

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**OTIMIZAÇÃO DO POSICIONAMENTO DA
ALVENARIA ESTRUTURAL DE VEDAÇÃO
PARA MINIMIZAÇÃO DE DESLOCAMENTOS
LATERAIS EM EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A
EXCITAÇÕES SÍSMICAS.**

Daniel Barbosa Mapurunga Matos

Porto Alegre
2021

DANIEL BARBOSA MAPURUNGA MATOS

**OTIMIZAÇÃO DO POSICIONAMENTO DA ALVENARIA
ESTRUTURAL DE VEDAÇÃO PARA MINIMIZAÇÃO DE
DESLOCAMENTOS LATERAIS EM EDIFÍCIOS SUBMETIDOS
A EXCITAÇÕES SÍSMICAS.**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do
Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2021

CIP - Catalogação na Publicação

Matos, Daniel Barbosa Mapurunga
Otimização do posicionamento da alvenaria estrutural
de vedação para minimização de deslocamentos laterais
em edifícios submetidos a excitações sísmicas, /
Daniel Barbosa Mapurunga Matos. -- 2021.
106 f.
Orientadora: Letícia Fleck Fadel Miguel.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2021.

1. Otimização estrutural. 2. alvenaria de vedação.
3. particle swarm optimization. 4. story drift. I.
Miguel, Letícia Fleck Fadel, orient. II. Título.

DANIEL BARBOSA MAPURUNGA MATOS

**OTIMIZAÇÃO DO POSICIONAMENTO DA ALVENARIA
ESTRUTURAL DE VEDAÇÃO PARA MINIMIZAÇÃO DE
DESLOCAMENTOS LATERAIS EM EDIFÍCIOS
SUBMETIDOS A EXCITAÇÕES SÍSMICAS.**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de Novembro de 2021

Profa. Letícia Fleck Fadel Miguel
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

**Prof. Inácio Benvegno
Morsch (PPGEC/UFRGS)**
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

**Prof. Ruy Carlos Ramos de
Menezes (PPGEC/UFRGS)**
Dr.techn. pela Universität Innsbruck,
Austria

Prof. Jean Marie Désir (DECIV/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de
Janeiro

**Prof. Mauro de Vasconcellos
Real (FURG)**
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Este trabalho é dedicado aos meus pais, por todo o apoio e incentivo para a realização dos meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Fernando e Juliana, por sempre terem acreditado em mim e me dado todo o suporte necessário para a realização dos meus sonhos.

Aos meus avós, Antônio e Marlene, pelo apoio, carinho e demonstração do significado de família.

À minha namorada, Mariana, por sempre estar presente e me apoiado nas situações difíceis, por ter me aguentado nos meus dias ruins e por sempre ter sido minha guia para os momentos de felicidade.

Ao meu grande amigo, Lívio, pela companhia, pelas risadas e pelo apoio.

Ao meu amigo e sócio, Eduardo, pela amizade, pelas conversas e por toda a ajuda durante a realização da minha pesquisa.

Aos meus amigos, Carol e Adriano, por terem tornado esse período longe de casa mais simples, repleto de sorrisos e boas memórias.

Aos meus irmãos de Fortaleza, Felipe, Iago e Lucas, por mostrarem que distância não é empecilho quando se tem amigos de verdade.

À minha orientadora, Profa. Letícia, pelo apoio, pela orientação, pelas contribuições e por ter aceito me orientar neste novo desafio.

Ao Professor Marcelo Rocha, por todo o conhecimento compartilhado na área de dinâmica das estruturas e teoria das vibrações.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela estrutura fornecida e pelos excelentes professores e à CAPES pelo auxílio financeiro.

A simplicidade é o último grau de sofisticação.

Leonardo Da Vinci

RESUMO

MATOS, D. B. M. **Otimização do posicionamento da alvenaria estrutural de vedação para minimização de deslocamentos laterais em edifícios submetidos a excitações sísmicas.** 2021. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O carregamento sísmico, quando considerado em projeto, é responsável por grandes deslocamentos laterais, fato que aumenta os efeitos de segunda ordem devido à excentricidade das cargas verticais e prejudica a estabilidade da estrutura. Existem diversas possibilidades para minimizar os efeitos ocasionados pelos carregamentos sísmicos. Uma delas consiste na consideração da rigidez das alvenarias de vedação, modeladas como barras birrotuladas, que atuam como uma diagonal equivalente dentro de um pórtico 2D. A modelagem dessa diagonal equivalente é estudada por diversos autores, sendo que a largura equivalente desta diagonal varia, dependendo do autor, em até 200%. Nesse contexto, a presente pesquisa tem como objetivo a minimização do deslocamento relativo entre pavimentos (*story drifts*) de edifícios submetidos a carregamentos sísmicos, analisados no domínio do tempo e pelo método do espectro de resposta, a partir da utilização de pavimentos de controle, que consistem em andares do edifício em que a alvenaria possui função estrutural. Para a definição do andar do pavimento de controle, realiza-se um processo de otimização estrutural pelo *Particle Swarm Optimization (PSO)*, que consiste num algoritmo meta-heurístico que simula a busca por comida de um enxame de pássaros. Obtém-se, por meio das análises, uma redução de até 80% do deslocamentos máximo da estrutura e de até 88% de redução do *story drift*. As análises realizadas no domínio do tempo e pelo espectro de resposta possuem valores quase coincidentes, sendo a diferença percentual máxima entre os métodos, considerando os *story drifts*, é de 3%. Os pavimentos de controle definidos pelo método *PSO* se encontram nos primeiros andares dos edifícios, o que se justifica, visto que os maiores *story drifts* se apresentam nessas regiões. Por fim, conclui-se que a consideração da alvenaria de vedação como composição da estrutura é uma alternativa viável e econômica, caso executada com o controle de qualidade exigido pelos códigos normativos.

Palavras-chave: *otimização estrutural, alvenaria de vedação, particle swarm optimization, story drift.*

ABSTRACT

MATOS, D. B. M. **Optimizing the positioning of structural masonry for minimizing lateral displacements in buildings subjected to seismic excitations.**. 2021. 106 p. Dissertation (Master in Engineering) – Graduate Program in Civil Engineering , Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Seismic loads, when considered in structural design, are responsible for large lateral displacements presented by the structure, which increases the second order effects due to the eccentricity of vertical loads and impairing its stability. There are several possibilities to minimize the effects caused by seismic loads, in this work, it is used the consideration of the masonry infill stiffness, modeled as truss bars, which act as a diagonal equivalent within a 2D frame. The modeling of this equivalent diagonal is studied by several authors, and the equivalent width of this diagonal varies, depending on the author, by up to 200%. Therefore, this work aims to minimize the *story drifts* of buildings subjected to seismic loads, analyzed in the time domain and by the response spectrum method, from the use of control floors, which consist of floors of the building in which the masonry has a structural function. To define the control floor, a structural optimization process is performed by the *Particle Swarm Optimization (PSO)* method, which consists of a meta-heuristic algorithm that simulates the search for food by a swarm of birds. Through the analyses, a reduction of up to 80% of the maximum displacement of the structure and a reduction of up to 88% of the *story drift* is obtained. The analyses performed in the time domain and by the response spectrum have almost coincident values, and the maximum percentage difference between the methods, considering the *story drifts*, is 3%. The control floors defined by the *PSO* method are the lowest floors of the buildings, which is justified, since the largest *story drifts* are presented in these regions. Finally, it is concluded that the consideration of masonry as a composition of the structure is a viable and economical alternative, if constructed with the quality control required by the normative codes.

Keywords: *structural optimization, masonry, particle swarm optimization, story drift.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo de barra equivalente. NBR 16868-1:2020 (ABNT, 2020)	26
Figura 2.2 – Modelo de barra equivalente. Adaptada de Clough e Penzien (1995)	27
Figura 2.3 – Espectro de resposta em deslocamento do <i>El Centro</i> . (SORIANO, 2014)	28
Figura 2.4 – Espectro de pseudoacelerações <i>El Centro</i> . (SORIANO, 2014)	29
Figura 2.5 – Espectro de pseudoacelerações da NBR 15421. (ABNT, 2006)	29
Figura 3.1 – (a) Aproximação da força residual a cada passo temporal. (b) Diminuição da função resíduo a cada passo temporal. (CHOPRA, 2011)	40
Figura 3.2 – Fluxograma do método de Newmark não-linear	41
Figura 3.3 – Fluxograma do PSO	45
Figura 4.1 – Modelo da Estrutura #EST 1	48
Figura 4.2 – Modelo da Estrutura #EST 2	49
Figura 4.3 – (a) Modelo constitutivo da alvenaria e (b) representação da alvenaria dentro do pórtico 2d.	52
Figura 4.4 – Espectro de potência pelo método de Kanai e Tajimi	53
Figura 4.5 – Sinal temporal artificial	54
Figura 4.6 – Sinal temporal artificial não-estacionário	54
Figura 4.7 – (a) Sinal do Sismo#3;(b) Sinal do Sismo#4;(c) Sinal do Sismo#5 e (d) Sinal do Sismo#6	56
Figura 4.8 – (a) Periodograma do Sismo#3;(b) Periodograma do Sismo#4;(c) Periodograma do Sismo#5 e (d) Periodograma do Sismo#6	57
Figura 5.1 – Estrutura utilizada para validação da modelagem matemática da estrutura	61
Figura 5.2 – Resultados da análise modal feita pelo <i>Software Autodesk Robot Structural Analysis 2019</i>	62
Figura 5.3 – Resultados da análise modal feita pelo módulo <i>Wall</i>	62

Figura 5.4 – Periodograma do sinal temporal artificial	63
Figura 5.5 – Modelo constitutivo do exemplo de validação do algoritmo de Newmark não-linear (CHOPRA, 2011)	64
Figura 5.6 – Carregamento externo aplicado ao sistema com 1GDL	64
Figura 5.7 – Modelo utilizado para a resolução da validação de MGD.	66
Figura 5.8 – Modelo constitutivo do modelo de validação para MGD.	66
Figura 5.9 – Carregamento externo aplicado ao modelo de MGD.(Chopra (2011))	68
Figura 5.10 – (a) pórtico com uma barra de alvenaria e (b) Pórtico com duas barras de alvenaria,	70
Figura 5.11 – Comparação entre os pórticos analisados	70
Figura 5.12 – (a) Alternância entre barras comprimidas no primeiro modelo, (b) Alternância de tração e compressão nas barras de modelos lineares	71
Figura 5.13 – Comparação entre o pórtico com duas barras não-lineares e o pórtico com uma barra linear	72
Figura 5.14 – Modelo de dois graus de liberdade submetido a um carregamento harmônico (Miguel (2006))	73
Figura 5.15 – Deslocamento do primeiro grau de liberdade em função do tempo pelo método analítico	74
Figura 5.16 – Comparação entre a resolução analítica e o método de Newmark	74
Figura 5.17 – Comparação entre a resolução analítica e o método de Duhamel	75
Figura 6.1 – Plotagem da estrutura #EST 1 pelo módulo <i>Wall</i>	77
Figura 6.2 – Frequências naturais e modos de vibração da estrutura #EST 1	78
Figura 6.3 – Plotagem da estrutura #EST 2 pelo módulo <i>Wall</i>	79
Figura 6.4 – Frequências naturais e modos de vibração da estrutura #EST 2	80
Figura 6.5 – Função de envoltória aplicada aos sinais artificiais	81
Figura 6.6 – Sinal temporal do Sismo#1	82

Figura 6.7 – Periodograma do Sismo#1	82
Figura 6.8 – Sinal temporal do Sismo#2	83
Figura 6.9 – Periodograma do Sismo#2	83
Figura 6.10 – Convergência do processo de otimização para a estrutura Est#1 no domínio do tempo.	84
Figura 6.11 – Pavimento de controle definido para a estrutura Est#1.	85
Figura 6.12 – Comparação dos deslocamentos do último pavimento da Est#1 com e sem o pavimento de controle.	86
Figura 6.13 – Comparação dos <i>story drifts</i> da Est#1 com e sem o pavimento de controle.	87
Figura 6.14 – Convergência do processo de otimização para a estrutura Est#2 no domínio do tempo.	88
Figura 6.15 – Pavimento de controle definido para a estrutura Est#2.	88
Figura 6.16 – Comparação dos deslocamentos do último pavimento da Est#2 com e sem o pavimento de controle.	89
Figura 6.17 – Comparação dos <i>story drifts</i> da Est#2 com e sem o pavimento de controle.	90
Figura 6.18 – Comparação dos <i>story drifts</i> da Est#1 com e sem o pavimento de controle submetida aos sismos reais.	92
Figura 6.19 – Comparação dos <i>story drifts</i> da Est#2 com e sem o pavimento de controle submetida aos sismos reais.	94
Figura 6.20 – Espectros de pseudoaceleração para os sismos artificiais.	95
Figura 6.21 – Comparação dos deslocamentos máximos por pavimento no domínio do tempo e no domínio da frequência para estruturas sem controle.	96
Figura 6.22 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#3.	98
Figura 6.23 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#4.	99
Figura 6.24 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#5.	99
Figura 6.25 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#6.	99

Figura 6.26 – Comparação dos *story drifts* da Est#1 no domínio do tempo e pelo método
espectral, com e sem pavimento de controle. 101

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Formulação da largura da diagonal equivalente	36
Quadro 4.1 – Características gerais do pórtico analisado	47
Quadro 4.2 – Dados de entrada para o processo de otimização	55
Quadro 4.3 – Dados dos sismos reais	56
Quadro 5.1 – Dados da modelagem no <i>software</i> comercial	60
Quadro 5.2 – Dados do sistema de 2 graus de liberdade	73
Quadro 6.1 – Características dos sismos artificiais	81
Quadro 6.2 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> para as estruturas sob carregamento ressonante.	84
Quadro 6.3 – Comparação dos resultados da Est#1 com e sem pavimento de controle no domínio do tempo.	86
Quadro 6.4 – Comparação dos resultados da Est#2 com e sem pavimento de controle no domínio do tempo.	89
Quadro 6.5 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#1 sem pavimento de controle no domínio do tempo.	91
Quadro 6.6 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#1 com pavimento de controle no domínio do tempo.	91
Quadro 6.7 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#2 sem pavimento de controle no domínio do tempo.	93
Quadro 6.8 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#2 sem pavimento de controle no domínio do tempo.	93
Quadro 6.9 – Deslocamentos máximos no domínio do tempo e pelo método espectral para as estruturas Est#1 e Est#2.	97
Quadro 6.10 – <i>Story drifts</i> máximos no domínio do tempo e pelo método espectral para as estruturas Est#1 e Est#2.	97
Quadro 6.11 – Comparação dos resultados obtidos pelo processo de otimização	98

Quadro 6.12 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#1 sem pavimento de controle pelo método espectral.	100
Quadro 6.13 – Deslocamentos máximos e máximos <i>story drifts</i> da Est#2 sem pavimento de controle pelo método espectral.	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo <i>Wall</i>	65
Tabela 5.2 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo <i>Wall</i> para MGDL	68
Tabela 5.2 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo <i>Wall</i> para MGDL (cont.)	69
Tabela 6.1 – 10 primeiras frequências naturais da #EST 1	78
Tabela 6.2 – 10 primeiras frequências naturais da #EST 2	80

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ANSI	<i>Complete Quadratic Combination</i>
CQC	<i>Square Root Of Sum Of The Squares</i>
GDL	Grau de Liberdade
MGDL	Múltiplos Graus de Liberdade
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PSO	<i>Particle Swarm Optimization</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
SQRSS	<i>Square Root Of Sum Of The Squares</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

w	Largura da diagonal equivalente da alvenaria
\vec{I}	Vetor direcional
ζ	Fator de amortecimento
S_u	Espectro de resposta em deslocamento
S_a	Espectro de pseudoacelerações
λ_h	Parâmetro de rigidez relativa entre parede e pilar
E	Módulo de elasticidade da parede
E_p	Módulo de elasticidade do pórtico de concreto
t	Largura equivalente do bloco estrutural
I_p	Momento de inércia de área do pilar
I_v	Momento de inércia de área da viga
θ	Ângulo de inclinação da diagonal equivalente
w_k	Peso da componente inercial
c_1	Parâmetro cognitivo
c_2	Parâmetro social
$\vec{\phi}$	Vetor modo de vibração
S	Espectro de potência
W	Fator de participação de massa
K_e^L	Matriz de rigidez do elemento em coordenadas locais
K_p^L	Matriz de rigidez da parede em coordenadas locais
M_e^L	Matriz de massa do elemento em coordenadas locais
K^G	Matriz de rigidez da estrutura em coordenadas globais
M^G	Matriz de massa da estrutura em coordenadas globais
C^G	Matriz de amortecimento da estrutura em coordenadas globais

R Matríz de rotação
 $\vec{\delta}$ Vetor de *story drifts*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	ASPECTOS GERAIS	22
1.2	JUSTIFICATIVA	23
1.3	OBJETIVOS	23
1.3.1	Objetivo geral	23
1.3.2	Objetivos específicos	23
1.4	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA	24
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	25
2.1	O USO DA ALVENARIA COMO SISTEMA DE CONTROLE	25
2.2	ATUAÇÃO DO CARREGAMENTO SÍSMICO NUMA ESTRUTURA	26
2.3	ESPECTROS DE RESPOSTA	28
2.4	ANÁLISE DINÂMICA DE UMA ESTRUTURA PELO MÉTODO DO ESPECTRO DE RESPOSTA	30
2.4.1	<i>Square Root Of Sum Of the Squares (SQRSS)</i>	32
2.4.2	<i>Complete Quadratic Combination (CQC)</i>	32
2.5	ALGORITMOS DE OTIMIZAÇÃO	33
2.5.1	Variáveis de projeto	33
2.5.2	Função objetivo	33
2.5.3	Restrições	33
2.5.4	Algoritmos meta-heurísticos	34
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	36
3.1	MODELAGEM DA ALVENARIA PARA UM PÓRTICO 2D	36

3.2	RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO PELO MÉTODO DE NEWMARK	37
3.2.1	Método de Newmark para sistemas lineares	38
3.2.2	Método de Newton-Raphson	39
3.2.3	Método de Newmark para sistemas não-lineares	40
3.3	RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO PELO MÉTODO DE DUHAMEL	41
3.4	GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS	43
3.5	<i>PARTICLE SWARM OPTIMIZATION - PSO</i>	44
4	METODOLOGIA APLICADA	46
4.1	ESTRUTURAS ANALISADAS	46
4.1.1	Modelagem matemática da estrutura	49
4.1.2	Modelagem da alvenaria de vedação	51
4.2	ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO	52
4.2.1	Análise de sismo artificial	53
4.2.2	Otimização da posição do pavimento de controle	55
4.2.3	Análise de sismos reais	55
4.3	ANÁLISE PELO MÉTODO ESPECTRAL	58
5	VALIDAÇÃO DOS ALGORITMOS	60
5.1	VALIDAÇÃO DA MODELAGEM MATEMÁTICA DA ESTRUTURA	60
5.2	VALIDAÇÃO DO ALGORITMO DE GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS	63
5.3	VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE NEWMARK NÃO-LINEAR	63
5.4	VALIDAÇÃO DO MODELO DE BARRA COMPRIMIDA DA ALVENARIA	69

5.5	VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE DUHAMEL	72
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	76
6.1	MODELAGEM MATEMÁTICA DA ESTRUTURA	76
6.2	RESULTADOS DAS ANÁLISES NO DOMÍNIO DO TEMPO .	81
6.3	RESULTADOS DAS ANÁLISES A PARTIR DO ESPECTRO DE RESPOSTA	95
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
7.1	RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	103
	REFERÊNCIAS	104

1 INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Durante a realização de um projeto estrutural, a etapa de análise é de grande relevância para a verificação do modelo estabelecido, sendo possível verificar a distribuição de esforços na estrutura e a sua estabilidade. Nesta etapa, são estabelecidos os carregamentos de projeto, os quais são divididos em carregamentos verticais, como o peso próprio da estrutura e as cargas de utilização, e horizontais, como o carregamento devido ao vento e devido a eventos sísmicos. Apesar da componente vertical, a parcela horizontal do carregamento sísmico e do vento é preponderante, sendo responsável, quando considerado, por grandes deslocamentos horizontais apresentados pela estrutura.

Segundo Soriano (2014), existem diversas possibilidades para minimizar os efeitos ocasionados pelos carregamentos sísmicos, como o aumento no número de pórticos na estrutura, aumento das seções de vigas e pilares, uso de atenuadores de vibrações, como atenuadores de massa sintonizada, e a consideração da alvenaria como elemento estrutural.

Segundo Araújo (2014), a alvenaria, normalmente, é considerada apenas com sistema de vedação, não sendo utilizada como parte contribuinte da estrutura da edificação, o que, segundo o mesmo autor, se justifica pela falta de controle de qualidade durante a sua execução. Por outro lado, caso as alvenarias sejam realizadas conforme recomendado pela NBR 15421:2006 (ABNT, 2006), o autor afirma que a sua consideração implica em grande aumento de rigidez lateral, além de reduzir os esforços em vigas e pilares.

Apesar das vantagens apresentadas para a consideração da alvenaria como parte da estrutura, essa prática é incomum entre projetistas, uma vez que impacta o usuário através da inviabilização de alterações na planta arquitetônica, tais como reformas que viriam a ocasionar a demolição de paredes. Por outro lado, a contribuição das paredes de alvenaria na rigidez da estrutura pode ser contabilizada apenas em pavimentos de controle de deslocamento. Assim, em apenas um ou mais andares da edificação fica vetada a demolição de paredes, prática comum em edifícios construídos em alvenaria estrutural.

Para que seja viável a utilização da alvenaria como parte do sistema de controle de deslocamentos, devem-se seguir as orientações expostas na NBR16868-1 (ABNT, 2020), como:

- Atendimento a um projeto devidamente elaborado e compatibilizado com os demais projetos de outras especialidades técnicas;
- determinação dos responsáveis pela execução do controle e circulação das informações;
- determinação dos responsáveis pelo tratamento e resolução das não conformidades;
- Controle dos materiais, componentes e alvenaria, considerando as suas especificações, recebimento, armazenamento, controle de produção da argamassa e do graute, entre outros;
- caracterização prévia dos materiais;
- controle sistemático dos blocos, tijolos, argamassa, graute e da resistência de prisma, quando aplicável.

1.2 JUSTIFICATIVA

O uso da alvenaria de vedação como parte do sistema estrutural aumenta de forma significativa a rigidez lateral de edificações, diminuindo as seções de vigas e pilares, reduzindo o orçamento da obra e desprezando a necessidade de outras medidas para a redução de deslocamentos horizontais. Portanto, este trabalho se justifica por apresentar uma forma simples e econômica para o aumento da rigidez lateral de edificações, de forma a minimizar os efeitos de carregamentos sísmicos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo a minimização de *story drifts* de um edifício submetido a diversos carregamentos sísmicos, reais e artificiais, a partir do uso de um pavimento de controle de vibrações, que considera a alvenaria como membro estrutural, definido a partir de um processo de otimização.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Confeção de um programa capaz de realizar a modelagem numérica de um edifício a partir de barras de pórtico plano;

- Confeccionar um programa capaz de ler acelerogramas sísmicos reais e de gerar acelerogramas sísmicos artificiais;
- Implementar um algoritmo capaz de solucionar a equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark;
- Produzir um algoritmo capaz de solucionar uma análise sísmica a partir do método espectral;
- Realizar um estudo dos métodos de modelagem da alvenaria de vedação como uma barra birrotulada.
- Verificar o funcionamento do método PSO para a otimização do problema proposto;
- Comparar os resultados obtidos pela otimização no domínio do tempo e pelo método espectral.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

Este trabalho está dividido em 7 Capítulos: introdução, fundamentação teórica, revisão bibliográfica, metodologia, validação dos códigos, resultados e discussão e considerações finais, que são apresentados nos itens abaixo:

- O Capítulo 1 consiste na apresentação do tema em estudo, assim como a justificativa e os objetivos do trabalho;
- O Capítulo 2 apresenta tópicos fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho;
- O Capítulo 3 aborda estudos de outros autores que serviram de base para esta pesquisa.
- O Capítulo 4 apresenta os processos e os métodos realizados nesta pesquisa;
- O Capítulo 5 contempla uma aplicação dos códigos presentes neste trabalho em problemas disponíveis na literatura ou comparando-os a softwares comerciais;
- O Capítulo 6 apresenta os resultados obtidos a partir das análises propostas no Capítulo 4;
- O Capítulo 7 consiste nas considerações finais obtidas neste trabalho e na apresentação sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 O USO DA ALVENARIA COMO SISTEMA DE CONTROLE

Segundo Araújo (2014), normalmente no projeto das estruturas convencionais, considera-se que as alvenarias tenham função apenas de vedação, protegendo o interior do edifício das intempéries e dividindo os ambientes internos da edificação. Nesse contexto, o autor ainda destaca que há uma prática quase corrente de se realizar alterações da arquitetura durante a realização da obra ou até mesmo durante a utilização do edifício, quando alguns usuários realizam reformas em seus apartamentos.

