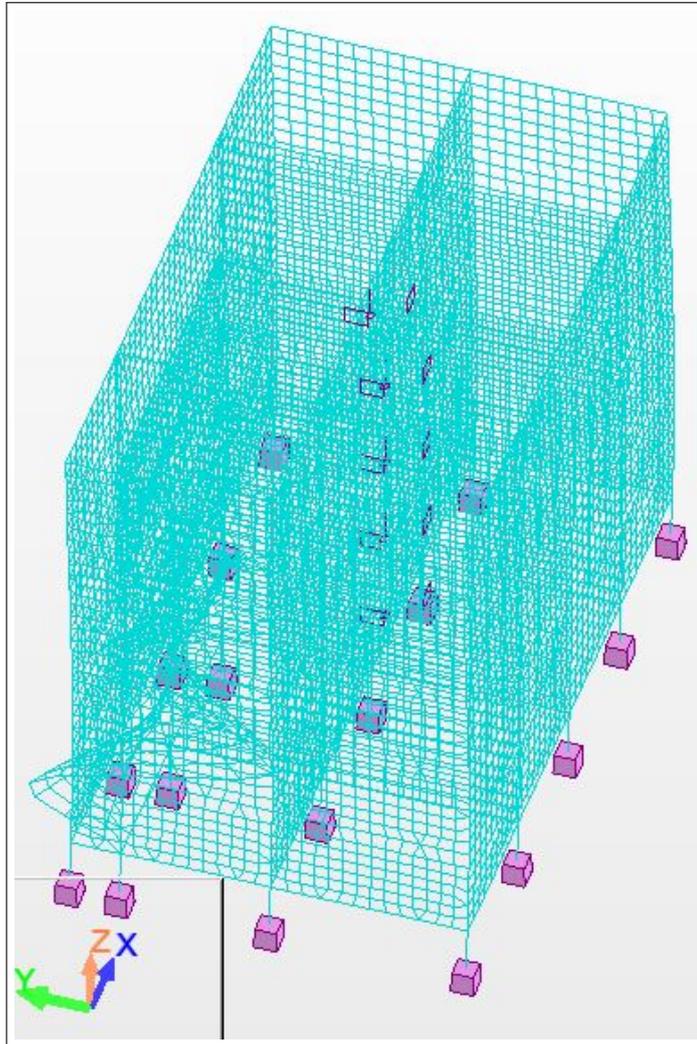
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 50 – Modo 9 caso 3



Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Figura 51 – Modo 10 caso 3



Fonte: elaborado pelo autor (2021).