Todavia, se as paredes forem executadas respeitando-se as técnicas exigidas para a alvenaria estrutural, elas podem ser consideradas como participantes da estrutura, o que ocasiona um grande aumento da rigidez lateral da estrutura (ARAÚJO, 2014), o que pode reduzir a seção de vigas e pilares, além de que sua consideração pode dispensar o uso de outros mecanismos de controle de vibrações. Os painéis de alvenaria podem ser projetados como elementos estruturais que resistem a forças laterais, como o vento ou terremoto, assim como as forças verticais. A consideração pode trazer várias vantagens incluindo o custo reduzido, construção sequencial e integração de componentes estruturais e arquitetônicos (NETO, 2012).

Para Neto (2012) ao ignorar o efeito de enrijecimento, pode-se levar a uma menor eficiência na concepção estrutural, já que não adéqua o modelo à situação real, tornando-a economicamente menos viável. Tensões no pórtico que poderiam ser substancialmente reduzidas e pontos com maior solicitação teriam uma seção mais adequada.

Segundo Araújo (2014), a consideração favorável do efeito da alvenaria de enchimento dos pórticos pode ser realizada por bielas comprimidas ou pelo método dos elementos finitos. No primeiro modelo, a alvenaria é modelada como uma barra inclinada birrotulada em que sua largura equivalente pode se calculada de diversos modos, como apresentados em Samoilă (2012), Abed e Louzai (2013), Paulay e Priestley (1992) e na norma NBR 16868-1:2020 ABNT (2020). A Figura 2.1 ilustra o o modelo da diagonal equivalente, em que w indica a sua largura efetiva.

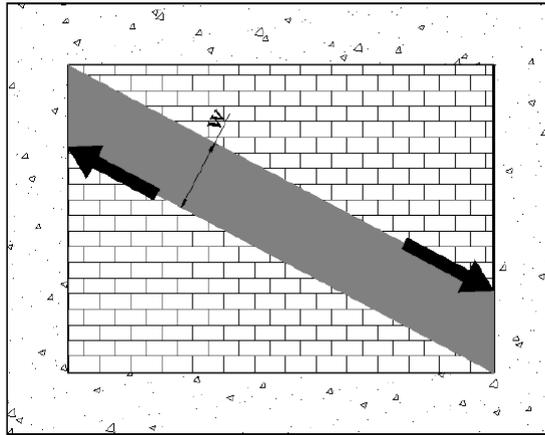


Figura 2.1 – Modelo de barra equivalente. NBR 16868-1:2020 (ABNT, 2020)

O estudo de Queiroz (2020) confirmou que a presença da alvenaria contribui para o enrijecimento da estrutura e influencia na absorção e redistribuição dos esforços. Foi possível, ainda, verificar diferenças significativas entre as formulações que determinam a largura da diagonal equivalente. Essa diferença também é ressaltada por Araújo (2014), que afirma que o projetista deve ter prudência ao escolher o modelo analisado para que não aja contrariamente à segurança. O autor também recomenda que, como não há modelos para a consideração das aberturas em alvenaria, as paredes com abertura devem ser desconsideradas. O uso do modelo de barras equivalente garante um modelo simples de ser utilizado na prática por projetistas, evitando, assim, o uso de modelagens mais complexas por elementos finitos, reduzindo o custo computacional do processo.

2.2 ATUAÇÃO DO CARREGAMENTO SÍSMICO NUMA ESTRUTURA

O carregamento sísmico é considerado como um carregamento dinâmico transiente sem periodicidade, ou seja, variam arbitrariamente no tempo, seja em direção, sentido ou magnitude. Segundo Araújo (2014), quando ocorre um terremoto, as ondas sísmicas se propagam pela crosta terrestre e atingem a região onde se localiza a estrutura. A superfície do terreno sofre uma aceleração horizontal \ddot{u}_g em relação a um eixo vertical de referência. Segundo Clough e Penzien (1995), a soma desta componente de aceleração com a componente de aceleração da estrutura \ddot{u} resulta no deslocamento total da estrutura u_t . A Figura 2.2 ilustra o cenário descrito anteriormente.

Portanto, a partir da equação de equilíbrio dinâmico (Equação 2.1), pode-se estimar como o carregamento sísmico atua na estrutura.

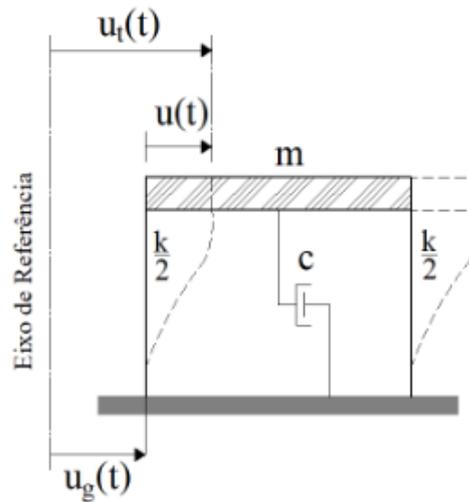


Figura 2.2 – Modelo de barra equivalente. Adaptada de Clough e Penzien (1995)

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = f(t) = 0 \quad (2.1)$$

Diferentemente dos termos restitativos, a componente inercial considera a aceleração total do sistema, portanto, podemos reescrever a equação de equilíbrio dinâmico como expresso na Equação 2.2.

$$\begin{aligned} m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku &= 0 \\ m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + c\dot{u} + ku &= 0 \\ m\ddot{u} + c\dot{u} + ku &= -m\ddot{u}_g \end{aligned} \quad (2.2)$$

Em que m , c e k são respectivamente a massa, o amortecimento e a rigidez da estrutura e \ddot{u} , \dot{u} e u são, respectivamente, aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura.

Portanto, o carregamento sísmico consiste numa força proporcional à massa aplicada externamente na estrutura. A Equação 2.2 é válida para sistemas com um grau de liberdade, enquanto a sua versão para múltiplos graus de liberdade está apresentada na Equação 2.3.

$$[M]\ddot{\vec{u}} + [C]\dot{\vec{u}} + [K]\vec{u} = -[M]\vec{I}\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Em que $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, $\ddot{\vec{u}}$, $\dot{\vec{u}}$ e \vec{u} são, respectivamente, os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura e \vec{I} é um vetor direcional, utilizado para definir a direção que a aceleração sísmica atua na estrutura.

2.3 ESPECTROS DE RESPOSTA

Espectros de resposta são representações (gráficas ou analíticas), sem consideração de sinal, de valores de pico de respostas de osciladores simples com diferentes frequências naturais e amortecimentos a um determinado acelerograma. Em análise sísmica são utilizados os espectros de deslocamento, de velocidade e de aceleração, devidos à aceleração da base (SORIANO, 2014).

Segundo Soriano (2014) os históricos de resposta não são realmente importantes, desde que possam ser determinadas diretamente estimativas de valores extremos de resposta, como de deslocamentos e esforços internos. Essas estimativas podem ser obtidas com espectros de resposta. Além do que, em procedimento aproximado de análise, esses espectros são úteis em determinação de forças estáticas a serem aplicadas lateralmente à estrutura. O uso de espectros de resposta acarreta em uma grande diminuição de esforço computacional e numa opção prática para ser implementada em códigos normativos, como apresenta o Eurocode 8 (ECS, 2010), o regulamento colombiano NSR-10 (MAVDT, 2006) e a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006).

Em seu livro, Soriano (2014) aplica o sismo *El Centro* em diversos sistemas com um grau de liberdade e plota o deslocamento máximo deste sistema em relação ao período natural do sistema (Figura 2.3).

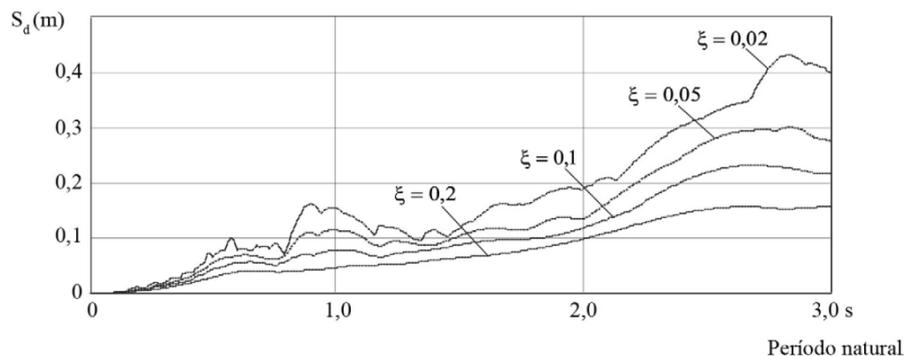


Figura 2.3 – Espectro de resposta em deslocamento do *El Centro*. (SORIANO, 2014)

Com a definição do espectro de resposta em deslocamento, pode-se escrever o deslocamento máximo no domínio da frequência por meio da Equação 2.4.

$$u_{n,max} = Su(\omega_n) \quad (2.4)$$

O fator de amortecimento utilizado no sistema com um grau de liberdade é fundamental para a definição do espectro de resposta em deslocamento. A NBR 15421 ABNT (2006) recomenda a utilização de um fator de amortecimento $\zeta = 0,05$.

A multiplicação do espectro de deslocamento do sistema pelo quadrado da sua frequência natural (Equação 2.5) acarreta no espectro de pseudoacelerações, que é fornecido nos códigos normativos supracitados e em outros diversos códigos internacionais.

$$S_a(\omega) = \omega_n^2 S_u(\omega) \quad (2.5)$$

O espectro de pseudoacelerações do *El Centro* pode ser visualizado na Figura 2.4.

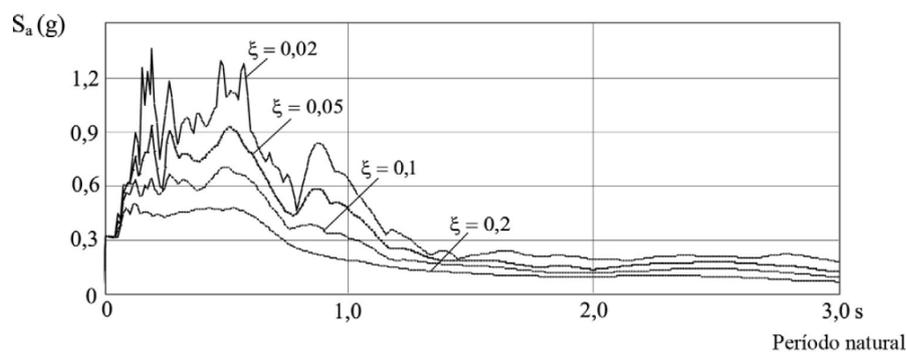


Figura 2.4 – Espectro de pseudoacelerações *El Centro*. (SORIANO, 2014)

Segundo Soriano (2014) os códigos normativos apresentam critérios para a construção de espectros de resposta de projeto que expressam, através de trechos lineares e curvos suavizados, uma “média” de vários sismos, com a consideração probabilística da sísmica local e das referidas características. Esses códigos costumam apresentar critérios apenas para espectros de resposta da pseudoaceleração. O espectro de pseudoacelerações da NBR 15421 ABNT (2006) pode ser visualizado na Figura 2.5.

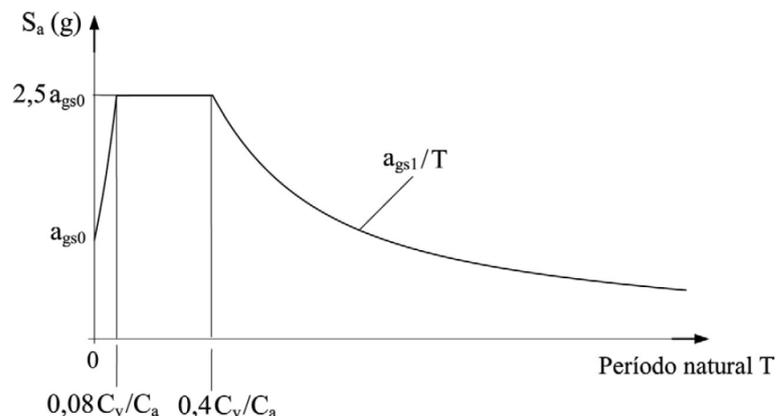


Figura 2.5 – Espectro de pseudoacelerações da NBR 15421. (ABNT, 2006)

As constantes C_a , C_v , a_{gs0} e a_{gs1} são definidas a partir do tipo de solo e da região da edificação.

2.4 ANÁLISE DINÂMICA DE UMA ESTRUTURA PELO MÉTODO DO ESPECTRO DE RESPOSTA

Para a realização dos processos a seguir, é necessário lembrar o processo de análise modal de uma estrutura com múltiplos graus de liberdade. A análise modal permite a resolução de um problema de MGDG a partir da resolução de vários problemas de 1GDL. Isto é possível devido à ortogonalidade dos autovalores e autovetores obtidos a partir da Equação 2.6.

$$[K] \vec{\phi} = \omega^2 [M] \vec{\phi} \quad (2.6)$$

Escrevendo o deslocamento total como o somatório dos deslocamentos em cada modo (Equação 2.7), tem-se a forma desacoplada.

$$\vec{u}(t) = \sum_{i=1}^n u_n \vec{\phi}_n \quad (2.7)$$

Em que n é o número de modos da estrutura.

Portanto, pode-se escrever a o equilíbrio modal por meio da Equação 2.8.

$$[M] \ddot{u}_n \vec{\phi}_n + [C] \dot{u}_n \vec{\phi}_n + [K] u_n \vec{\phi}_n = \vec{F} \quad (2.8)$$

A força sísmica pode ser calculada pelo produto da Massa associada a cada grau de liberdade, um vetor de projeções e a aceleração sísmica, conforme definido no item 2.2. Combinando, portanto, as Equações 2.8 e 2.3, escreve-se a Equação 2.9.

$$[M] \ddot{u}_n \vec{\phi}_n + [C] \dot{u}_n \vec{\phi}_n + [K] u_n \vec{\phi}_n = [M] \vec{I} \ddot{u}_g \quad (2.9)$$

Multiplicando todos os termos da equação pelo transposto do autovetor, obtém-se a Equação 2.10.

$$M_n \ddot{u}_n + C_n \dot{u}_n + K_n u_n = L_n \ddot{u}_g \quad (2.10)$$

Em que M_n , C_n , K_n e L_n são os valores modais, que podem ser definidos pelas Equações 2.11 a

2.14.

$$M_n = \vec{\phi}_n^t [M] \vec{\phi}_n \quad (2.11)$$

$$C_n = \vec{\phi}_n^t [C] \vec{\phi}_n \quad (2.12)$$

$$K_n = \vec{\phi}_n^t [K] \vec{\phi}_n \quad (2.13)$$

$$L_n = -\vec{\phi}_n^t [M] \vec{B} \quad (2.14)$$

É válido ressaltar que a Equação 2.12 só é válida quando a matriz de amortecimento é ortogonal aos autovetores da estrutura, podendo ser definida a partir do processo de Rayleigh.

Dividindo ambos os lados da Equação 2.10 pela massa modal, tem-se a Equação 2.15.

$$\ddot{u}_n + 2\zeta \omega_n \dot{u}_n + \omega_n^2 u_n = \frac{L_n}{M_n} \ddot{u}_g \quad (2.15)$$

Tendo definido como calcular o deslocamento para cada modo, é possível definir um modelo matemático equivalente por meio da Equação 2.16.

$$\vec{F}_{est} = [K] \vec{u}_{max} \quad (2.16)$$

Usando a forma desacoplada do deslocamento, escreve-se a Equação 2.17.

$$\vec{F}_{est} = [K] \sum_1^n \vec{\phi}_n u_{n,max} \quad (2.17)$$

Aplicando a Equação 2.6 na Equação 2.17, pode-se escrever a Equação 2.18.

$$\vec{F}_{est} = [M] \sum_1^n \omega_n^2 \vec{\phi}_n u_{n,max} \quad (2.18)$$

Analisando agora a Equação 2.15 no domínio da frequência, a partir do uso do espectro de resposta em deslocamento, pode-se escrever a Equação 2.19.

$$u_{n,max} = \frac{L_n}{M_n} Su(\omega_n) \quad (2.19)$$

Substituindo a Equação 2.19 na Equação 2.18, obtém-se a equação da força estática equivalente (Equação 2.20).

$$\vec{F}_{est} = [M] comb \left[\omega_n^2 \frac{L_n}{M_n} Su(\omega_n) \vec{\phi}_n \right] \quad (2.20)$$

Finalmente, substituindo a Equação 2.5 na Equação 2.20, tem-se a força estática equivalente de acordo com o espectro de pseudoacelerações (Equação 2.21).

$$\vec{F}_{est} = [M]comb \left[\frac{L_n}{M_n} Sa(\omega_n) \vec{\phi}_n \right] \quad (2.21)$$

O somatório foi substituído por uma combinação visto que, como o resultado é extraído do domínio da frequência, perde-se a informação do instante em que ocorrem os valores máximos, portanto, o uso de um somatório se tornaria bastante conservador. Segundo Soriano (2014), as combinações mais utilizadas para sismo são a *Square Root Of Sum Of the Squares*(SQRSS) e a *Complete Quadratic Combination*(CQC).

2.4.1 *Square Root Of Sum Of the Squares* (SQRSS)

Esse procedimento é baseado na teoria de vibração aleatória e fornece melhores resultados do que o processo de somatório convencional. Subestima, contudo, valores extremos quando decorrência de frequências naturais próximas uma das outras, como em caso de $w_{j+1}/w_j < 1,4$. A Equação 2.22 demonstra o procedimento desta combinação.

$$\vec{u}_{max} = \sqrt{\sum \vec{u}_{i,max}^2} \quad (2.22)$$

2.4.2 *Complete Quadratic Combination* (CQC)

Segundo Soriano (2014), esse procedimento é também baseado na teoria de vibração aleatória, mas diferentemente do anterior, leva em consideração a correlação entre o j-ésimo e o k-ésimo modos naturais de vibração, através do coeficiente de correlação ρ_{jk} . Este método pode ser escrito por meio da Equação 2.23.

$$\vec{u}_{max} = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \vec{u}_{i,max} \vec{u}_{j,max}} \quad (2.23)$$

Entre outras formas apresentadas na literatura para esse coeficiente de correlação, tem-se a apresentada na Equação 2.24.

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta(1 + \beta_{ij})\beta_{ij}^3}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2\beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2)^2} \quad (2.24)$$

Em que $\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$.

De acordo com o autor, o uso da combinação CQC se mostra ideal quando existem frequências naturais próximas. A estimativa de resultado com o procedimento CQC se aproxima da estimativa do resultado com o procedimento SRSS. E em caso de amortecimento nulo para todos os modos, o procedimento CQC recai no de SRSS.

2.5 ALGORITMOS DE OTIMIZAÇÃO

Segundo Haftka e Gürdal (2012), a otimização dedica-se em alcançar os melhores resultados para uma determinada operação, respeitando as restrições impostas a essa operação. Para Rao (2019), otimização pode ser definida como o processo de achar as condições que resultam no máximo ou no mínimo de uma determinada função. Existem diversos métodos de otimização, como os métodos matemáticos, estocásticos, estatísticos e meta-heurísticos, sendo este último, segundo Rao (2019), um método que não se adéqua a matemática tradicional. Todos os algoritmos de otimização possuem os mesmos elementos: variáveis de projeto, função objetivo e restrições, que são descritos a seguir.

2.5.1 Variáveis de projeto

As variáveis de projeto são os parâmetros que podem ser variados para otimizar um sistema, podendo ser representadas pelo vetor de variáveis de projeto exposta na Equação 2.25.

$$\vec{x} = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (2.25)$$

Em que n é a quantidade de variáveis de projeto.

Segundo Brandão (2021), essas variáveis podem ser, dentro do contexto da engenharia, seções transversais, comprimentos de membros estruturais, propriedades dos materiais, entre outros. Essas variáveis estão divididas em discretas e contínuas, enquanto que as discretas só podem assumir valores específicos, as contínuas podem assumir infinitos valores dentro de um determinado intervalo.

2.5.2 Função objetivo

Função objetivo é aquela cujo valor mínimo é procurado durante o processo de otimização. Essa função pode ser classificada como simples (Equação 2.26) quando possui apenas um objetivo e multiobjetiva (Equação 2.27) quando busca otimizar mais de uma função ao mesmo tempo.

$$f(\vec{x}) = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (2.26)$$

$$F(\vec{x}) = (f_1(\vec{x}), f_2(\vec{x}), f_3(\vec{x}), \dots, f_n(\vec{x})) \quad (2.27)$$

2.5.3 Restrições

Segundo Haftka e Gürdal (2012), as restrições em um processo de otimização podem ser classificadas como:

- Restrições laterais: são aquelas restrições de limites superior e inferior nas variáveis de

projeto, as quais são da forma $x_{imn} \leq x_i \leq x_{imx}$, em que x_i é a variável de projeto e $i = 1, 2, 3, \dots, n$.

- Restrições de desigualdade: são as que definem limites superior ou inferior em quantidades que geralmente são as respostas do sistema e são do tipo $C_j(x) \geq 0$, onde C_j é a restrição de desigualdade em função da variável de projeto, com $j = 1, 2, 3, \dots, n$.
- Restrições de igualdade: é definido analogamente às restrições de desigualdade e estabelece condições de igualdade na forma $C_k(x) = 0$, onde C_k é a restrição de igualdade, com $k = 1, 2, 3, \dots, n$.

Finalmente, o problema de otimização pode ser escrito na Equação 2.28.

$$\min f(x), \text{ de forma que } \begin{cases} C_j(x) \geq 0, j \in \varepsilon \\ C_k(x) = 0, k \in \tau \end{cases} \quad (2.28)$$

Onde ε e τ são os conjuntos de índices para as restrições de desigualdade e igualdade, respectivamente.

2.5.4 Algoritmos meta-heurísticos

Para Rao (2019), um método de otimização meta-heurístico pode ser considerado um método intuitivo para solução de problemas, podendo, também, ser considerado um método de otimização baseado em metáforas, ou seja, se baseiam, em sua maioria, em fenômenos observados na natureza. Segundo Miguel, Lopez e Miguel (2013), devido ao fato de não precisarem de informações do gradiente da função objetivo, os algoritmos meta-heurísticos podem ser aplicados a funções não uniformes ou descontínuas. Portanto, apesar de apresentarem um elevado custo computacional, este tipo de algoritmo é passível de resolver uma infinidade de problemas de otimização.

Os algoritmos meta-heurísticos podem ser classificados em métodos baseados em trajetória, como *Tabu search - TS* (GLOVER, 1989), *Greedy Randomized Adaptative Search - GRASP* (FEO; RESENDE, 1989) e *Guided Local Search* (VOUDOURIS; TSANG; ALSHEDDY, 2010), onde o processo de busca é caracterizado por determinar uma trajetória no espaço de busca, e em métodos de população, que trabalham em cada iteração com um conjunto de soluções que são conhecidas como população. Dessa forma, várias regiões são exploradas ao mesmo tempo, sendo o resultado final dependente da forma em que a população final é manipulada. Os métodos *Ant Colony Optimization - ACO*, que imita a busca de formigas por alimento (DORIGO; MANIEZZO; COLORNI, 1996), *Artificial Bee Colony - ABC*, baseado no comportamento de um enxame de abelhas (KARABOGA, 2005), *Firefly Algorithm - FA*, inspirado no comportamento do piscar dos vaga-lumes (YANG, 2010), *Whale Optimization Algorithm - WOA*, que descreve o comportamento

de caça das baleias jubarte (MIRJALILI; LEWIS, 2016) e o *Particle Swarm Optimization - PSO* que simula o comportamento social de um bando de pássaros buscando por comida (KENNEDY; EBERHART, 1995), o qual será utilizado neste trabalho.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 MODELAGEM DA ALVENARIA PARA UM PÓRTICO 2D

O conceito de diagonal equivalente foi introduzido por Polyakov (1960), onde a alvenaria de preenchimento é modelada por uma barra birrotulada definida nos pontos de encontro viga-pilar, sendo a espessura e o módulo de elasticidade da barra iguais aos da alvenaria. O modelo proposto pode ser visualizado na Figura 2.1. Desde então, diversas formulações para a determinação da largura da barra equivalente (w) podem ser encontradas na literatura, sendo todas baseadas nas características físicas e geométricas do pórtico preenchido. O Quadro 3.1 apresenta alguns métodos clássicos encontrados na literatura.

Quadro 3.1 – Formulação da largura da diagonal equivalente

Autor	Formulação
Mainstone (1974)	$w = 0,175\lambda_h^{-0,4}D$
Decanini e Fantin (1986) não fissurado	$w = 0,085 + \frac{0,748}{\lambda_h}D, \lambda_h \leq 7,85$
	$w = 0,130 + \frac{0,393}{\lambda_h}D, \lambda_h > 7,85$
Decanini e Fantin (1986) fissurado	$w = 0,010 + \frac{0,707}{\lambda_h}D, \lambda_h \leq 7,85$
	$w = 0,040 + \frac{0,470}{\lambda_h}D, \lambda_h > 7,85$
Paulay e Priestley (1992)	$w = \frac{D}{4}$

Em que D é o comprimento da diagonal equivalente e λ_h é o parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar, podendo ser calculada pela Equação 3.2.

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{Etsen(2\theta)}{4E_pI_ph}} \quad (3.1)$$

Onde E é o módulo de elasticidade da parede, t é a espessura relativa da parede, θ é o ângulo de inclinação da barra equivalente, E_p é o módulo de elasticidade do pilar, I_p é o momento de inércia de área da seção do pilar e h é a altura da parede.

Além dos métodos clássicos, diversos autores realizaram estudos para propor modelos para a determinação do modelo da diagonal equivalente, sendo válido ressaltar a contribuição de

Fiore, Netti e Monaco (2012), que estudaram o comportamento da alvenaria de vedação em pórticos de concreto armado, quando estes estão submetidos a carregamentos laterais provenientes de carregamento sísmico a partir do método dos elementos finitos e a contribuição de Liberatore et al. (2018), que estudou diversos modelos propostos na literatura e os comparou com resultados experimentais, determinando um modelo equivalente para métodos determinísticos e probabilísticos.

O anexo E da NBR 16868-1 (ABNT, 2020) propõe a Equação 3.2 para a determinação da largura da diagonal equivalente.

$$w = \sqrt{a_h^2 + a_l^2} \quad (3.2)$$

Em que a_h e a_l são as rigidezes equivalentes entre a parede e o pilar e entre a parede e a viga, sendo análogos ao parâmetro λ_h . Estes valores estão formulados nas Equações 3.3 e 3.4.

$$a_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p h}{E_a t \sin 2\theta}} \quad (3.3)$$

$$a_l = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_p I_v l}{E_a t \sin 2\theta}} \quad (3.4)$$

Como observado nos trabalhos de Araújo (2014) e Queiroz (2020), os valores da largura equivalente encontrados na literatura variam mais de 200% para as mesmas situações, devendo o projetista avaliar qual método deve ser utilizado de forma que proporcione um dimensionamento econômico e seguro. Neste trabalho, utiliza-se a metodologia disponível na NBR 16868-1 (ABNT, 2020), visto que nela é possível encontrar todos os parâmetros necessários para a determinação da largura equivalente da alvenaria.

3.2 RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO PELO MÉTODO DE NEWMARK

Para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, é comum a utilização de métodos de integração numérica. Segundo Rao (2017), os métodos de integração numérica possuem duas características principais: a equação é resolvida em intervalos de tempo discretos (Δt) e admite-se algum tipo de variação para o deslocamento, velocidade ou aceleração dentro de cada intervalo de tempo. Neste tópico será exposto o método de Newmark, que consiste num método de resolução implícito da equação de equilíbrio, para sistemas lineares e não-lineares, os quais serão utilizados neste trabalho.

3.2.1 Método de Newmark para sistemas lineares

Newmark (1959) desenvolveu uma família de métodos temporais baseados nas Equações 3.5 e 3.6:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.5)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t\dot{u}_i + [(0,5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_i + (\beta\Delta t^2)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.6)$$

Os parâmetros β e γ definem a variação de aceleração em cada passo temporal e determinam a estabilidade e precisão do método. Para essa análise, será utilizado o método da aceleração média constante, em que β e γ recebem, respectivamente, os seguintes valores 0,25 e 0,5, o que torna este método incondicionalmente estável.

No caso de sistemas lineares, a equação de equilíbrio dinâmico a cada passo temporal pode ser escrita com exposto na Equação 3.7.

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.7)$$

A partir da Equação 3.6, pode-se escrever a aceleração em função do deslocamento por meio da Equação 3.8.

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{u}_i \quad (3.8)$$

E a partir da Equação 3.5, escreve-se a velocidade em função do deslocamento por meio da Equação 3.9.

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t}(u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i \quad (3.9)$$

Substituindo estes valores na Equação 3.7, é possível a determinação de um sistema estático equivalente, escrito na Equação 3.10.

$$\hat{k}u_{i+1} = \hat{p}_{i+1} \quad (3.10)$$

Em que \hat{k}_{i+1} e \hat{p}_{i+1} estão definidos nas Equações 3.11 e 3.12.

$$\hat{k}_{i+1} = k + a_1 \quad (3.11)$$

$$\hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + a_1u_i + a_2\dot{u}_i + a_3\ddot{u}_i \quad (3.12)$$

E as constantes a_1, a_2 e a_3 são definidas nas Equações 3.13 a 3.15.

$$a_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c \quad (3.13)$$

$$a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) c \quad (3.14)$$

$$a_3 = \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta - 1} \right) c \quad (3.15)$$

3.2.2 Método de Newton-Raphson

Deixando de lado os termos relativos a inércia e ao amortecimento, é possível escrever a Equação 3.16, na qual a força restitutiva é uma função do deslocamento, indicando uma não-linearidade física.

$$f_s(u) = p \quad (3.16)$$

Supondo que após j ciclos de iteração, $u^{(j)}$ é uma estimativa do deslocamento que se quer descobrir e que o objetivo do processo é a determinação de um processo iterativo que possa produzir uma estimativa mais aproximada de $u^{(j+1)}$. Para isso, expande-se a força restitutiva a partir de uma série de Taylor, exposta na Equação 3.17.

$$f_s^{(j+1)} = f_s^{(j)} + \frac{\partial f_s}{\partial u} \left(u^{(j+1)} - u^{(j)} \right) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 f_s}{\partial^2 u} \left(u^{(j+1)} - u^{(j)} \right)^2 + \dots \quad (3.17)$$

Tendo em vista que a variação de deslocamento tende a ser pequena para que o sistema possa convergir, utiliza-se a forma linearizada da Equação 3.17, sendo possível escrever a Equação 3.18.

$$f_s^{(j+1)} = f_s^{(j)} + \frac{\partial f_s}{\partial u} \left(u^{(j+1)} - u^{(j)} \right) = f_s^{(j)} + k_t^{(j)} \Delta u^{(j)} = p$$

$$k_t^{(j)} \Delta u^{(j)} = p - f_s^{(j)} = R^{(j)} \quad (3.18)$$

Em que R é a função resíduo a qual deve ser minimizada e k_t é a rigidez tangente. Resolvendo a equação linearizada, pode-se calcular o novo deslocamento por meio da Equação 3.19.

$$u^{(j+2)} = u^{(j+1)} + \Delta u^{(j)} \quad (3.19)$$

O processo deve ser repetido até que o critério de convergência seja atingido. Este critério pode ser atendido com base na função residual, na variação de deslocamento ou do trabalho externo aplicado na iteração. O processo adotado neste trabalho consiste em minimizar a função resíduo até que esta seja menor que o erro estabelecido, como mostra a Figura 3.1.

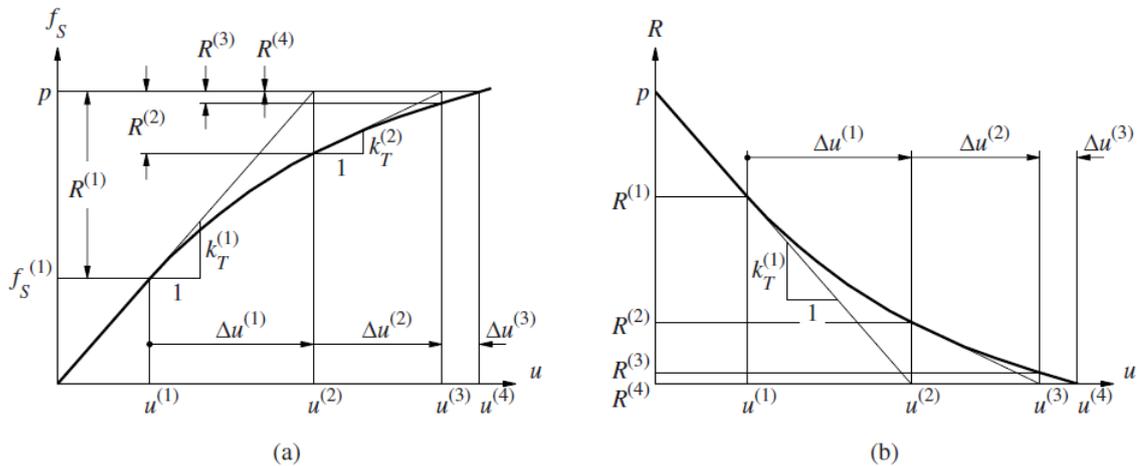


Figura 3.1 – (a) Aproximação da força residual a cada passo temporal.
 (b) Diminuição da função resíduo a cada passo temporal.
 (CHOPRA, 2011)

3.2.3 Método de Newmark para sistemas não-lineares

Segundo Chopra (2011), para utilizar o método de Newmark para solucionar sistemas não-lineares, basta introduzir o método de Newton-Raphson dentro da iteração temporal. Desta forma, a resolução da Equação 3.10 se transforma num processo iterativo, que será realizado até que o erro estipulado seja satisfeito. O algoritmo para a resolução de um sistema não-linear a partir da combinação dos métodos supracitados pode ser visualizado na Figura 3.2.

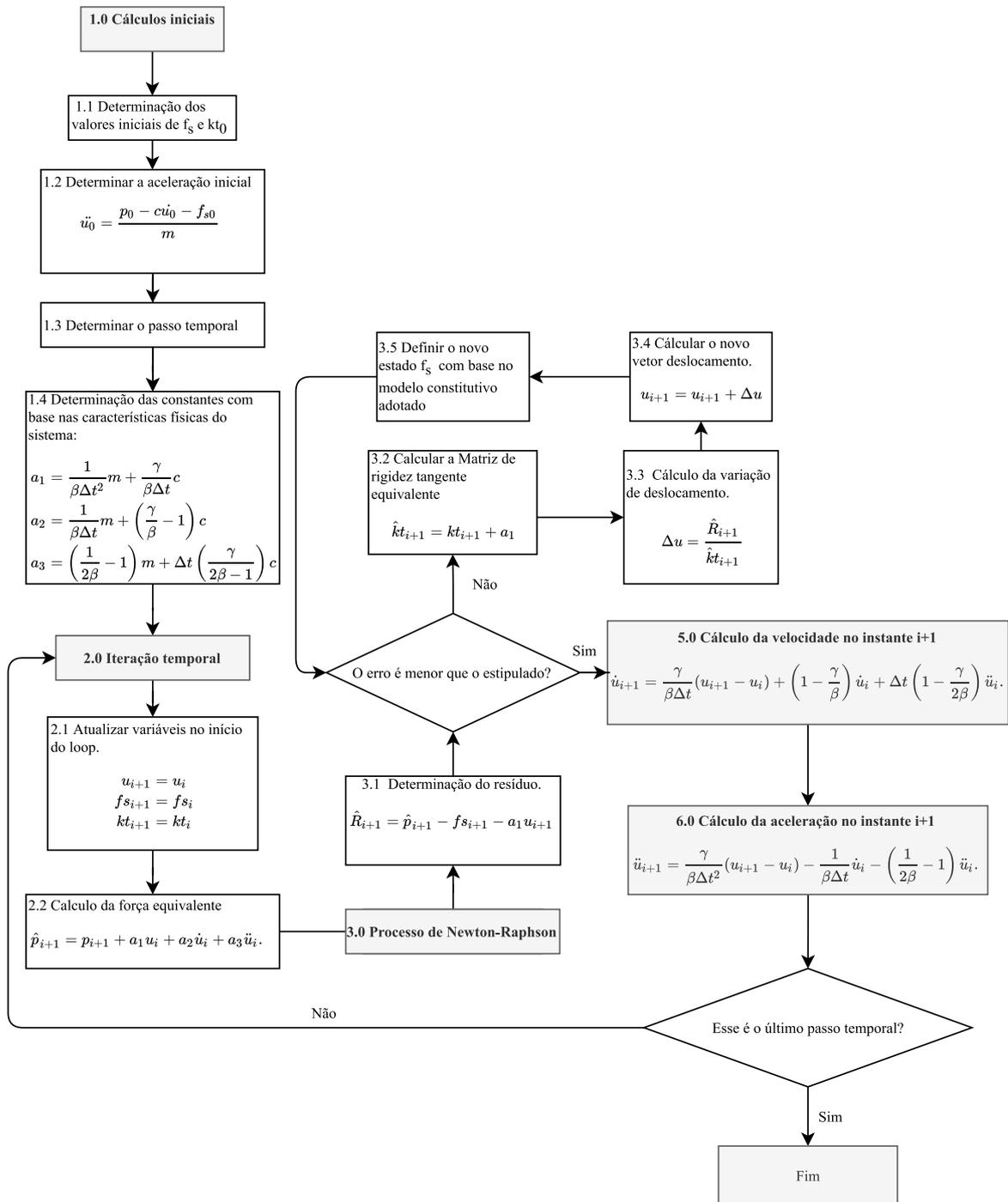


Figura 3.2 – Fluxograma do método de Newmark não-linear

3.3 RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO PELO MÉTODO DE DUHAMEL

Segundo Clough e Penzien (1995), a equação do equilíbrio dinâmico para um carregamento qualquer pode ser escrita por meio da integral de convolução de Duhamel, como exposto na Equação 3.20. Este método é restrito para sistemas lineares com um grau de liberdade. Para a sua utilização em sistemas de MGL, é necessário realizar uma análise modal e aplicá-lo em cada

uma das equações desacopladas.

$$u(t) = u_0(t) + \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t \exp[-\zeta \omega_n(t - \tau)] \sin \omega_D(t - \tau) F(\tau) d\tau \quad (3.20)$$

Reescrevendo essa Equação com base na identidade trigonométrica:

$$\sin \omega_D(t - \tau) = \sin \omega_D t \sin \omega_D \tau - \cos \omega_D t \cos \omega_D \tau$$

e desconsiderando, inicialmente, o deslocamento inicial, chega-se as Equações 3.21 a 3.23.

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \left[\frac{A(t) \sin \omega_D t - B(t) \cos \omega_D t}{\exp(-\zeta \omega_n t)} \right] \quad (3.21)$$

$$A(t) = \int_0^t \exp(-\zeta \omega_n \tau) \cos \omega_D \tau F(\tau) d\tau \quad (3.22)$$

$$B(t) = \int_0^t \exp(-\zeta \omega_n \tau) \sin \omega_D \tau F(\tau) d\tau \quad (3.23)$$

Para que possa ser implementado computacionalmente, discretiza-se a integral de convolução de Duhamel, resultando na Equação 3.24.

$$u_i = u_{0i} + \frac{1}{m\omega_D} \left(\frac{A_i s_i - B_i c_i}{e_i} \right) \quad (3.24)$$

Em que cada um dos termos discretizados estão expostos nas Equações 3.25 a 3.31.

$$u_{0i} = \frac{1}{e_i} \left[u_0 c_i + \left(\frac{v_0 + u_0 \zeta \omega_n}{\omega_D} \right) s_i \right] \quad (3.25)$$

$$A_i = \Delta \tau \sum_{j=0}^i e_j c_j F_j \quad (3.26)$$

$$B_i = \Delta \tau \sum_{j=0}^i e_j s_j F_j \quad (3.27)$$

$$e_i = \exp(-\zeta \omega_n \tau_i) \quad (3.28)$$

$$s_i = \sin \omega_D \tau_i \quad (3.29)$$

$$c_i = \cos \omega_D \tau_i \quad (3.30)$$

$$F_i = F(\tau_i) \quad (3.31)$$

O método de Duhamel é incondicionalmente estável, independente do passo temporal escolhido e demanda baixo custo computacional, visto que, diferentemente dos outros métodos, não há a necessidade de realizar uma iteração sobre o tempo.

3.4 GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS

Por se tratar de um evento aleatório, um sismo nunca será exatamente igual a outro. Porém, para a análise dinâmica de estruturas, alguns fatores como a frequência do sinal sísmico e o *peak ground acceleration* - *PGA* são características que se repetem dependendo da região de atuação do sismo e do tipo de solo da região, sendo determinantes para o correto dimensionamento de um edifício. De forma empírica, o método de Kanai-Tajimi (KANAI, 1961; TAJIMI, 1960), determina um espectro de potência através de um ruído branco Gaussiano, tendo como parâmetros de entrada a frequência natural do solo ω_g e o seu amortecimento ζ_g . A Equação 3.32 ilustra a formulação proposta pelos autores.

$$S(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\omega_g^2 \zeta_g \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + (2\omega_g \zeta_g \omega)^2} \right] \quad (3.32)$$

em que

$$S_0 = \frac{0,03 \zeta_g}{\pi \omega_g (4\zeta_g^2 + 1)}$$

Por se tratar de um método que produz um espectro de potência, é necessário utilizar um método auxiliar para gerar um sinal no domínio tempo. Para isso, utiliza-se o método de Shinozuka e Jan (1972), que possibilita, através da Equação 3.33, utilizar o espectro resultante do método de Kanai-Tajimi para a criação de um registro temporal, que mantém a frequência predominante do espectro utilizado como dado de entrada e pode ser facilmente normalizado, atingindo o PGA definido para a análise.

$$\ddot{u}_g(t) = \sum_{j=1}^{N_\omega} \sqrt{2S(\omega_j) \Delta\omega} \cos(\omega_j t + \phi_j) \quad (3.33)$$

O método consiste em combinar o espectro de potência ($S(\omega_j)$) com uma série de funções cosseno, com frequências igualmente espaçadas ($\Delta\omega$) e ângulos de fase aleatórios (ϕ_j), que variam de 0 a 2π . O termo dentro da raiz corresponde a uma estimativa do valor RMS relacionado à frequência ω_j , que, ao ser multiplicado pelo termo cosseno, produz um sinal periódico com essa mesma frequência. Dessa forma, os termos associados às maiores densidades energéticas no espectro de potência possuem sinais temporais de maior amplitude. Ao realizar o somatório dos diversos sinais periódicos, realiza-se um procedimento equivalente ao inverso da transformada de Fourier, obtendo-se um acelerograma estocástico com média igual a zero.

3.5 PARTICLE SWARM OPTIMIZATION - PSO

A otimização por enxame de partículas é um algoritmo de otimização meta-heurístico criado por Kennedy e Eberhart (1995), inspirado no comportamento de uma colônia de insetos; um bando de pássaros; ou num cardume de peixes (RAO, 2019). Segundo o mesmo autor, a "partícula" do método denota, por exemplo, uma abelha em sua colônia ou um pássaro no seu bando. Cada partícula do enxame se distribui usando a sua própria inteligência e a inteligência coletiva do seu grupo. Cada partícula no algoritmo PSO possui duas características: posição e velocidade. Segundo Rao (2019), cada partícula vaga no espaço e se recorda da melhor posição, em termos da função objetivo, que esta tenha descoberto. Segundo o mesmo autor, o comportamento de um enxame é baseado na combinação de 3 fatores:

1. Quando um pássaro localiza a comida (ou o máximo da função objetivo), ele instantaneamente transmite essa informação para o resto do bando.
2. Todos os outros pássaros orbitam ao redor do seu objetivo.
3. Existe uma componente referente a individualidade de cada pássaro, associada a sua memória.

O método é baseado nas Equações 3.34 e 3.35 que são, respectivamente, a posição e a velocidade de uma partícula.

$$x_{k+1}^i = x_k^i + v_{k+1}^i \quad (3.34)$$

$$v_{k+1}^i = w_k v_k^i + c_1 r_1 (p_k^i - x_k^i) + c_2 r_2 (p_k^g - x_k^i) \quad (3.35)$$

Onde x_k^i é a posição da partícula, v_k^i é a velocidade da partícula, p_k^i é a melhor posição individual da partícula, p_k^g é a melhor posição global da partícula, w_k é o peso da componente inercial, c_1 é o parâmetro cognitivo, c_2 é o parâmetro social ou de grupo e r_1 e r_2 são números aleatórios entre 0 e 1.

Observando a formulação da Equação 3.35, percebe-se que a velocidade possui 3 componentes: inercial, cognitiva e social. A componente inercial está relacionada a continuidade do movimento anterior, sendo a constante w_k responsável por determinar o quanto a sua trajetória anterior influencia na atual. A componente cognitiva está associada à individualidade da partícula, sendo dependente da melhor posição alcançada por ela, enquanto que a componente social analisa a melhor posição global entre todas as partículas. Os pesos c_1 e c_2 determinam qual dos dois

parâmetros, cognitivo ou social, deve influenciar mais na trajetória da partícula. A Figura 3.3 ilustra o procedimento computacional deste algoritmo.

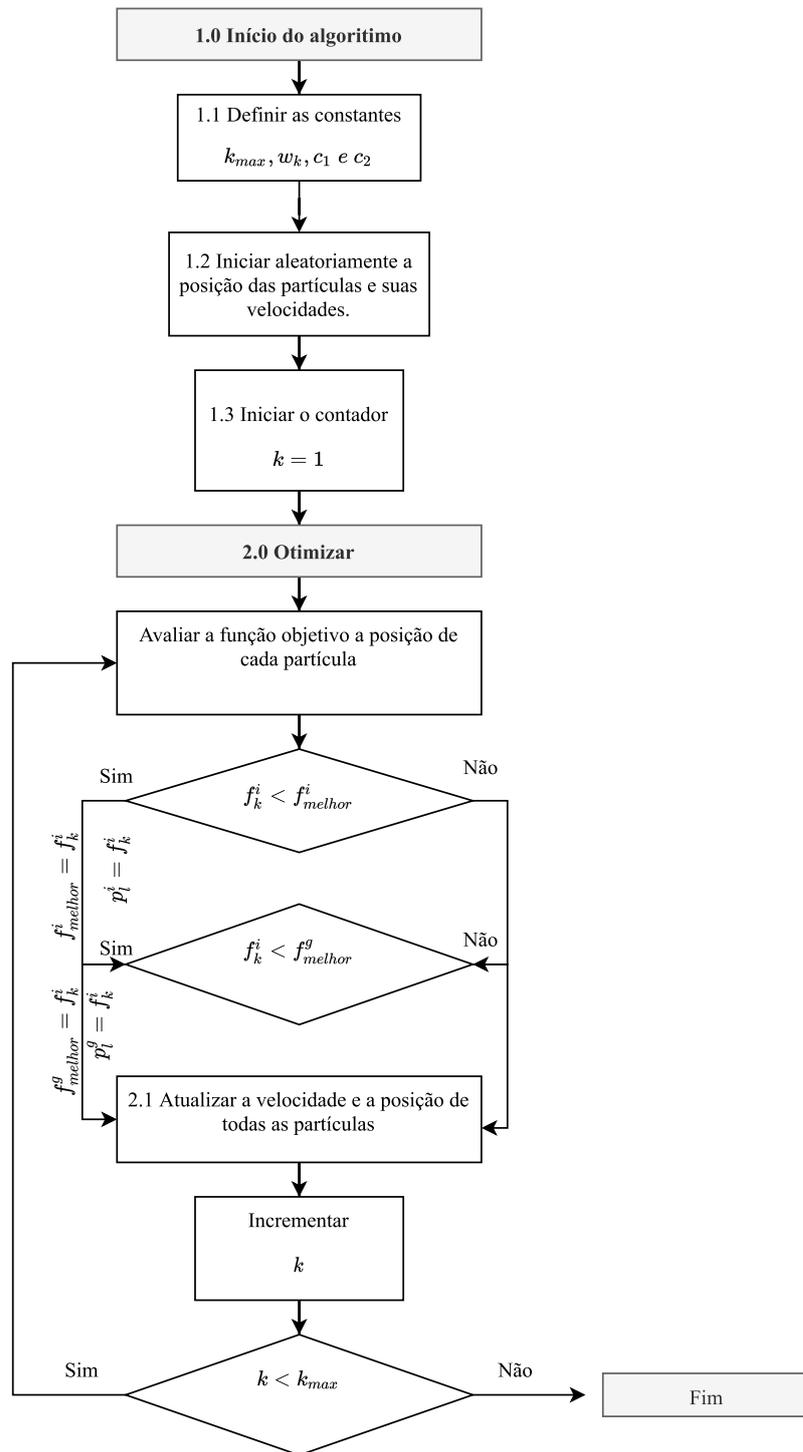


Figura 3.3 – Fluxograma do PSO

4 METODOLOGIA APLICADA

Este capítulo tem como finalidade a apresentação dos materiais e dos métodos utilizados na realização deste trabalho.

O desenvolvimento dos processos apresentados neste capítulo é realizado com o auxílio das ferramentas *Jupyter notebook*, que consiste numa aplicação que permite criar e compartilhar documentos com código ativo, e *Spyder*, que consiste em uma interface de desenvolvimento. Apesar destas ferramentas contemplarem diversos tipos de linguagens de programação, opta-se pela utilização da sua linguagem base: *Python*, segundo o paradigma da programação orientada a objetos. Também são utilizados os *softwares Microsoft Excel*, como entrada de dados dos programas e *Autodesk Robot Structural Analysis 2019* para a validação dos algoritmos utilizados.

Os códigos em *Python* são divididos em dois módulos: *Wall* e *Pseudo*. O primeiro é responsável pela modelagem matemática da estrutura, criação de sinais artificiais e leitura de sinais reais, resolução das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo e pelo método espectral e pela aplicação do algoritmo de otimização. O segundo é responsável pela criação de espectros de pseudoaceleração, a partir do método de Duhamel, tendo como dado de entrada um sinal no domínio do tempo.

4.1 ESTRUTURAS ANALISADAS

As estruturas analisadas neste trabalho consistem em edifícios de concreto armado, classe C25, modelados por meio de barras de pórtico plano, com suas características gerais apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características gerais do pórtico analisado

Características	Estrutura analisada	
	#EST 1	#EST2
Número de nós	88	20
Número de barras	150	28
Frequência fundamental (Hz)	2,76	4,95
Módulo de Young (GPa)	28	
Massa específica (kg/m ³)	2500	
Seção das vigas (cm x cm)	25 x 50	
Seção dos pilares (cm x cm)	70 x 70 (até o 6° pavimento) 50 x 50 (do 6° ao 10° pavimento)	50 x 50

É importante ressaltar que, para uma análise mais fidedigna dos deslocamentos da estrutura, deve ser considerada a redução da inércia dos elementos estruturais devido a fissuração do concreto e da alvenaria. A NBR6118-2014 (ABNT, 2014), em seu item 15.7, fornece valores para a redução da inércia de elementos estruturais de forma a não ser necessário a utilização de uma análise não-linear da estrutura. Entretanto, como o presente estudo visa a comparação entre modelos com e sem alvenaria, opta-se por não considerar essa redução.

Os valores escolhidos para as seções das barras são baseados em valores usuais em projetos de estruturas de concreto armado, definidos de forma que as frequências fundamentais das estruturas estivessem entre 2 e 5 Hz, para que sejam mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos de um carregamento sísmico.

A primeira estrutura consiste num edifício de 10 pavimentos, com pé-direito igual a 3m, possuindo a distribuição de elementos apresentada na Figura 4.1.

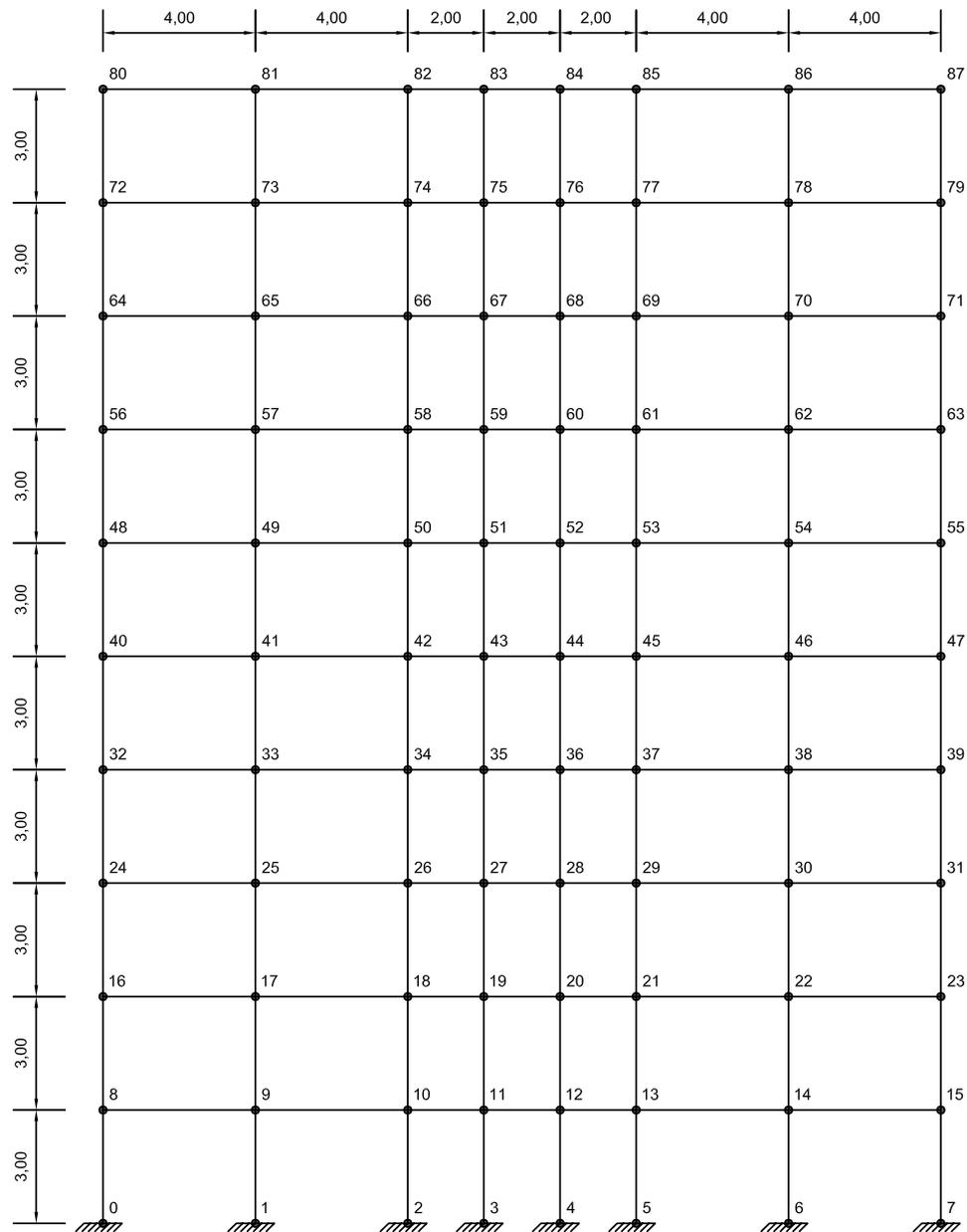


Figura 4.1 – Modelo da Estrutura #EST 1

A segunda consiste num edifício de 4 pavimentos, com frequência fundamental mais alta que a do primeiro. Faz-se isto para verificar a eficiência dos procedimentos realizados neste trabalho para estruturas de diferentes características. A Figura 4.2 ilustra a disposição dos elementos do edifício #Est 2.

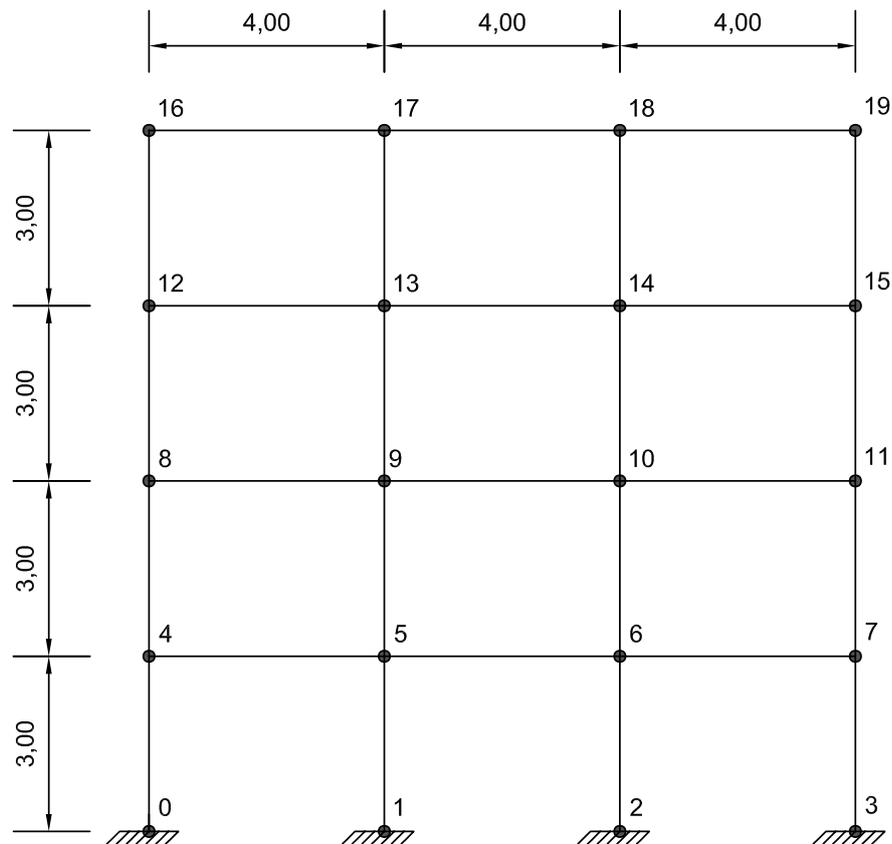


Figura 4.2 – Modelo da Estrutura #EST 2

4.1.1 Modelagem matemática da estrutura

A modelagem matemática da estrutura consiste na determinação das matrizes de rigidez, massa e amortecimento dos elementos utilizados neste trabalho. Como apresentado na seção anterior, a estrutura em análise é composta por barras de pórtico plano, que possuem três graus de liberdade por nó: deslocamento horizontal, deslocamento vertical e rotação. A matriz de rigidez dos elementos utilizados neste trabalho, em coordenadas locais, está apresentada na Equação 4.1.

$$K_e^L = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Para a modelagem da massa dos elementos em coordenadas locais, utiliza-se a matriz de massa

consistente dos elementos, apresentada na Equação 4.2.

$$M_e^L = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

De modo que seja possível a superposição das matrizes dos elementos para a criação da matriz global da estrutura, utiliza-se a matriz de rotação apresentada na Equação 4.3 para realizar esta alteração de coordenadas. As características dos elementos são fornecidas ao módulo *Wall*, a partir de uma planilha eletrônica, que cria um objeto a partir das matrizes globais de massa e rigidez.

$$R = \begin{bmatrix} \cos \phi & \sin \phi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \phi & \cos \phi & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \phi & \sin \phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \phi & \cos \phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Em que ϕ é a inclinação da barra em relação ao eixo x global.

Tendo armazenadas as matrizes de massa e rigidez, o módulo *Wall* calcula os autovalores e autovetores da estrutura, o que possibilita a determinação a matriz de amortecimento a partir da formulação de Rayleigh (Equação 4.4), que monta essa matriz a partir de uma combinação linear entre a matriz de rigidez e a matriz de massa. Dessa forma, as três matrizes permanecem ortogonais aos autovetores, possibilitando uma resolução por análise modal.

$$C^G = \alpha M^G + \beta K^G \quad (4.4)$$

As constante α e β são definidas a partir dos dois primeiros autovalores, ω_1 e ω_2 , que correspondem as primeiras frequências naturais do sistema e do fator de amortecimento ζ , em que se

atribui o valor de 5%, de acordo com a ABNT (2006). Essas constantes são calculadas a partir das Equações 4.5 e 4.6.

$$\alpha = 2\zeta \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.5)$$

$$\beta = 2\zeta \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.6)$$

4.1.2 Modelagem da alvenaria de vedação

A modelagem dos elementos de alvenaria se dá por meio de barras de pórtico plano com as duas extremidades rotuladas. De forma que seja possível utilizar a mesma matriz de rigidez utilizada para a estrutura de concreto, define-se como zero o momento de inércia de área na planilha eletrônica responsável pelas características das paredes de vedação, resultado em uma matriz de rigidez com os graus de liberdade de rotação zerados, como apresentado na Equação 4.7.

$$K_p^L = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Os valores característicos para a modelagem da alvenaria de vedação, a partir do método encontrado na NBR 16868-1:2020 ABNT (2020), apresentados no Capítulo 3, são $t = 14mm$ e $E = 1,2GPa$, determinados a partir da mesma norma para um bloco vazado de 14 x 29 cm, com resistência característica a compressão simples do prisma (f_{pk}) igual a 2 MPa. As características do bloco vazado pode ser observada na Tabela F.1 da mesma norma.

O módulo *Wall* importa as características da alvenaria e analisa as informações do pórtico de concreto para a determinação da largura da diagonal equivalente da alvenaria (w) e acrescenta esses elementos na matriz global de rigidez da estrutura. Este trabalho tem como objetivo a verificação da contribuição da rigidez da alvenaria e, aliado a isso, as alvenarias são, comumente, representadas por meio de cargas lineares durante o desenvolvimento de um projeto estrutural, portanto, neste trabalho, não se utiliza a matriz de massa para os elementos que representam a alvenaria.

De modo a atender o exposto na literatura, de que a alvenaria de vedação deve contribuir para a rigidez da estrutura apenas quando está comprimida, faz-se uso de um modelo não-linear desta

alvenaria (Figura 4.3), em que o algoritmo do módulo *Wall* zera o módulo de elasticidade dos elementos de alvenaria quando estes estão tracionados.

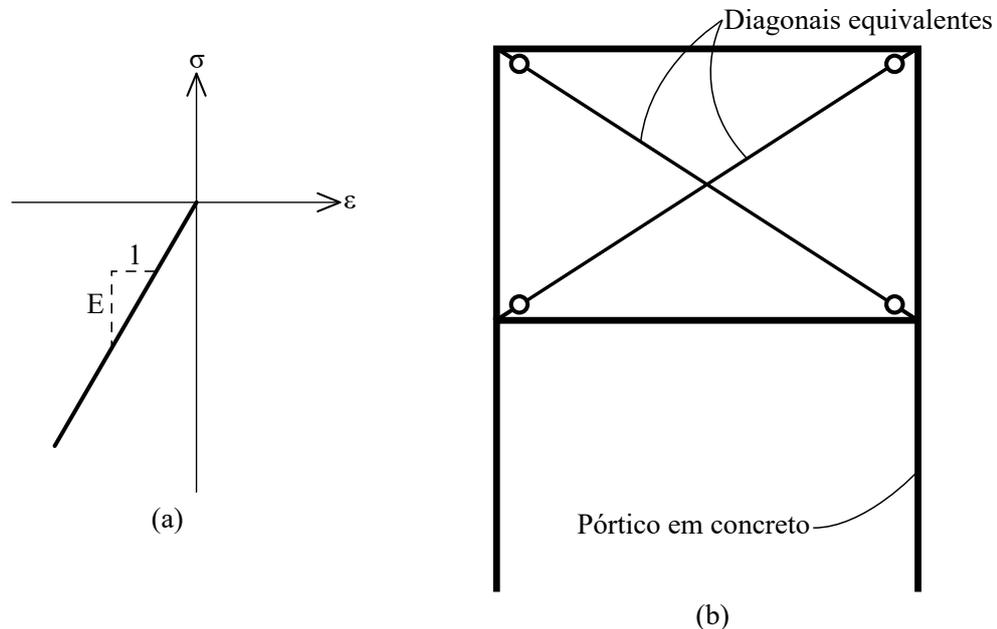


Figura 4.3 – (a) Modelo constitutivo da alvenaria e (b) representação da alvenaria dentro do pórtico 2d.

De forma a minimizar o custo computacional, visto que a análise não-linear exige mais iterações mais tempo de processamento, busca-se um modelo linear equivalente para a modelagem da alvenaria, e observa-se que o modelo com uma barra comum de treliça, que aceita tração e compressão, apresenta os mesmos resultados do modelo com duas diagonais comprimidas (Figura 4.3). Opta-se, portanto, pela utilização do modelo linearizado, visto que torna o processo de cálculo mais rápido e permite a resolução da equação de equilíbrio dinâmico pelo método espectral. A validação deste modelo linearizado está apresentada no Capítulo 5.

4.2 ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO

Para a realização da análise no domínio do tempo, utiliza-se um sinal sísmico artificial, que possui maior densidade energética coincidente com a frequência fundamental da estrutura em análise, além de 4 sinais reais, extraídos da base de dados *Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)*. A resolução da equação de equilíbrio dinâmico é feita a partir do método de Newmark e a função objetivo para o processo de otimização, em todas as situações, visa minimizar o máximo *story drift* do edifício, que consiste no deslocamento relativo entre pavimentos, definido pela Equação 4.8.

$$\vec{\delta} = \begin{bmatrix} d_n - d_{n-1} \\ d_{n-1} - d_{n-2} \\ \vdots \\ d_1 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

A partir do valor do *story drift* do edifício sem a consideração da alvenaria, realiza-se o procedimento de otimização pelo método *PSO*, a fim de definir a posição ótima do pavimento de controle da edificação.

4.2.1 Análise de sismo artificial

Para a criação do sismo artificial, utilizam-se as formulações de Kanai (1961), Tajimi (1960) e Shinozuka e Jan (1972), definindo a frequência principal do sismo como a frequência fundamental da estrutura em análise, de forma a criar um cenário ressonante, onde os deslocamentos tendem a ser máximos. Portanto, espera-se que a análise com sismo artificial apresente a pior situação a ser otimizada, ou seja, a partir da definição do pavimento de controle neste cenário, seja possível minimizar os *story drifts* para qualquer outro carregamento sísmico. Visto que o processo para a criação do sismo artificial é aleatório, o módulo *Wall* fixa a semente deste processo. Deste modo, sempre que o programa é processado, ele gera o mesmo sinal. O espectro de potência de acelerações utilizado neste trabalho está exposto na Figura 4.4.

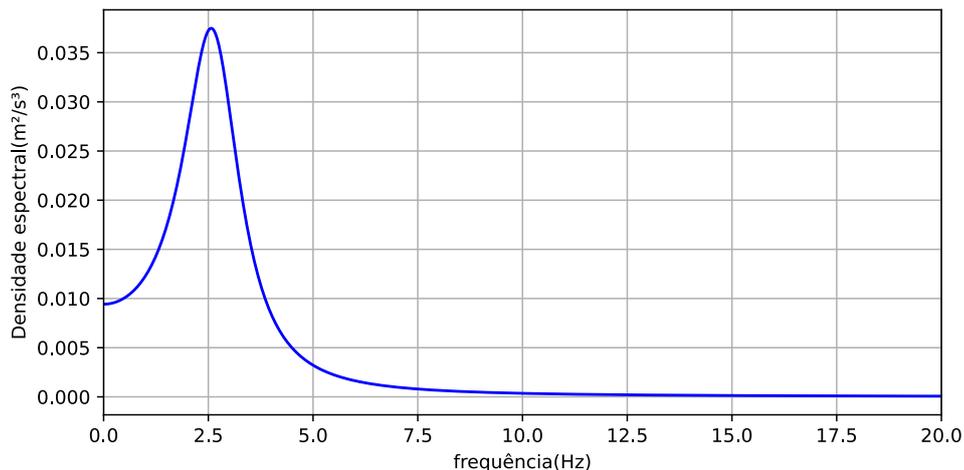


Figura 4.4 – Espectro de potência pelo método de Kanai e Tajimi

Aplicando a formulação de Shinozuka e Jan (1972), obtém-se o sinal no domínio do tempo, com duração de 50 segundos e passo temporal de 0,05 segundos, apresentado na Figura 4.5.

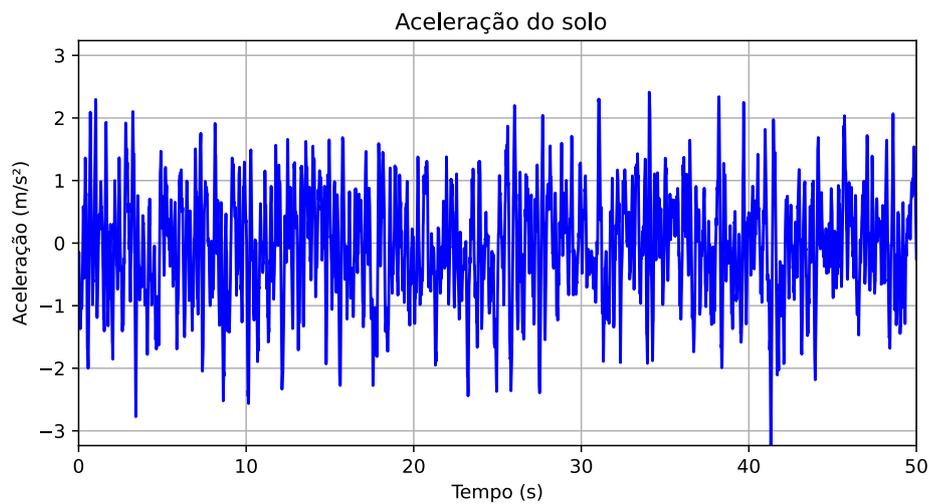


Figura 4.5 – Sinal temporal artificial

O sinal é normalizado e apresenta PGA igual a 0,33 g. De forma a tornar o sinal mais semelhante a um sinal sísmico real, utiliza-se uma função de envoltória programada no módulo *Wall*, descrita no Capítulo 7, de modo a remover a estacionariedade do sinal. O sinal após a aplicação da função de envoltórias pode ser visualizado na Figura 4.6.

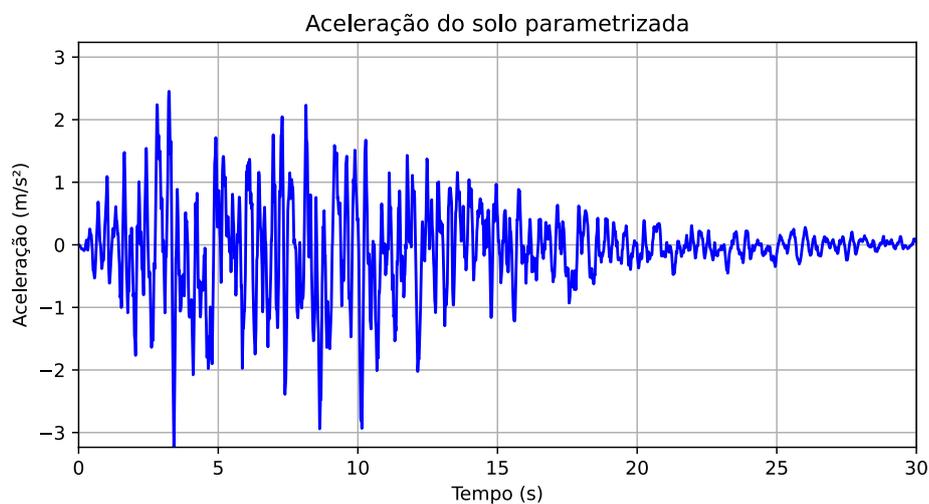


Figura 4.6 – Sinal temporal artificial não-estacionário

Como a intensidade do sinal fica muito próxima de zero a partir dos 30 segundos, corta-se o sinal para reduzir o custo computacional durante o processo de integração de Newmark. Tendo posse do acelerograma artificial, pode-se determinar o vetor de forças externas, solucionar a equação de equilíbrio dinâmico e obter os valores de *story drifts* para a situação ressonante.

4.2.2 Otimização da posição do pavimento de controle

Após a definição do sinal artificial ressonante e a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, é iniciado o processo de otimização a partir do *Particle Swarm Optimization (PSO)*. Neste processo, utiliza-se uma função objetivo simples, que visa minimizar o máximo *story drift* obtido após a análise dinâmica e possui como variável de projeto o pavimento do edifício. Portanto, o algoritmo busca o pavimento em que, quando considerado o efeito da alvenaria de vedação, minimizará o máximo deslocamento relativo entre pavimentos. Os valores utilizados para o processo de otimização estão indicados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Dados de entrada para o processo de otimização

Valor inicial	4
Limite inferior	0
Limite superior	9
Número de iterações	5
Número de partículas	15
w_k	0,9-0,1i*
c_1	2
c_2	2

* i é o número da iteração

O valor da componente inercial w_k é alterado linearmente a cada iteração, de modo a facilitar o processo de convergência e evitar que o algoritmo se perca em um mínimo local. O valor inicial também deve estar centralizado entre os limites, visto que este processo de otimização tende se perder nos mesmos. O processo não demanda muitas iterações, visto que a variável de entrada é um número natural que corresponde a quantidade de pavimentos da estrutura analisada. O número de partículas é definido conforme tentativas, de modo que o valor ótimo seja alcançando no menor número de iterações sem que haja um alto custo computacional.

4.2.3 Análise de sismos reais

Os sismos reais utilizados neste trabalho são provenientes da base de dados *Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)* e são escolhidos conforme a sua localização geográfica, conforme direciona a ABNT (2006). A ANSI/AISC 360-16 (AISC (2016)) recomenda a utilização de pelo menos 3 sismos reais para a análise de edificações, portanto, neste trabalho são utilizados 4 sismos localizados na Califórnia, com diferentes características, como apresentados no Quadro 4.3. Cada um dos sismos recebe uma numeração, de 1 a 6, sendo os sismos 1 e 2 os gerados artificialmente.

Quadro 4.3 – Dados dos sismos reais

Sismo	Nome	Ano	Estação	PGA (g)	Magnitude (Mw)
Sismo#3	Imperial Valley	1979	Hwy- Meloland Overpass	0,318	6,6
Sismo#4	Loma Prieta	1989	Santa Cruz - USCS	0,470	6,9
Sismo#5	Northridge	1994	Los Angeles-1901 Avenue of the stars	0,320	6,4
Sismo#6	Ridgercrest	2019	SNORT	0,314	7,1

Apesar de apresentarem diferentes acelerações de pico, para o estudo em questão, utiliza-se uma normalização para que todos os sinais, reais ou artificiais, possuam o mesmo *PGA* durante a análise. Os dados extraídos do *CESMED* são refinados e importados pelo módulo *Wall* a partir de um arquivo de texto e podem ser visualizados na Figura 4.7.

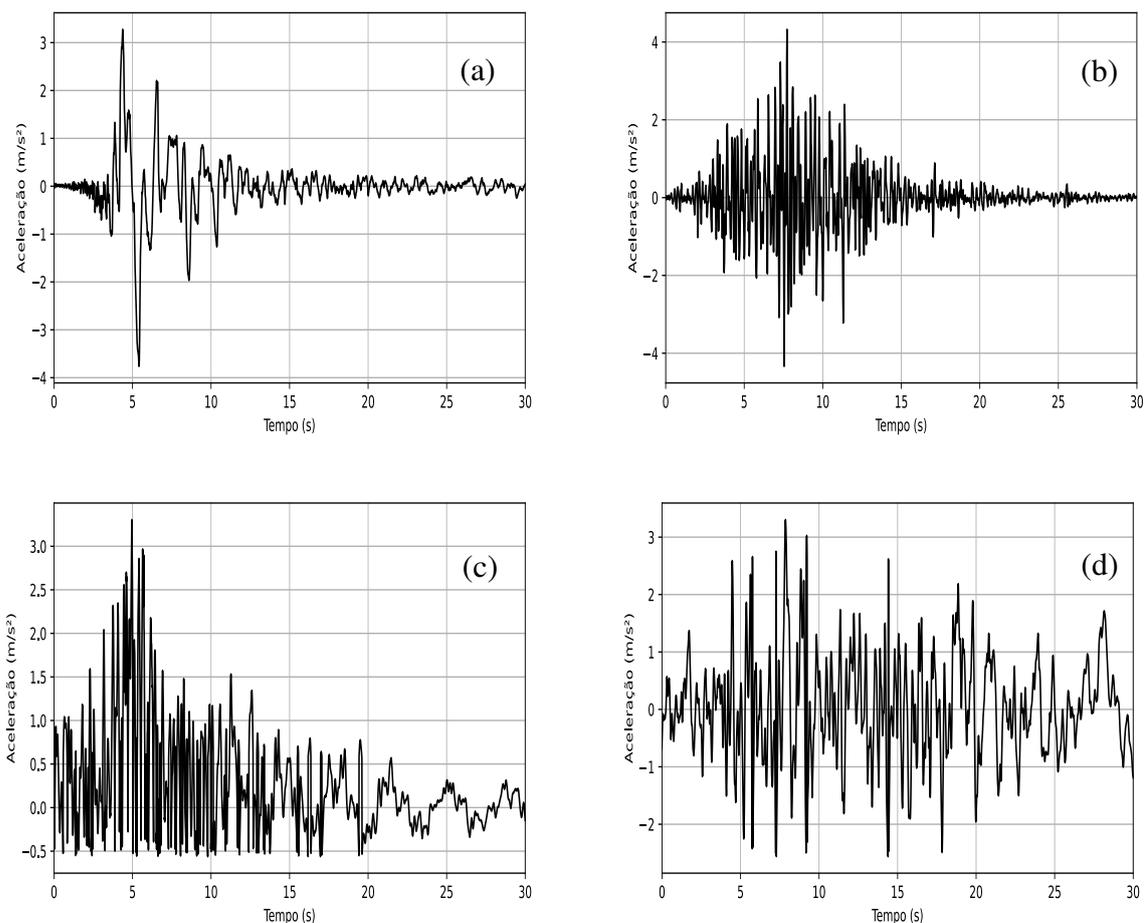


Figura 4.7 – (a) Sinal do Sismo#3;(b) Sinal do Sismo#4;(c) Sinal do Sismo#5 e (d) Sinal do Sismo#6

Os registros temporais são deslocados no eixo do tempo para que seja possível captar o pico do

sinal mais rapidamente, poupando esforço computacional. Todos os registros possuem duração de 30 segundos, para que a comparação com o sismo artificial seja mais coerente.

A fim de se obter uma estimativa da densidade espectral de potência destes sinais, calculam-se os periodogramas dos sinais, a partir do módulo *Scipy.signal*, uma biblioteca em linguagem *Python* desenvolvidas para análise de sinais. Os periodogramas dos acelerogramas sísmicos estão apresentados na Figura 4.8.

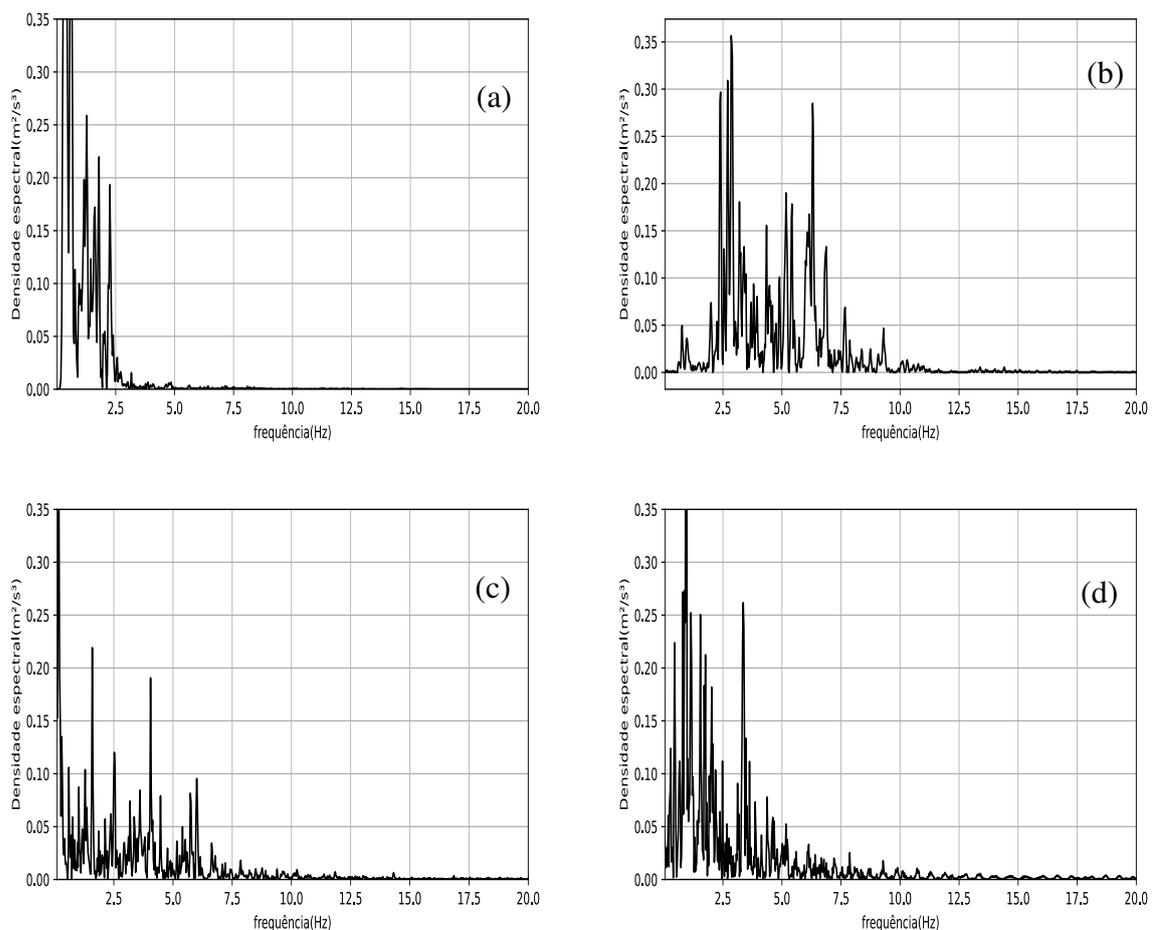


Figura 4.8 – (a) Periodograma do Sismo#3;(b) Periodograma do Sismo#4;(c) Periodograma do Sismo#5 e (d) Periodograma do Sismo#6

Todos os sinais possuem uma grande parcela de sua energia acumulada entre as frequências de 2 Hz a 5 Hz, portanto, são capazes de excitar a estrutura nos seus dois primeiros modos de vibração, garantindo uma parcela significativa de resposta ressonante da estrutura, o que tende a acarretar em maiores deslocamentos e *story drifts*.

Após a importação destes sinais, monta-se o vetor de forças sísmicas e verificam-se os máximos *story drifts* do pórtico de concreto com e sem o pavimento de controle, a fim de verificar a

redução percentual do deslocamento relativo entre pavimentos devido a rigidez das alvenarias, assim como se a utilização do pavimento de controle é suficiente para enquadrar o *story drift* dentro do limite normativo da AISC (2016), que consiste em $H/400$, ou seja, 0,75 cm.

4.3 ANÁLISE PELO MÉTODO ESPECTRAL

A utilização da matriz de amortecimento de Rayleigh permite a utilização da resolução modal da estrutura, que se mostra efetiva para a resolução de problemas dinâmicos de grandes edifícios, visto que reduz significativamente o custo computacional. O número de modos necessários para uma solução satisfatória deve possuir pelo menos 90% da massa total da estrutura. Essa porcentagem é chamada de fator de participação de massa e é calculada pela Equação 4.9.

$$W = \frac{L_n^2}{M_t} \quad (4.9)$$

Em que M_t é a massa total da estrutura em análise. O número de modos necessários varia de acordo com a estrutura, mas tende a ficar entre os valores de 1 e 4.

Para a realização da solução espectral, utilizam-se os sinais temporais analisados nos tópicos anteriores para a criação de espectros de pseudoaceleração a partir do módulo *Pseudo*, que cria esses espectros utilizando a metodologia de Duhamel. Este método não realiza a integração da equação de equilíbrio dinâmico a partir de um *loop* temporal, mas sim pela superposição de vários impulsos, o que torna esse processo mais eficiente.

O módulo *Pseudo* aplica o sinal sísmico a diversos sistemas com um grau de liberdade, com diferentes frequências naturais, e armazena o deslocamento máximo obtido em cada um destes sistemas. Tendo em posse estes deslocamentos, multiplica-os pelo quadrado da frequência natural e obtém-se o espectro de pseudoacelerações para este sinal.

Após a criação dos espectros, o módulo *Wall* determina a quantidade de modos necessários para a análise da estrutura, calcula os valores modais e resolve a equação de equilíbrio dinâmico pela análise espectral descrita no Capítulo 2. Obtém-se, então, os vetores de deslocamento máximo para cada um dos modos analisados da estrutura, que são combinados posteriormente por meio da *Square Root Of Sum Of the Squares (SQRSS)*.

O processo de análise e comparação dos resultados é semelhante ao utilizado para os sinais no domínio do tempo: calcula-se a estrutura submetida a um sismo artificial ressonante e utiliza-se o processo de otimização pelo algoritmo *PSO* para determinar a posição ótima do pavimento de controle. Sabida a posição ótima, calcula-se a estrutura submetida aos sismos reais, com e sem a consideração das alvenarias, e observa-se a redução percentual do *story drift*. É válido

ressaltar que o método do espectro de resposta considera o deslocamento máximo absoluto de cada pavimento do edifício, sem considerar se estes ocorrem simultaneamente ou não.

Também é necessário observar as vantagens e desvantagens da utilização do método espectral para este tipo de análise, quando comparada à análise no domínio do tempo. Portanto, também são verificados o tempo de processamento dos dois métodos e a diferença percentual entre os deslocamentos máximos e os máximos *story drifts*. Por fim, conclui-se qual método é mais eficiente para a realização deste tipo análise.

5 VALIDAÇÃO DOS ALGORITMOS

Este Capítulo tem o intuito de validar os algoritmos utilizados durante a realização desta pesquisa por meio de exemplos encontrados na literatura e por meio de *softwares* comerciais

5.1 VALIDAÇÃO DA MODELAGEM MATEMÁTICA DA ESTRUTURA

Para a validação dos algoritmos utilizados para modelar matematicamente a estrutura, ou seja, verificar se a matriz de rigidez e de massa são montadas corretamente, utiliza-se o *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis 2019*, ativado por meio de licença estudantil. Neste, modela-se uma estrutura com todas as barras de concreto armado, $E = 28000$ MPa, $\gamma = 2500$ kg/m³, seção quadrada de lado 30 cm, espaçamento de 3 metros entre as barras, 4 pilares e 10 pavimentos, conforme visualizado na Figura 5.1, utilizando dentro da análise modal os seguinte parâmetros descritos no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Dados da modelagem no *software* comercial

Número de modos	3
Tolerância	0,0001
Número de iterações	40
Matriz de massa	Consistente
Método	Iteração de subespaço

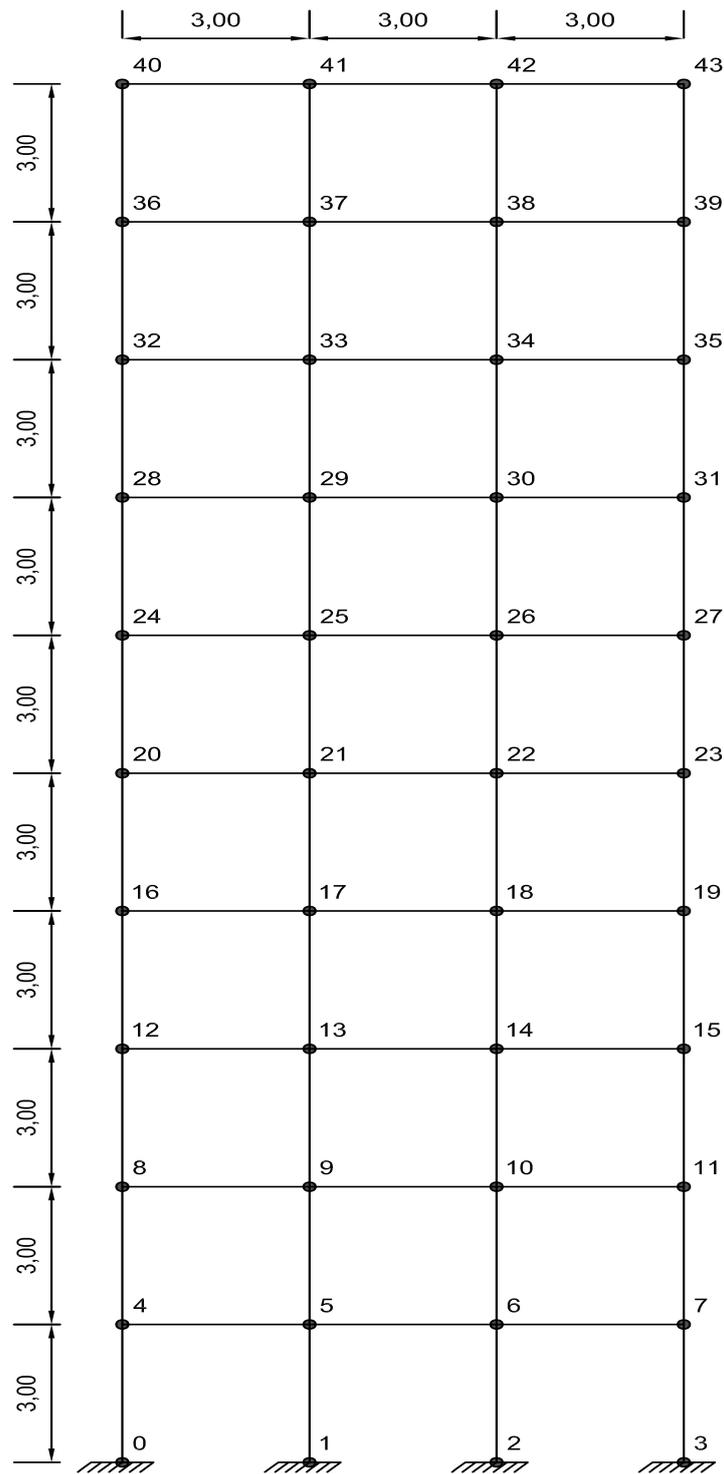


Figura 5.1 – Estrutura utilizada para validação da modelagem matemática da estrutura

A análise modal realizada pelo *software* retorna os modos de vibração e as frequências naturais da estrutura, que servem de referência para a validação do algoritmo utilizado neste trabalho. A Figura 5.2 apresenta os modos de vibração gerados pelo *software* e suas respectivas frequências naturais.

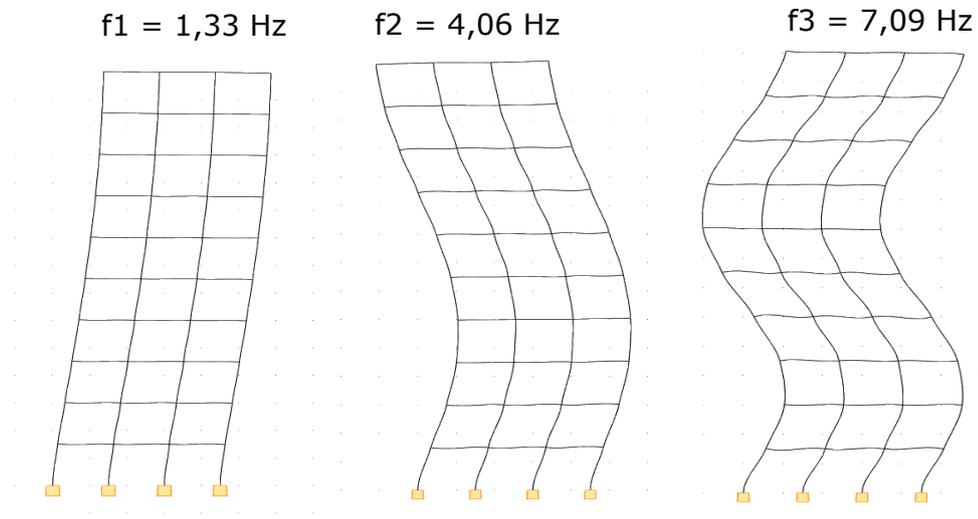


Figura 5.2 – Resultados da análise modal feita pelo *Software Autodesk Robot Structural Analysis 2019*

Além disso, o *software* também informa o fator de participação modal de massa igual a 2, que será necessária durante a análise pelo método espectral.

A Figura 5.3 ilustra os modos de vibração e as suas respectivas frequências calculadas pelo módulo *Wall*, confeccionado neste trabalho. O atributo que realiza a análise modal da estrutura tem como base a função *eig*, disponível no módulo *Scipy.linalg*.

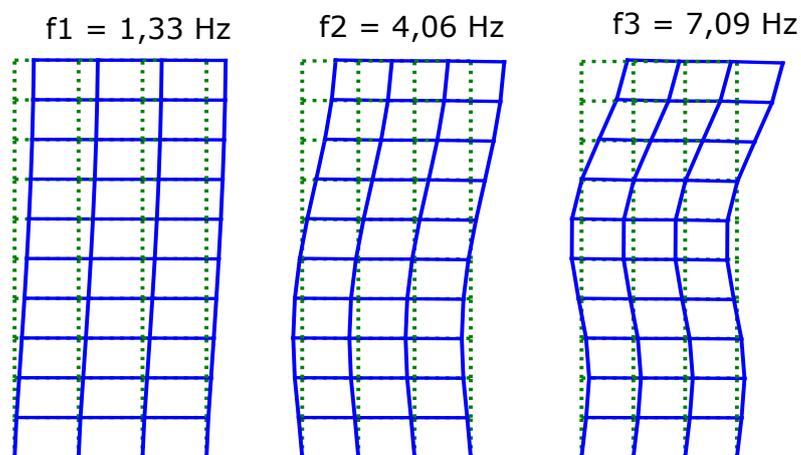


Figura 5.3 – Resultados da análise modal feita pelo módulo *Wall*

Observa-se, portanto, que o algoritmo referente a modelagem matemática da estrutura está validado, visto que os valores coincidem exatamente com os resultados do *software* comercial, com uma precisão de duas casas decimais.

5.2 VALIDAÇÃO DO ALGORITMO DE GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS

A validação do algoritmo de geração de sismos artificiais consiste na verificação do espectro de potência produzido pelo método de Kanai-Tajimi a partir do periodograma do acelerograma sísmico artificial. Para isso, utiliza-se o sinal sísmico estacionário, de forma a realizar um processo inverso ao utilizado pelo método de Shinozuka e Jan. O espectro de potência produzido pelo método de Kanai-Tajimi utilizado neste trabalho, assim como o sinal temporal do sismo artificial estão apresentados nas Figuras 4.4 e 4.5, enquanto a superposição do espectro de Kanai-Tajimi e o periodograma do sinal temporal está apresentada na Figura 5.4.

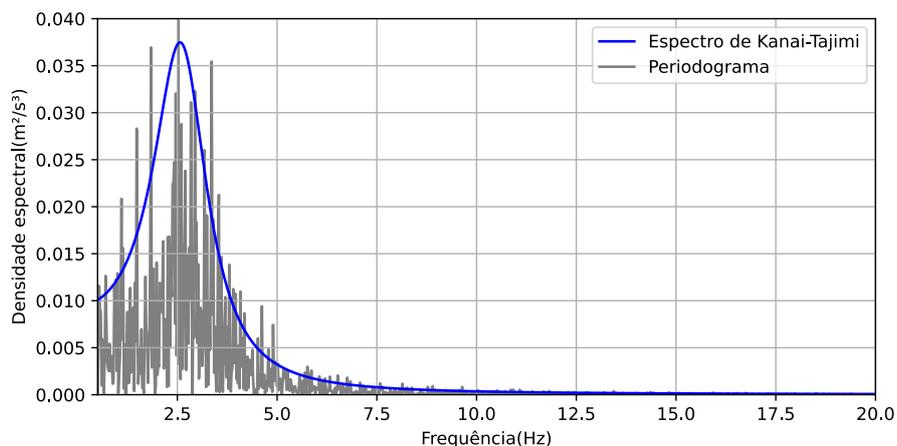


Figura 5.4 – Periodograma do sinal temporal artificial

Observa-se que o conteúdo de frequência está de acordo com o estabelecido e que o pico da densidade de potência coincide nos dois espectros, na abscissa de 2,76 Hz, definida conforme a frequência fundamental da estrutura em análise. Portanto, o algoritmo de geração de sinais artificiais está validado, de acordo com a função *Periodogram* do módulo *Scipy.signal*.

5.3 VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE NEWMARK NÃO-LINEAR

Para a validação do método de Newmark não-linear, utilizam-se dois exemplos do livro de Chopra (2011): um para a validação do método para sistemas com um grau de liberdade e outro

para a validação do método para sistemas com múltiplos graus de liberdade. Como exposto na Figura 3.2, o algoritmo de Newmark para sistemas não-lineares é a união do método de Newmark convencional com o método de Newton-Raphson. Portanto, a validação contida neste tópico é pertinente para os dois métodos.

Para a validação do sistema de 1GDL, resolve-se a equação de equilíbrio dinâmico para um sistema com massa igual a 0,2533 g, amortecimento igual a $0,1592 \frac{kips \cdot s}{in}$ e modelo constitutivo conforme a Figura 5.5.

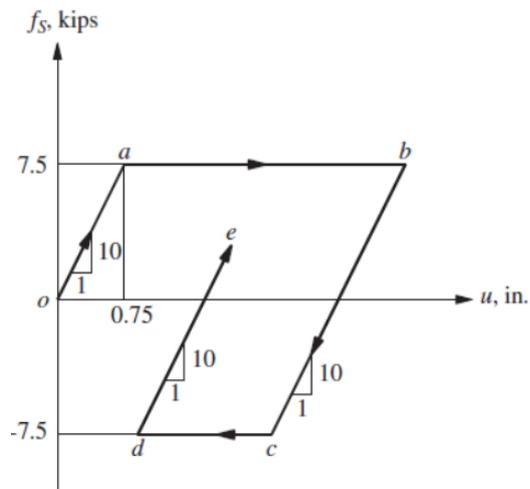


Figura 5.5 – Modelo constitutivo do exemplo de validação do algoritmo de Newmark não-linear (CHOPRA, 2011)

O carregamento externo aplicado ao sistema, segundo o autor, é uma onda semi-senoidal de amplitude igual a 10 kips, como apresentado na Figura 5.6.

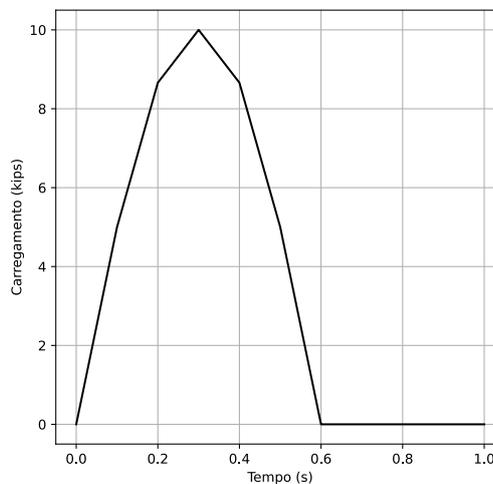


Figura 5.6 – Carregamento externo aplicado ao sistema com 1GDL

Os resultados do autor, assim como os valores encontrados pelo algoritmo desenvolvido no módulo *Wall* estão apresentados na Tabela 5.1. É possível observar que a grande variação observada entre os resultados de Chopra (2011) e do módulo *Wall* são referentes ao valor da função resíduo. Isso ocorre porque existem diferentes cenários possíveis para a realização da convergência dos valores durante a iteração de Newton-Raphson, conforme apresentado no Capítulo 3 deste trabalho. Os resultados encontrados para o deslocamento, a velocidade e a aceleração são idênticos aos do autor, validando o algoritmo para sistemas com apenas 1GDL.

Tabela 5.1 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo *Wall*

Tempo (s)	$P_i^{(1)}$	$R_i^{(2)}$	$K_t^{(3)}$	$u^{(4)}$	$\dot{u}^{(5)}$	$\ddot{u}^{(6)}$
Chopra (2011)						
0,0	0	0	10	0,0000	0,0000	0,0000
0,1	5	0	10	0,0437	0,8733	17,4666
0,2	8,66	0	10	0,2326	2,9057	23,1801
0,3	10	0	10	0,6121	4,6833	12,3719
0,4	8,66	0	0	1,0825	5,3624	1,2103
0,5	5	0	0	1,6214	4,7792	-12,8735
0,6	0	0	0	1,9891	2,5742	-31,2270
Módulo <i>Wall</i>						
0,0	0	0	10	0,0000	0,0000	0,0000
0,1	5	0	10	0,0437	0,8733	17,4666
0,2	8,66	0	10	0,2326	2,9057	23,1801
0,3	10	0	10	0,6121	4,6833	12,3719
0,4	8,66	0	0	1,0825	5,3624	1,2103
0,5	5	0	0	1,6214	4,7792	-12,8735
0,6	0	0	0	1,9891	2,5742	-31,2270
<p>(1) é a força externa aplicada naquela iteração. (2) é o valor da função resíduo. (3) é o valor da rigidez tangente. (4) é o deslocamento. (5) é a velocidade. (6) é a aceleração.</p>						

Para o sistema com múltiplos graus de liberdade, utiliza-se um modelo de *shear building*, com 5 pavimentos, rigidez distribuída apenas nos pilares e massas concentradas nos pavimentos, conforme apresentado na Figura 5.7.

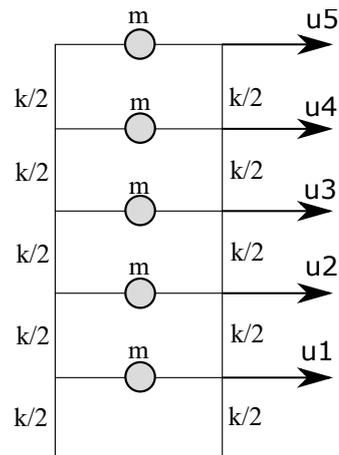


Figura 5.7 – Modelo utilizado para a resolução da validação de MGD L.

O modelo de *shear building* possui apenas graus de liberdade de deslocamento horizontal, que são numerados de 1 a 5, de baixo para cima. O modelo constitutivo utilizado no exemplo consiste num modelo bilinear, em que a força restitutiva varia de acordo com o *story drift*, como apresentado na Figura 5.8.

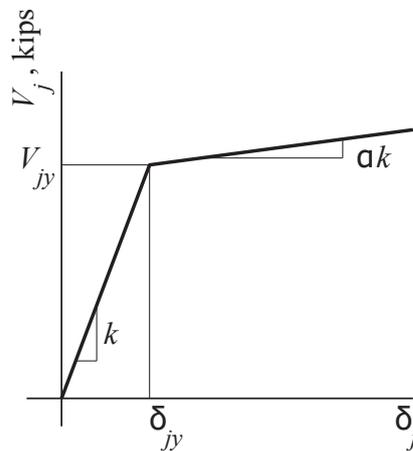


Figura 5.8 – Modelo constitutivo do modelo de validação para MGD L

A descontinuidade da função ocorre quando o valor do *story drift* (δ) ultrapassa 1,25 in e os valores de k e a são, respectivamente, 100 kips/in e 0,05. As matrizes de massa, rigidez e amortecimento também são fornecidas pelo autor e estão apresentadas nas Equações 5.1, 5.2 e 5.3.

$$M = m \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & 1 & & \\ & & 1 & \\ & & & 1 \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

$$K = k \begin{bmatrix} 2 & -1 & & & \\ -1 & 2 & -1 & & \\ & -1 & 2 & -1 & \\ & & -1 & 2 & -1 \\ & & & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

$$C = \begin{bmatrix} 69,01 & -19,81 & -3,395 & -1,370 & -0,873 \\ & 65,70 & -21,18 & -4,268 & -2,243 \\ & & 64,83 & -22,05 & -5,638 \\ & & & 63,46 & -25,45 \\ & & & & 43,65 \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Onde o valor de m é 100 kips/g e o fator de amortecimento utilizado para a definição da matriz de amortecimento é de 5%. O vetor de cargas utilizado é exposto na Equação 5.4, em que \ddot{u}_g corresponde a uma aceleração senoidal conforme apresentada na Figura 5.9. O tempo de atuação da onda t_d é de 1,0 segundo.

$$p(t) = -m \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (5.4)$$

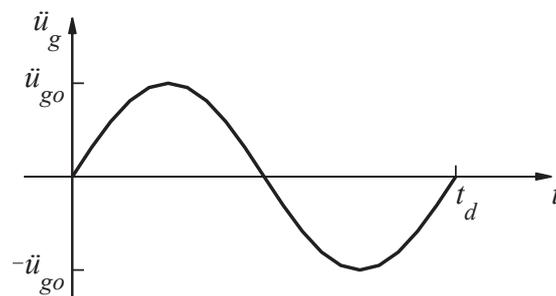


Figura 5.9 – Carregamento externo aplicado ao modelo de MGDL.(Chopra (2011))

O valor da amplitude da onda senoidal, \ddot{u}_{g0} , corresponde a 0,5 g.

De posse de todos os dados de entrada, é possível utilizar o módulo *Wall* para solucionar a equação de equilíbrio dinâmico e retornar o deslocamento de cada um dos graus de liberdade em cada iteração temporal. Apesar do autor fornecer dados até o tempo de 1,0 s, utiliza-se apenas os seis primeiros passos temporais, visto que não há informações sobre a trajetória de descarga. Chopra (2011) afirma que os sistemas dinâmicos são altamente dependentes da trajetória e, devido a isso, analisa-se apenas o processo de carga, que segue o trajeto ilustrado na Figura 5.8. Os comparativos entre os resultados obtidos pelo autor e pelo módulo *Wall* estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo *Wall* para MGD

Tempo (s)	u_1	u_2	u_3	u_4	u_5
Chopra (2011)					
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,1	-0,1708	-0,2359	-0,2613	-0,2712	-0,2746
0,2	-0,7701	-0,1762	-1,3750	-1,4663	-1,5015
0,3	-1,8807	-2,8973	-3,5514	-3,9154	-4,0737
0,4	-3,5344	-5,1266	-6,2603	-7,0473	-7,4383
0,5	-5,3831	-7,5152	-8,7127	-9,6905	-10,2388
0,6	-6,4439	-9,0716	-10,0489	-10,7549	-11,1525
Módulo <i>Wall</i>					
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,1	-0,1709	-0,2360	-0,2614	-0,2712	-0,2746

(Continua)

Tabela 5.2 – Comparação dos resultados de Chopra (2011) com o módulo *Wall* para MGDL (cont.)

0,2	-0,7704	-0,1766	-1,3754	-1,4667	-1,5016
0,3	-1,8817	-2,8984	-3,5526	-3,9166	-4,0749
0,4	-3,5367	-5,1288	-6,2627	-7,0497	-7,4400
0,5	-5,3871	-7,5191	-8,7166	-9,6944	-10,2328
0,6	-6,4492	-9,0772	-10,0545	-10,7605	-11,1581

Quando comparados, os valores possuem uma pequena diferença na terceira casa decimal, com erro máximo de 0,7%, que pode ser devido ao próprio modelo numérico ou pelo tipo de critério de convergência utilizado pelo autor. Devido ao erro máximo entre os valores ser muito próximo de zero, admite-se que o algoritmo está validado para a resolução de sistemas com múltiplos graus de liberdade.

5.4 VALIDAÇÃO DO MODELO DE BARRA COMPRIMIDA DA ALVENARIA

Para verificar o modelo constitutivo definido para as barras de alvenaria, modelam-se 2 pórticos: o primeiro é um pórtico de concreto com alvenaria de vedação, que obedece ao modelo constitutivo apresentado na Figura 4.3, enquanto o segundo é um pórtico em concreto que possui apenas uma barra de alvenaria que segue o mesmo modelo constitutivo. O objetivo é aplicar uma carga unidirecional nas duas estruturas, de forma que, na primeira, uma barra tracione e outra comprima, conforme ilustrado na Figura 5.10.

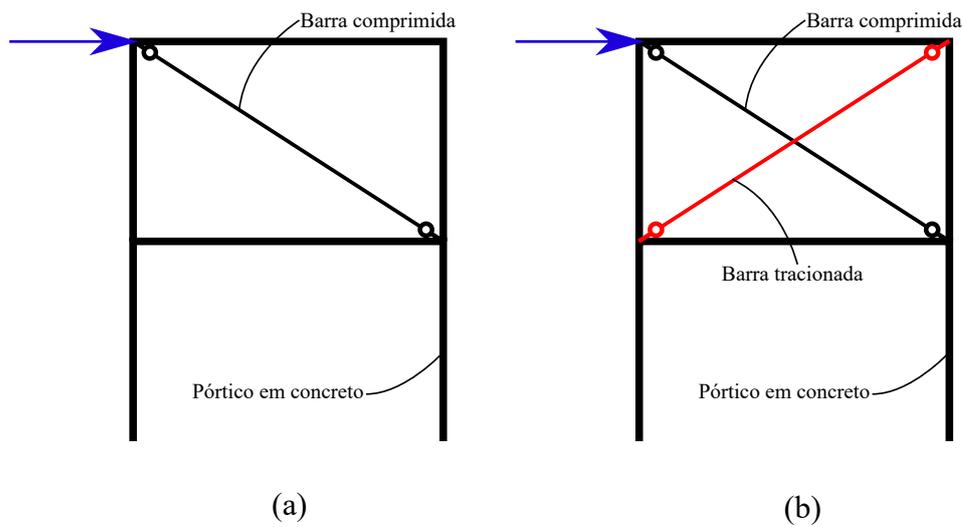


Figura 5.10 – (a) pórtico com uma barra de alvenaria e (b) Pórtico com duas barras de alvenaria,

Espera-se, portanto, que os resultados de deslocamento para os dois pórticos sejam iguais, visto que a barra tracionada não agrega uma parcela de força restitutiva ao sistema. O comparativo entre os deslocamentos dos dois pórticos pode ser visualizado na Figura 5.11.

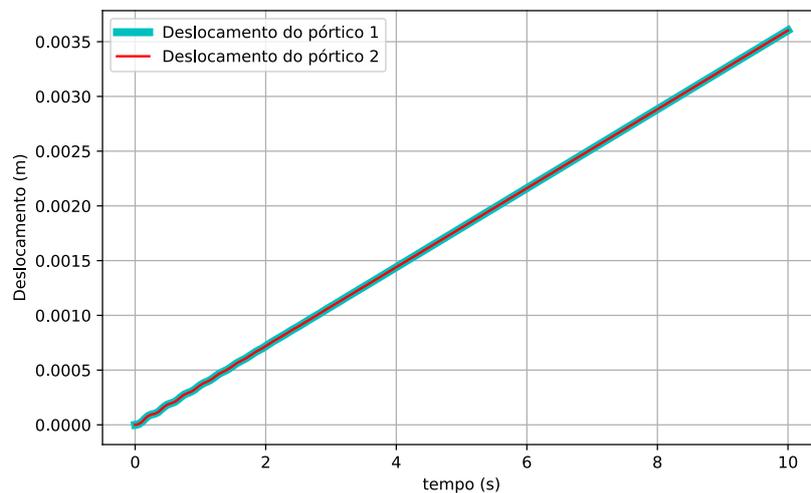


Figura 5.11 – Comparação entre os pórticos analisados

Observa-se que o deslocamento dos dois pórticos analisados é exatamente igual, o que possibilita a conclusão de que o modelo constitutivo utilizado para as barras está correto. Durante a realização desta validação, percebe-se um elevado tempo computacional para a resolução de problemas simples, visto que o processo de Newmark não-linear depende de duas iterações: uma no domínio do tempo e outra para a convergência dos valores. Portanto, faz-se uma comparação

entre o modelo com duas barras não-lineares com um modelo de apenas uma barra linear, quando estes estão submetidos a um carregamento harmônico. Como o carregamento harmônico acarreta em uma mudança de direção na estrutura, o primeiro modelo alternará entre as barras comprimidas, enquanto o segundo alternará entre tração e compressão, conforme indicado na Figura 5.12.

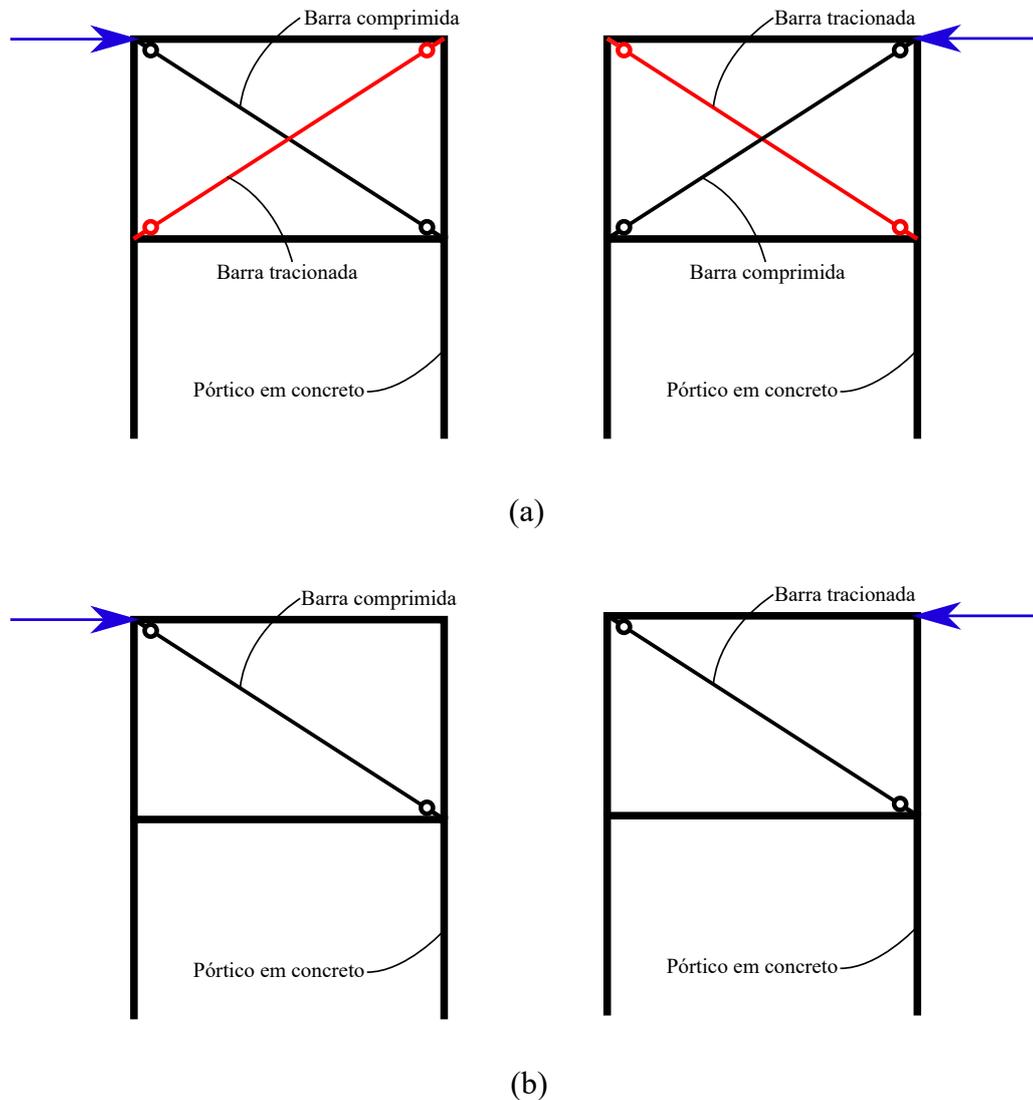


Figura 5.12 – (a) Alternância entre barras comprimidas no primeiro modelo, (b) Alternância de tração e compressão nas barras de modelos lineares

O resultado obtido a partir da comparação dos deslocamentos dos dois modelos submetidos a um carregamento harmônico pode ser visualizado na Figura 5.13.

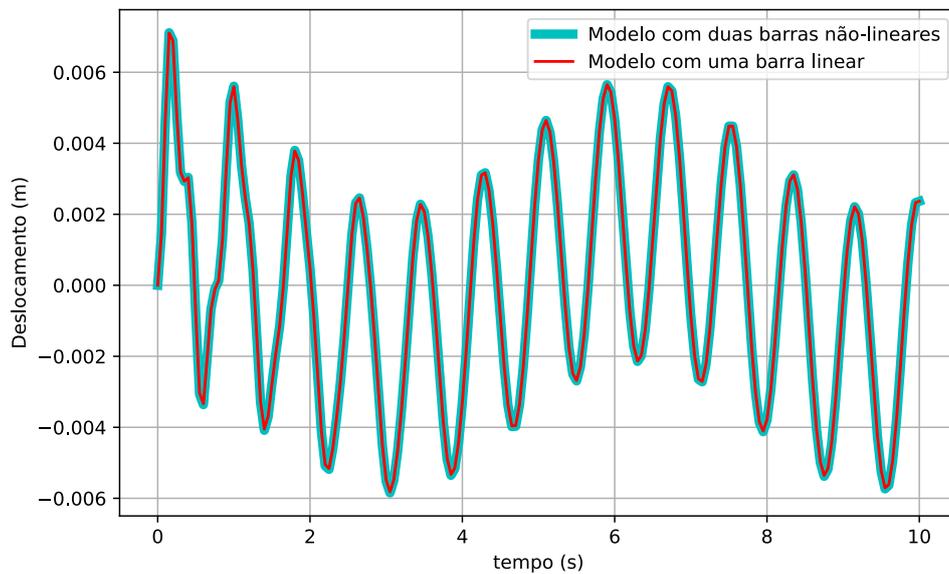


Figura 5.13 – Comparação entre o pórtico com duas barras não-lineares e o pórtico com uma barra linear

Os deslocamentos dos dois sistemas são idênticos, o que permite afirmar que os mesmos são equivalentes. É válido ressaltar que, a utilização do modelo linear equivalente é pertinente para a verificação e análise dos deslocamentos da estrutura, não devendo ser utilizado para o dimensionamento das alvenarias, visto que a distribuição de esforços é diferente.

5.5 VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE DUHAMEL

Para a validação do método de Duhamel, resolve-se um sistema com dois graus de liberdade submetido a um carregamento harmônico, conforme visualizado na Figura 5.14, adaptado de Miguel (2006). A adaptação é feita de modo a deixar a matriz de amortecimento ortogonal aos autovetores do sistema, possibilitando, assim, a resolução por análise modal.

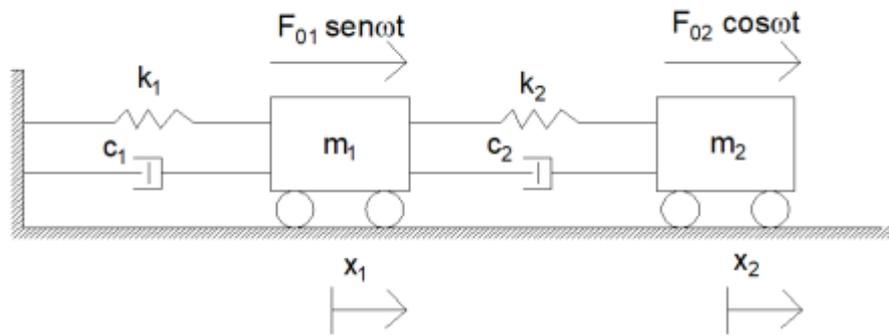


Figura 5.14 – Modelo de dois graus de liberdade submetido a um carregamento harmônico (Miguel (2006))

Os dados do sistema estão resumidos no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Dados do sistema de 2 graus de liberdade

GDL	m (kg)	k (N/m)	ζ	ω (Rad/s)	x_0 (m)	v_0 (m/s)	F_0 (N)
1	10	50	0.01	4	-0,0734	-2,5766	40
2	5	25	0.02	4	-0,6852	1,6161	50

Primeiramente, resolve-se o sistema de 2GDL de forma analítica, a partir da resolução do sistema de equações apresentado na Equação 5.5.

$$\begin{bmatrix} (-M\omega^2 + K) & -C\omega \\ C\omega & (-M\omega^2 + K) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{A} \\ \vec{B} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_1 \\ \vec{F}_2 \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

Resolvendo o sistema, pode-se obter o deslocamento de cada um dos graus de liberdade a partir da Equação 5.6.

$$\vec{x} = \begin{bmatrix} -0,4962 \\ 0,3029 \end{bmatrix} \text{sen}(4t) + \begin{bmatrix} -0,0431 \\ 0,5496 \end{bmatrix} \text{cos}(4t) \quad (5.6)$$

A Figura 5.15 ilustra o deslocamento do primeiro grau de liberdade (x_1) em função do tempo, com duração de 20 segundos.

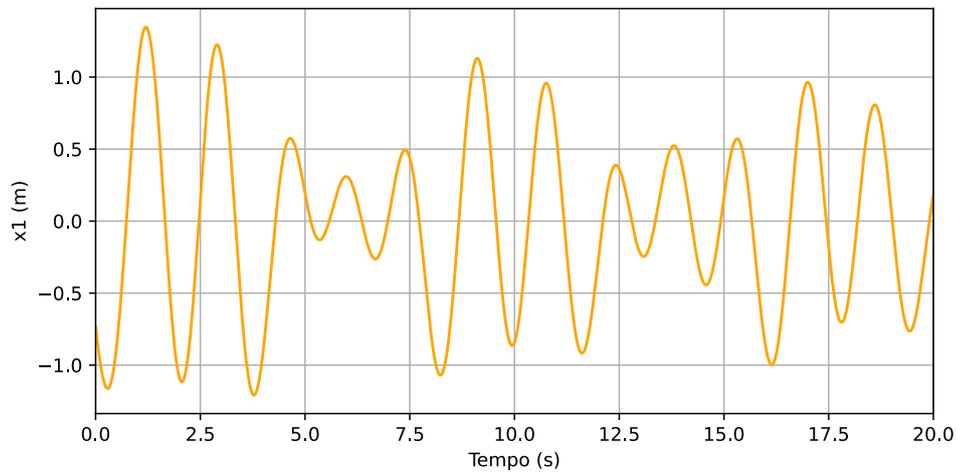


Figura 5.15 – Deslocamento do primeiro grau de liberdade em função do tempo pelo método analítico

De posse da função analítica, pode-se comparar os resultados com as formulações de Newmark e Duhamel. Para a primeira, utiliza-se um passo temporal de 0,02 s, considerando a duração de 20 segundos, totalizando 1000 pontos de integração. Para o segundo, por ser um método exclusivo para a resolução de problemas com 1GDL, deve-se realizar uma análise modal e obter os deslocamentos para cada um dos modos individualmente para, posteriormente, multiplicar estes deslocamentos pelos seus autovetores correspondentes. A Figura 5.16 ilustra a comparação entre a resposta analítica e o método de Newmark, assim como o erro entre os dois.

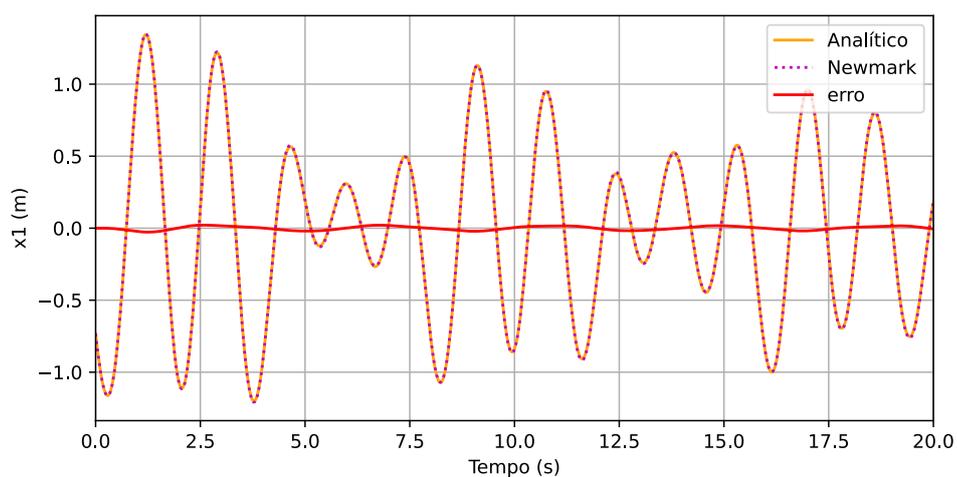


Figura 5.16 – Comparação entre a resolução analítica e o método de Newmark

Como esperado, o método de Newmark é quase que coincidente com o resultado analítico, o que confirma que o método programado no módulo *Wall* para sistemas não-lineares funciona

corretamente com sistemas lineares. O erro máximo obtido entre os dois métodos é de 0,002 m. Comparando, agora, o resultado obtido pelo método de Duhamel com o método analítico (Figura 5.17), percebe-se que o método é eficiente, possuindo erro máximo de 0,001 m.

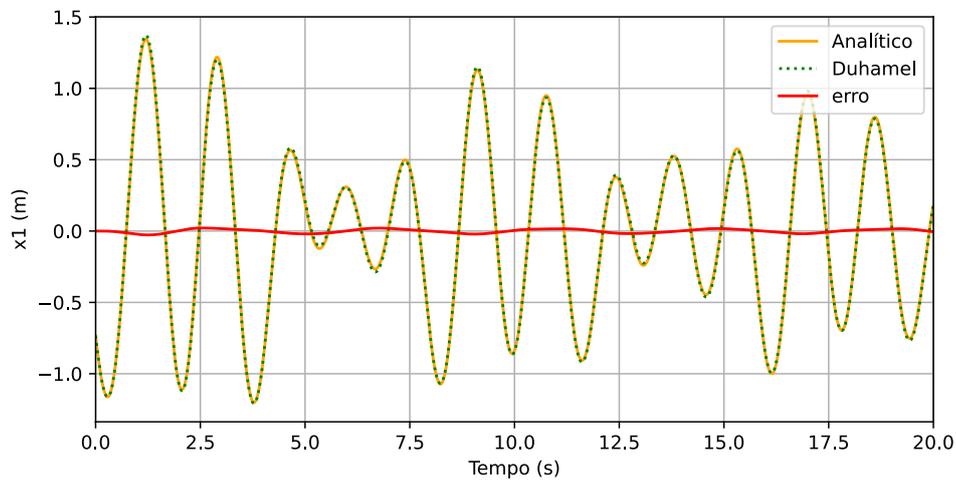


Figura 5.17 – Comparação entre a resolução analítica e o método de Duhamel

O método de Duhamel apresenta valores ainda mais próximos do método analítico, quando comparado ao método de Newmark. Isso ocorre porque o método de Newmark é mais sensível às variações de passo temporal, sendo necessário encontrar um *time step* pequeno o suficiente para gerar bons resultados, mas que não apresente elevado custo computacional.

Portanto, conforme apresentado neste capítulo, pode-se concluir que as rotinas desenvolvidas estão validadas e podem ser utilizadas para as análises subsequentes.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos nas análises descritas na metodologia e as discussões referentes a estes. Os resultados estão divididos em análise matemática da estrutura, análise da estrutura no domínio do tempo e análise da estrutura a partir do método espectral. Na análise matemática da estrutura, são apresentados os desenhos dos pórticos realizados pelo módulo Wall, numerando os nós e as barras do mesmo, o cálculo das frequências naturais e a plotagem dos modos de vibração.

A análise estrutural no domínio do tempo está dividida em três etapas: análise a partir do sismo artificial, otimização da posição do pavimento de controle e análise dos sismos reais. Posteriormente é feita uma análise comparativa dos deslocamentos máximos e dos máximos *story drifts* dos pórticos com e sem o pavimento de controle.

Por fim, a análise a partir do espectro de resposta é feita a partir dos sinais temporais gerados na análise no domínio do tempo, realizando uma análise comparativa dos deslocamentos máximos e dos *story drifts* obtidos neste método e no domínio do tempo. Também é realizado o processo de otimização, visando verificar se o pavimento de controle obtido no domínio do tempo e pelo método espectral são coincidentes. Finalmente, discutem-se as vantagens e desvantagens observadas em cada um dos métodos e a viabilidade dos dois.

6.1 MODELAGEM MATEMÁTICA DA ESTRUTURA

Após a montagem da planilha eletrônica contendo as coordenadas dos nós, a conectividade e as propriedades de cada uma das barras, é possível criar um objeto do módulo *Wall*, que armazenará as matrizes de massa e rigidez da estrutura. A primeira estrutura (#EST1) é plotada (Figura 6.1) para a verificação dos nós e das barras da estrutura.

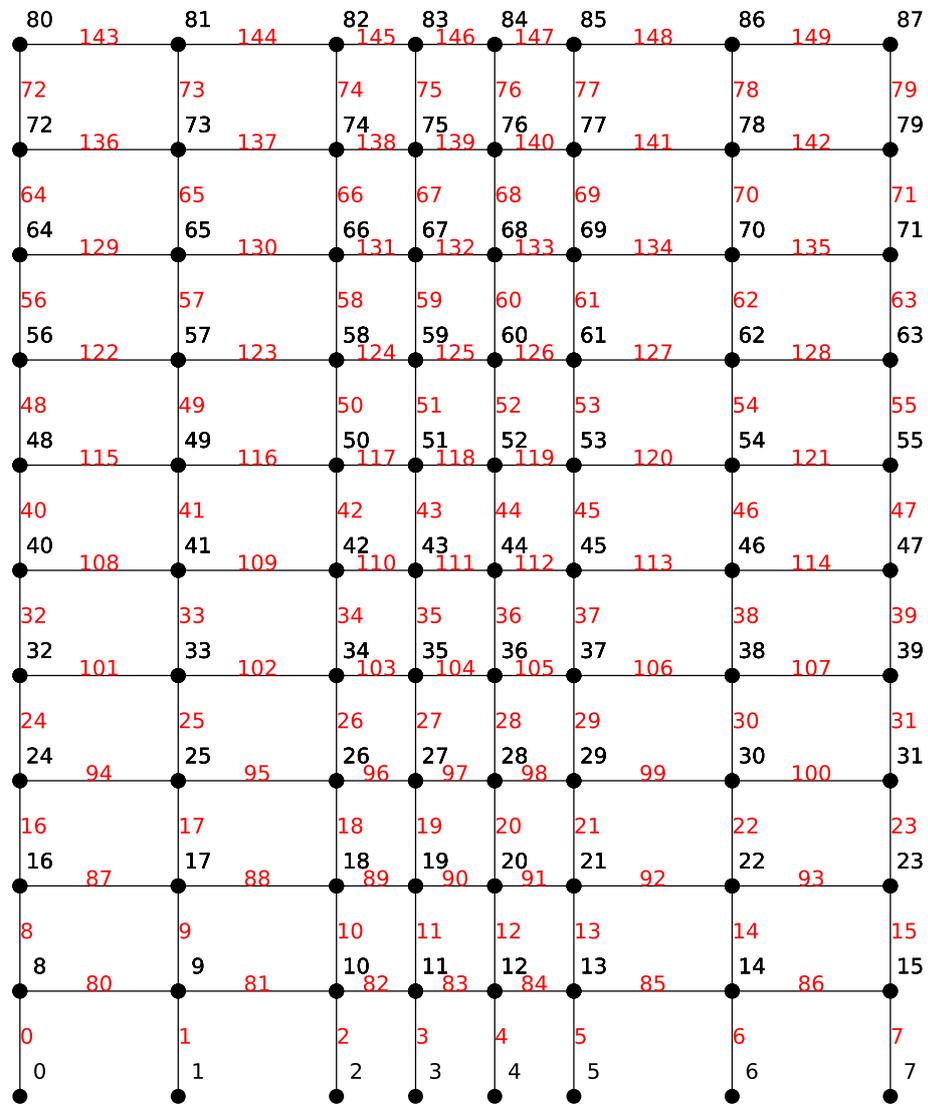


Figura 6.1 – Plotagem da estrutura #EST 1 pelo módulo *Wall*

Após a conferência dos nós e das barras, realiza-se o processo de resolução do problema de autovalores e autovetores, para a determinação das frequências naturais e modos de vibração da estrutura. As 10 primeiras frequências naturais da #EST 1 e seus respectivos períodos podem ser visualizados na Tabela 6.1 e os 3 primeiros modos de vibração estão ilustradas na Figura 6.2.

Tabela 6.1 – 10 primeiras frequências naturais da #EST 1

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	2,76	0,362
2	7,29	0,1371
3	13,70	0,0729
4	19,74	0,0506
5	27,10	0,0369
6	27,30	0,0366
7	28,28	0,0356
8	30,30	0,0330
9	34,49	0,0289
10	35,40	0,0283

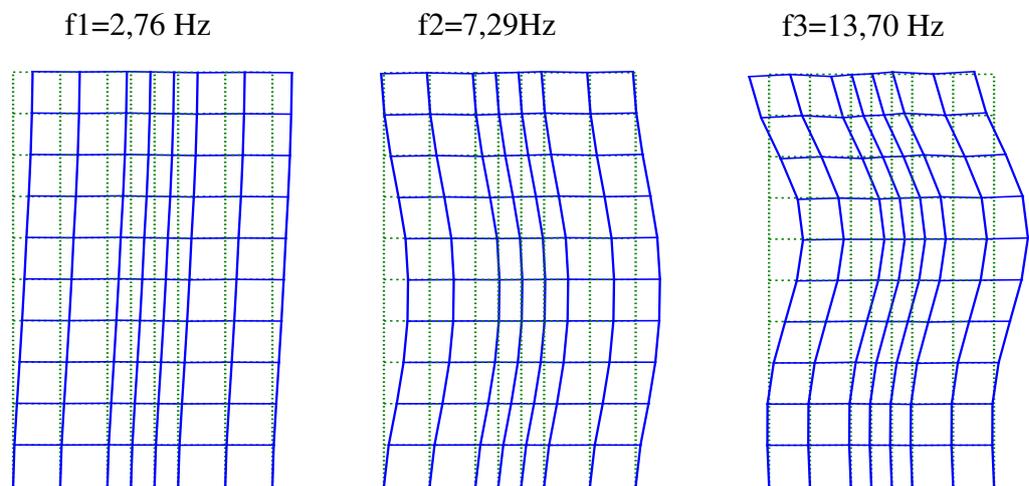


Figura 6.2 – Frequências naturais e modos de vibração da estrutura #EST 1

Percebe-se que a estrutura é suscetível às ações dinâmicas de sismos, visto que a sua frequência fundamental está entre 2 e 5 Hz. Tendo posse dos autovalores da estrutura, é possível a determinação da matriz de amortecimento pelo método de Rayleigh, utilizando o fator de amortecimento $\zeta = 5\%$ para os dois primeiros modos da estrutura. As matrizes de rigidez, massa e amortecimento são exportadas no formato ".xlsx" para conferência de possíveis erros e para que possam ser utilizadas posteriormente caso necessário. O mesmo procedimento é realizado para a #EST 2, sendo sua plotagem representada na Figura 6.3.

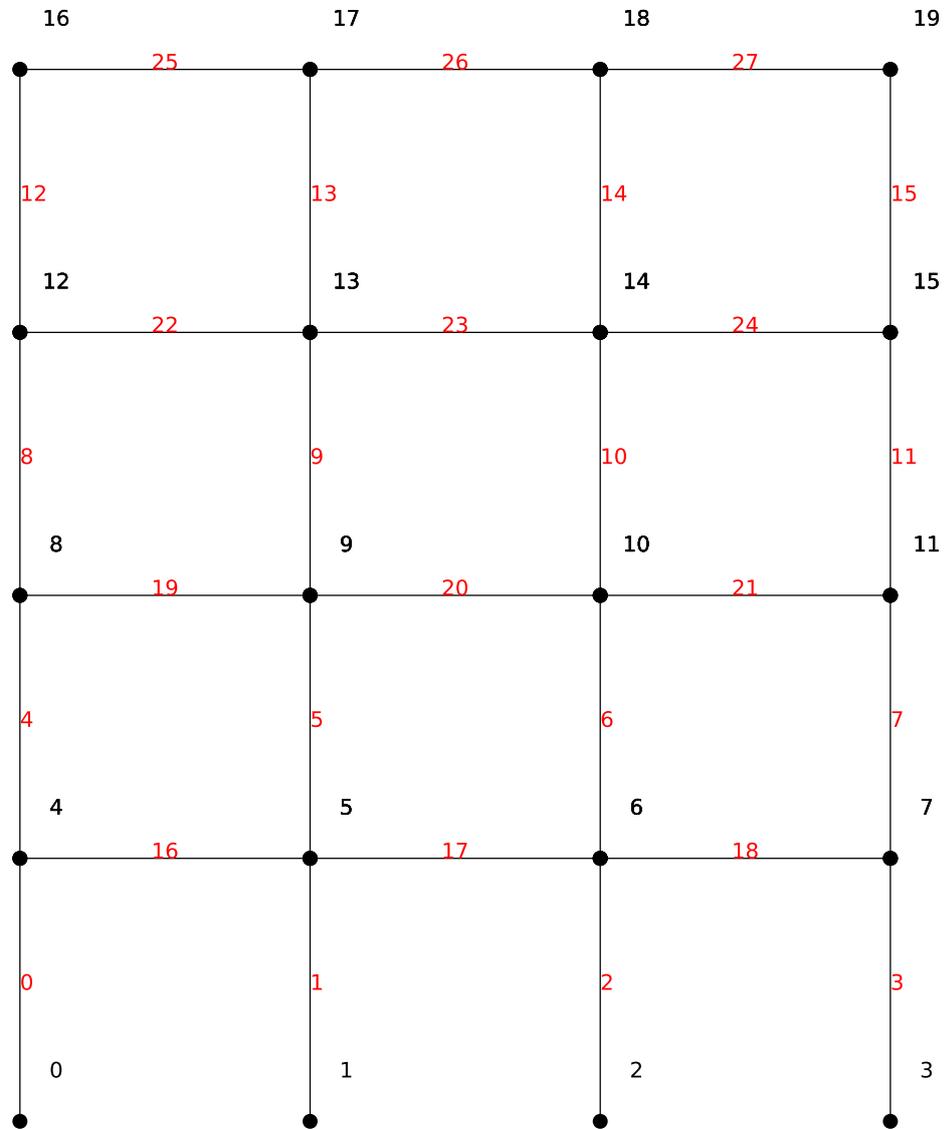


Figura 6.3 – Plotagem da estrutura #EST 2 pelo módulo *Wall*

A segunda estrutura representa uma edificação de pequeno porte, com frequências naturais mais altas, mas que ainda se mostra suscetível aos efeitos dinâmicos do carregamento sísmico. A Tabela 6.2 contém as 10 primeiras frequências naturais dessa edificação e a Figura 6.4 ilustra os 3 primeiros modos de vibração da mesma.

Tabela 6.2 – 10 primeiras frequências naturais da #EST 2

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	4,95	0,2020
2	16,67	0,0600
3	32,46	0,0308
4	50,30	0,0199
5	52,68	0,0190
6	56,57	0,0177
7	62,71	0,0159
8	65,64	0,0152
9	72,75	0,0137
10	75,07	0,0133

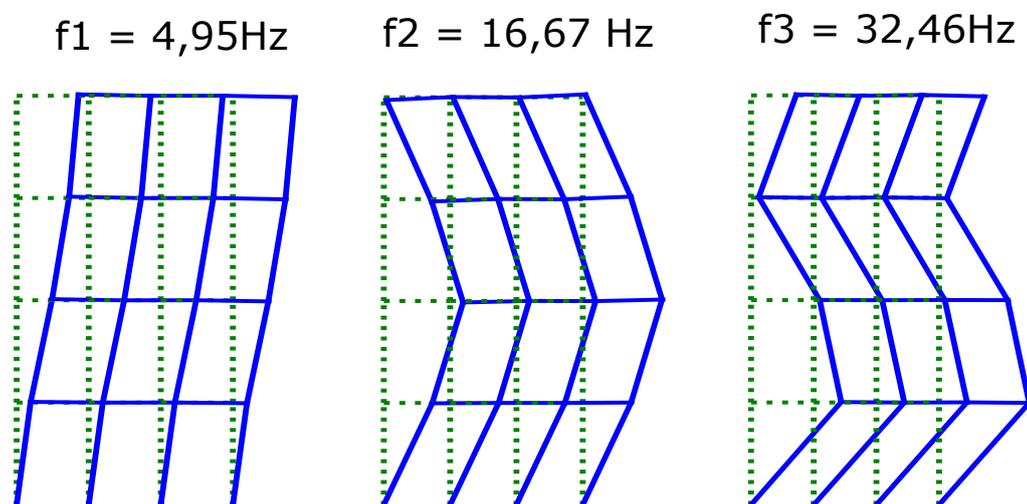


Figura 6.4 – Frequências naturais e modos de vibração da estrutura #EST 2

Estando definidas as frequências naturais da estrutura #EST 2, faz-se o mesmo procedimento realizado para a primeira estrutura, definindo a matriz de amortecimento pelo método de Rayleigh e fator de amortecimento para os dois primeiros modos iguais a 5%.

Com a estrutura modelada matematicamente, pode-se modelar o vetor de cargas que atua sobre a mesma. No próximo tópico, são explicitados os carregamentos artificiais aplicados às estruturas e as respostas em termos de deslocamentos e *story drifts* para cada um dos pórticos analisados.

6.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES NO DOMÍNIO DO TEMPO

A análise no domínio do tempo se inicia com a geração dos sinais artificiais pelo método de Kanai-Tajimi, de forma que a frequência dessa excitação sísmica coincida com a frequência fundamental da estrutura em análise. Desta forma, é possível verificar os deslocamentos das estruturas em situações extremas, devido a um cenário ressonante. Os dados utilizados para a montagem do espectro de potência estão apresentados no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Características dos sismos artificiais

Sismo	Estrutura	Duração (s)	Frequência (Hz)	ζ_g	PGA (g*)
Sismo#1	EST#1	50	2,76	0,03	0,33
Sismo#2	EST#2	50	4,95	0,03	0,33

*g é a aceleração da gravidade em m/s^2

O valor de PGA escolhido é uma média dos sismos reais utilizados neste trabalho, que posteriormente serão normalizados para o mesmo valor de PGA. Após a geração dos espectros de potência, utiliza-se o método desenvolvido por Shinozuka e Jan (1972) para a criação do sinal artificial no domínio do tempo e multiplica-os pela função de envoltória para remover a estacionariedade deste sinal. A função de envoltória utilizada pode ser visualizada na Figura 6.5.

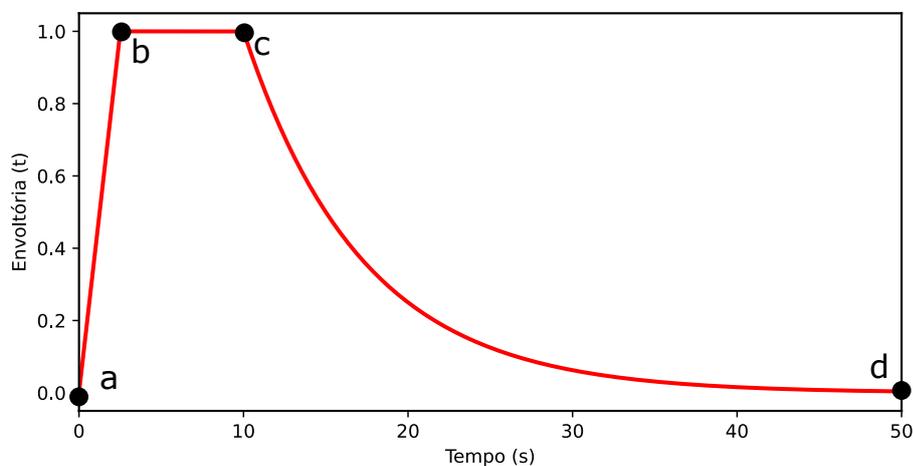


Figura 6.5 – Função de envoltória aplicada aos sinais artificiais

Esta função de envoltória possui um trecho linear entre os pontos a e b (entre 0 e 2,5 s), para representar o intervalo de tempo entre as ondas P e S, um trecho constante entre os pontos b e c (entre 2,5 e 12,5 s) e um decréscimo logarítmico entre os pontos c e d (entre 12,5 e 50 s). Após a multiplicação dos sinais pela função de envoltória, observa-se que o sinal temporal tende a zero quando o tempo ultrapasse 30 s, portanto, decide-se cortar os sinais artificiais para diminuir o custo computacional durante os processos iterativos. As Figuras 6.6 e 6.8 ilustram os sinais temporais artificiais aplicados, respectivamente, à estrutura EST#1 e EST#2, enquanto que as Figuras 6.7 e 6.9 ilustram os seus respectivos espectros de potência.

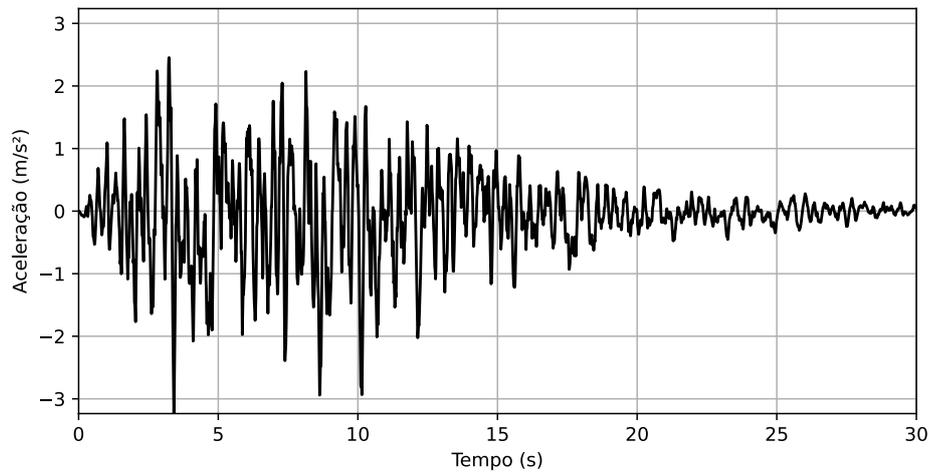


Figura 6.6 – Sinal temporal do Sismo#1

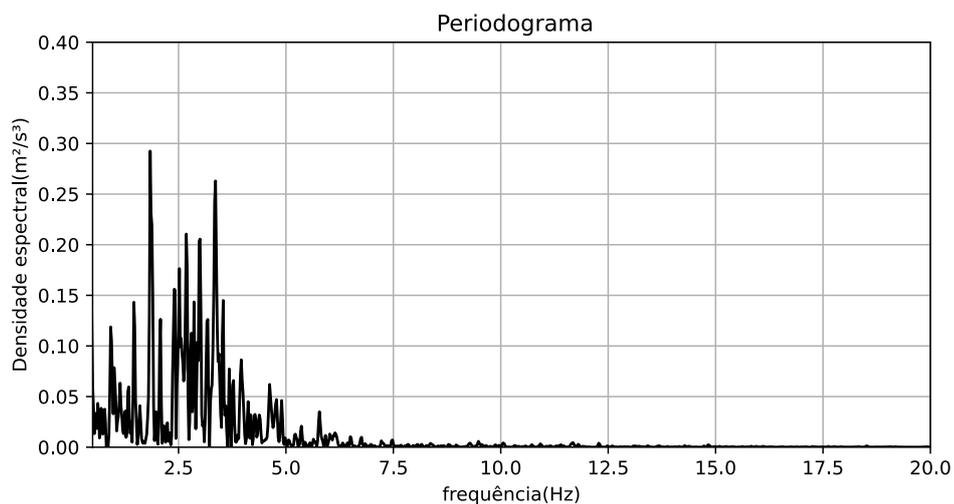


Figura 6.7 – Periodograma do Sismo#1

Observando os periodogramas, é possível observar que as frequências dos sinais temporais que mais possuem energia são coincidentes com as frequências naturais dos pórticos analisados, o que garante o cenário ressonante. É importante ressaltar, também, que o periodograma fornece uma estimativa da densidade espectral de potência, não devendo ser utilizado diretamente para a realização de análises no domínio da frequência.

De posse dos sinais temporais, é possível determinar o vetor de forças do carregamento sísmico a partir do método explicitado no Capítulo 2 deste trabalho, em que este vetor consiste no produto da matriz de massa por um vetor direcional e posteriormente pelo acelerograma sísmico. Em ambas as estruturas, o vetor direcional possui 1 nos graus de liberdade de translação horizontal e 0 nos graus de liberdade de translação vertical e rotação. Deste modo, o carregamento atua apenas na direção horizontal.

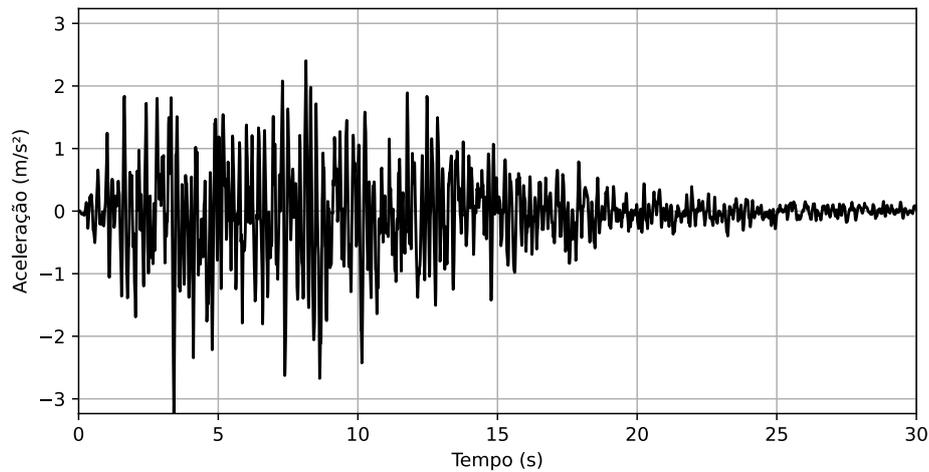


Figura 6.8 – Sinal temporal do Sismo#2

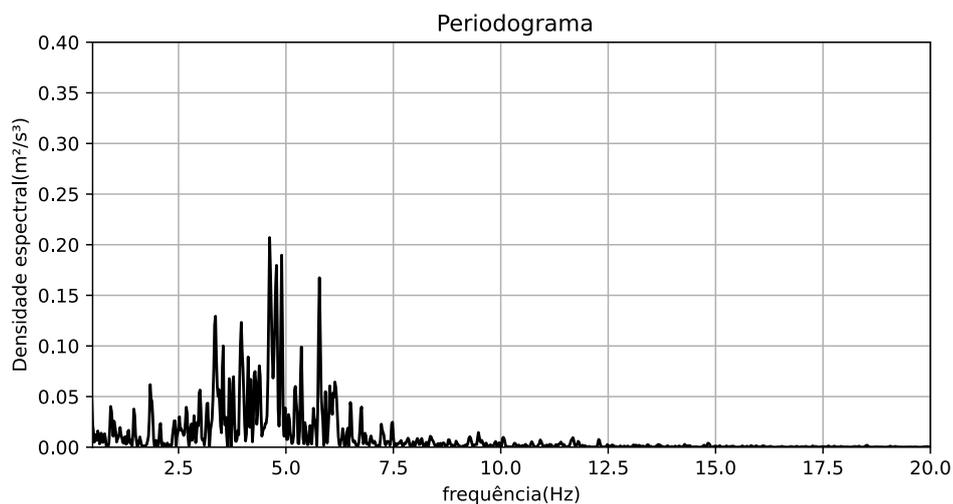


Figura 6.9 – Periodograma do Sismo#2

Resolve-se, agora, a equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark, obtendo-se os valores de deslocamentos máximos e *story drifts* para cada um dos edifícios, apresentados no Quadro 6.2.

Pode-se perceber que os *story drifts* registrados do segundo ao sétimo andar da estrutura Est#1, submetida ao carregamento ressonante, ultrapassam o valor limite estabelecido de $H/400$, em que H é o pé-direito do pavimento, enquanto que a estrutura Est#2, apenas o segundo pavimento ultrapassa esse limite. Acredita-se que, apesar de estar submetida a um carregamento ressonante, os deslocamentos e *story drifts* dessa estrutura tendem a ser menores, visto que o número de andares da estrutura é reduzido.

Tendo em vista que o limite de *story drift* foi ultrapassado nas duas estruturas, faz-se o processo

Quadro 6.2 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* para as estruturas sob carregamento ressonante.

Andar	$\delta_{lim}(cm)$	Est#1		Est#2	
		$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$	$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$
1	0,75	0,498	0,3980	0,56	0,56
2	0,75	1,423	0,925	1,406	0,846
3	0,75	2,418	0,995	2,077	0,671
4	0,75	3,376	0,958	2,444	0,367
5	0,75	4,251	0,875	-	-
6	0,75	5,033	0,782	-	-
7	0,75	5,932	0,899	-	-
8	0,75	6,649	0,717	-	-
9	0,75	7,149	0,500	-	-
10	0,75	7,425	0,276	-	-

da consideração da alvenaria de vedação como estrutura de contraventamento, a partir do método do pavimento de controle. A partir do processo de otimização, realizado pelo método *PSO*, define-se o pavimento ideal para realizar o controle dos deslocamentos laterais para cada uma das edificações.

Primeiramente, realiza-se o processo de otimização na Estrutura Est#1, utilizando como função objetivo a consideração da alvenaria num determinado pavimento de forma a minimizar o maior *story drift* da edificação. O número de partículas necessárias e quantidade de iterações são definidas por tentativas, de forma que o processo convirja de forma eficiente, sem que haja um elevado tempo de processamento. A curva de convergência para a otimização do pavimento de controle para a estrutura Est#1 está ilustrada na Figura 6.10.

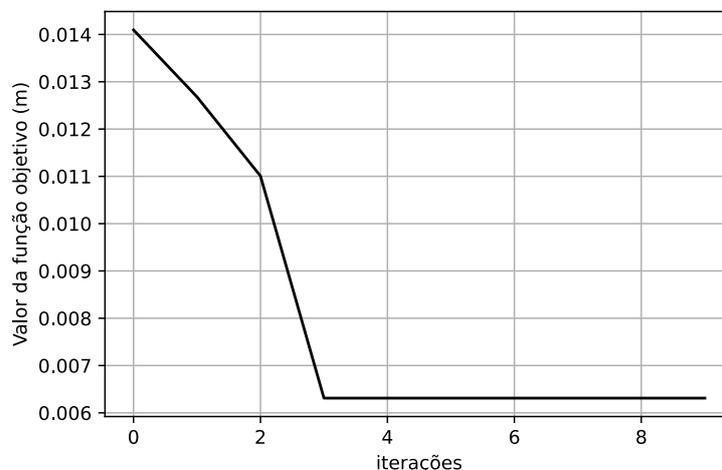


Figura 6.10 – Convergência do processo de otimização para a estrutura Est#1 no domínio do tempo.

A função objetivo chega ao seu mínimo quando a alvenaria é considerada no pavimento 1 da

Est#1, como apresentado na Figura 6.11. O tempo de processamento necessário para a realização dessa otimização é de 96 segundos. Isto ocorre devido ao tipo de variável de controle utilizada no processo de otimização, visto que esta só pode receber valores inteiros. O pavimento ótimo para conter os máximos *story drifts* não coincide com o pavimento de maior deslocamento ou de maior deslocamento relativo, portanto o processo de otimização é fundamental para a determinação do mesmo. Para estruturas de maior porte ou tridimensionais, o tempo de processamento deve ser mais elevado.

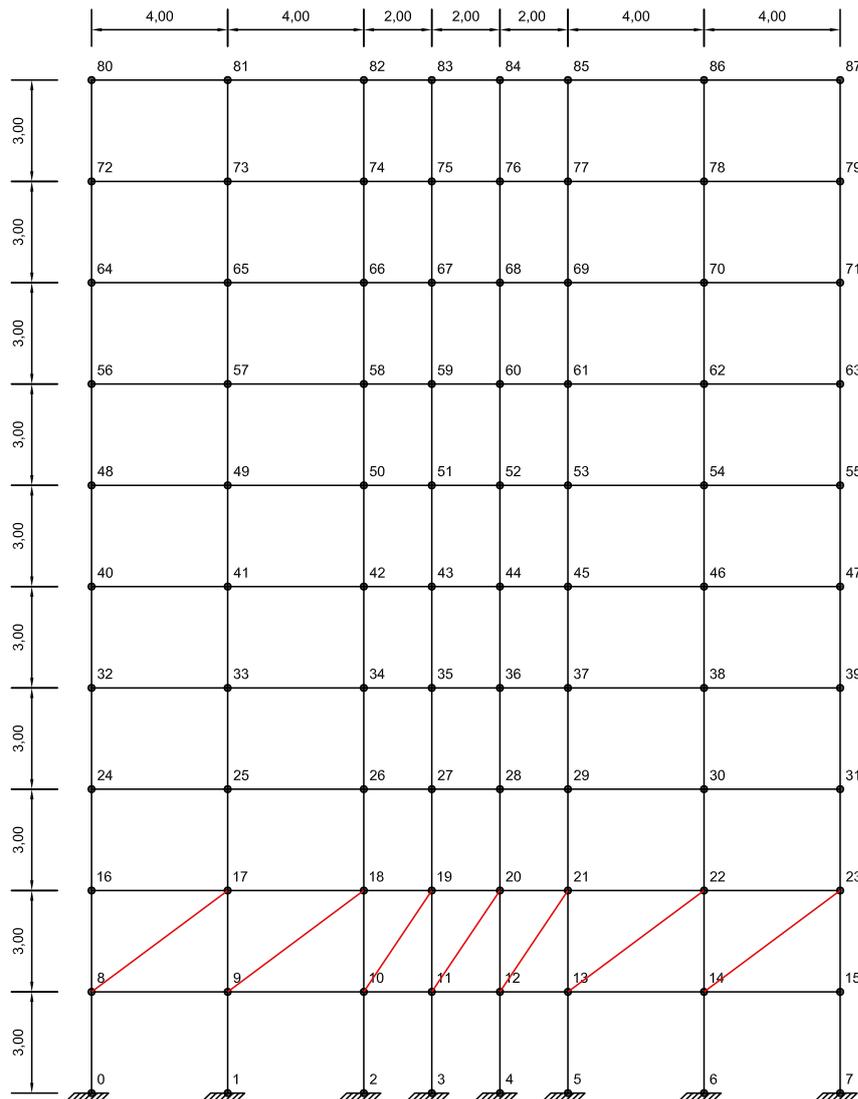


Figura 6.11 – Pavimento de controle definido para a estrutura Est#1.

Os valores de deslocamento máximo e *story drifts* antes e depois da utilização do pavimento de controle podem ser visualizadas no Quadro 6.3. A redução de *story drifts* atinge o valor de 71% no pavimento de controle, enquanto nos outros pavimentos, o valor médio da redução é de 30%.

Quadro 6.3 – Comparação dos resultados da Est#1 com e sem pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	$\delta_{lim}(cm)$	Est#1 s/ pav. de controle		Est#1 c/ pav. de controle		Redução de δ (%)
		$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$	$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$	
1	0,75	0,498	0,3980	0,277	0,277	30
2	0,75	1,423	0,925	0,5469	0,2699	71
3	0,75	2,418	0,995	1,0496	0,5027	49
4	0,75	3,376	0,958	1,6808	0,6312	34
5	0,75	4,251	0,875	2,2866	0,6058	31
6	0,75	5,033	0,782	2,831	0,5444	30
7	0,75	5,932	0,899	3,453	0,622	31
8	0,75	6,649	0,717	3,965	0,512	29
9	0,75	7,149	0,500	4,325	0,36	28
10	0,75	7,425	0,276	4,524	0,199	28

Com a utilização do pavimento de controle, os pavimentos que estavam além do valor de 0,75 cm são controlados, ficando de acordo com o limite estabelecido. O deslocamento máximo do último pavimento possui redução de, aproximadamente, 39%, e os sinais temporais deste pavimento, com e sem o pavimento de controle, estão apresentados na Figura 6.12.

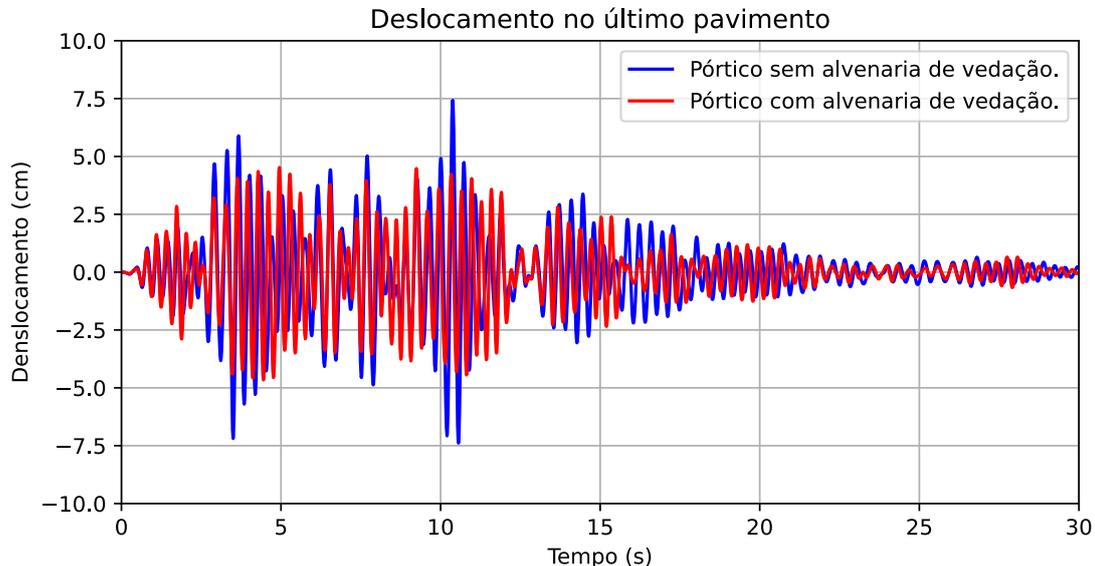


Figura 6.12 – Comparação dos deslocamentos do último pavimento da Est#1 com e sem o pavimento de controle.

É notável a diminuição dos deslocamentos quando são comparadas as situações com e sem o pavimento de controle, o que garante que a rigidez lateral acrescida devido à consideração da alvenaria em apenas um pavimento é suficiente para reduzir significativamente os deslocamentos e os *story drifts* da estrutura. A comparação entre os máximos *story drifts* é visualizada na Figura 6.13.

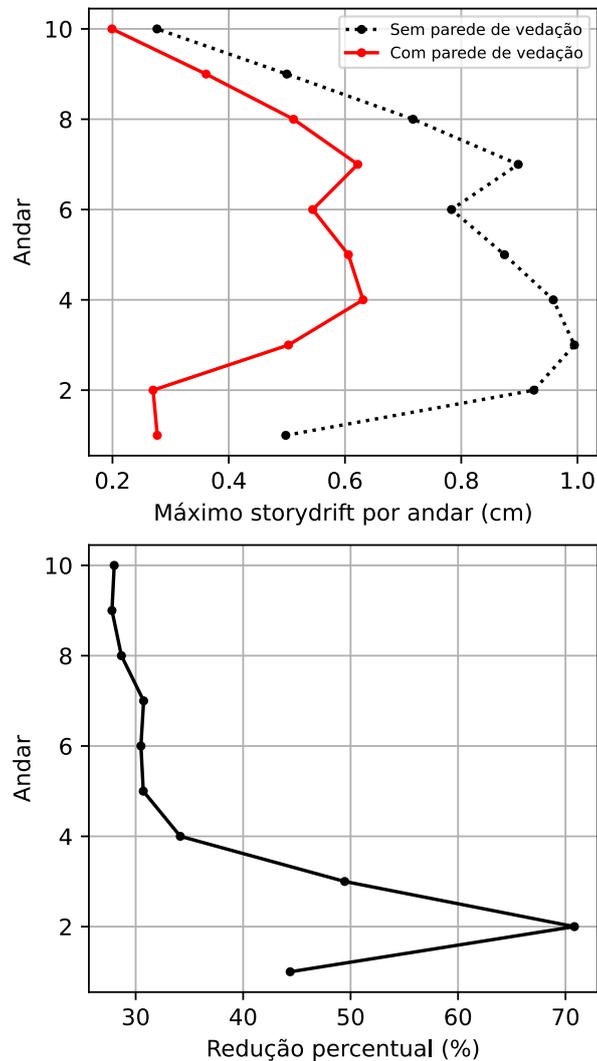


Figura 6.13 – Comparação dos *story drifts* da Est#1 com e sem o pavimento de controle.

O mesmo procedimento é realizado para a estrutura Est#2, isto é, utiliza-se o algoritmo *PSO* para determinar o andar ideal para ser utilizado como pavimento de controle. A Figura 6.14 ilustra a curva de convergência para a otimização do pavimento de controle para a estrutura Est#2.

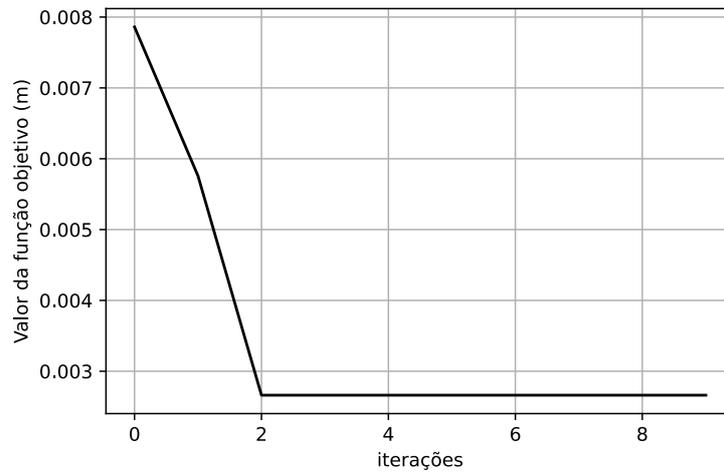


Figura 6.14 – Convergência do processo de otimização para a estrutura Est#2 no domínio do tempo.

A função objetivo chega ao seu mínimo quando a alvenaria é considerada no pavimento térreo da Est#2, como apresentado na Figura 6.15. O tempo de processamento necessário para a realização dessa otimização é de 32 segundos, valor inferior ao da EST#1, visto que possui menos graus de liberdade.

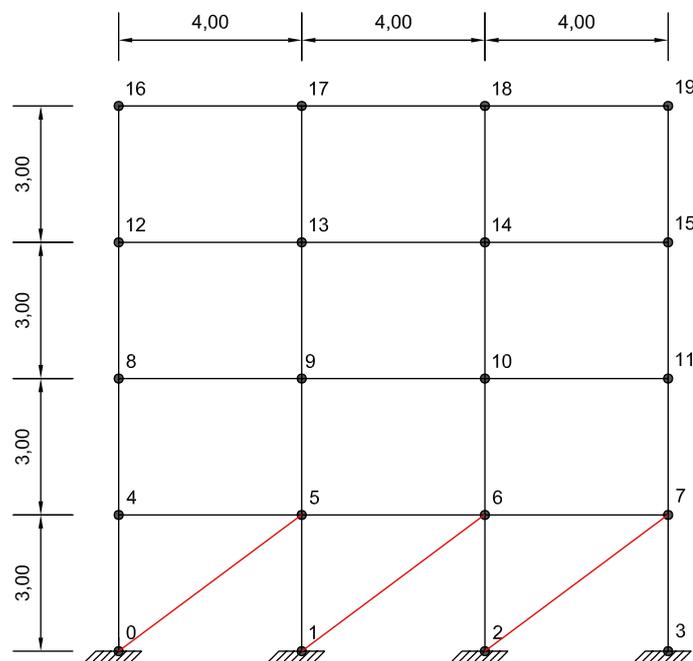


Figura 6.15 – Pavimento de controle definido para a estrutura Est#2.

Assim como ocorrido na Est#1, a posição ótima do pavimento de controle não coincide com a posição do máximo valor de *story drift* e, a sua consideração, acarreta numa redução significativa

dos deslocamentos máximos dos pavimentos. A Figura 6.16 apresenta a comparação entre os deslocamentos do último pavimento com e sem a consideração do pavimento de controle.

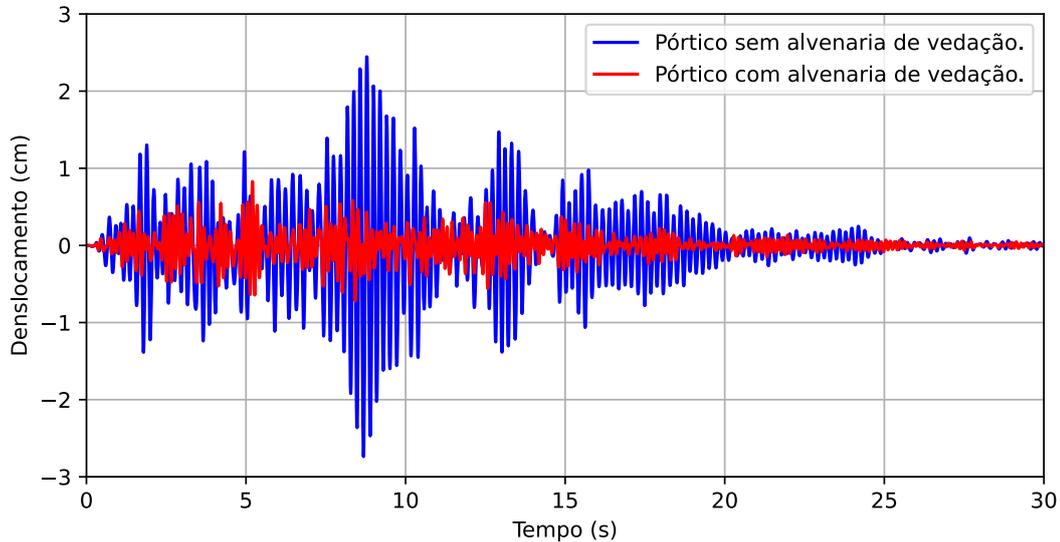


Figura 6.16 – Comparação dos deslocamentos do último pavimento da Est#2 com e sem o pavimento de controle.

A redução máxima do deslocamento no topo, em termos percentuais, quando comparados os cenários com e sem controle, é de 66%. Os valores detalhados de deslocamentos máximos e máximos *story drifts* estão apresentados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Comparação dos resultados da Est#2 com e sem pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	$\delta_{lim}(cm)$	Est#2 s/ pav. de controle		Est#2 c/ pav. de controle		Redução de δ (%)
		$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$	$U_{max}(cm)$	$\delta_{max}(cm)$	
1	0,75	0,560	0,5600	0,244	0,244	56
2	0,75	1,407	0,847	0,345	0,101	88
3	0,75	2,077	0,670	0,6112	0,2662	60
4	0,75	2,444	0,367	0,8271	0,2159	41

O valor máximo obtido para a redução de *story drift* é de 88% e a média de redução é em torno de 60%. Acredita-se que as reduções de deslocamento e *story drifts* são mais intensas na estrutura Est#2 devido ao porte da estrutura, visto que esta possui uma quantidade inferior de andares que a Est#1. A quantidade de andares, portanto, influencia na eficácia do método, sendo este intensificado em pequenas edificações e, em contra partida, edifícios mais altos, provavelmente, necessitam de mais de um pavimento de controle. A comparação dos máximos *story drifts* para os cenários com e sem controle para a estrutura Est#2 está apresentada na Figura 6.17.

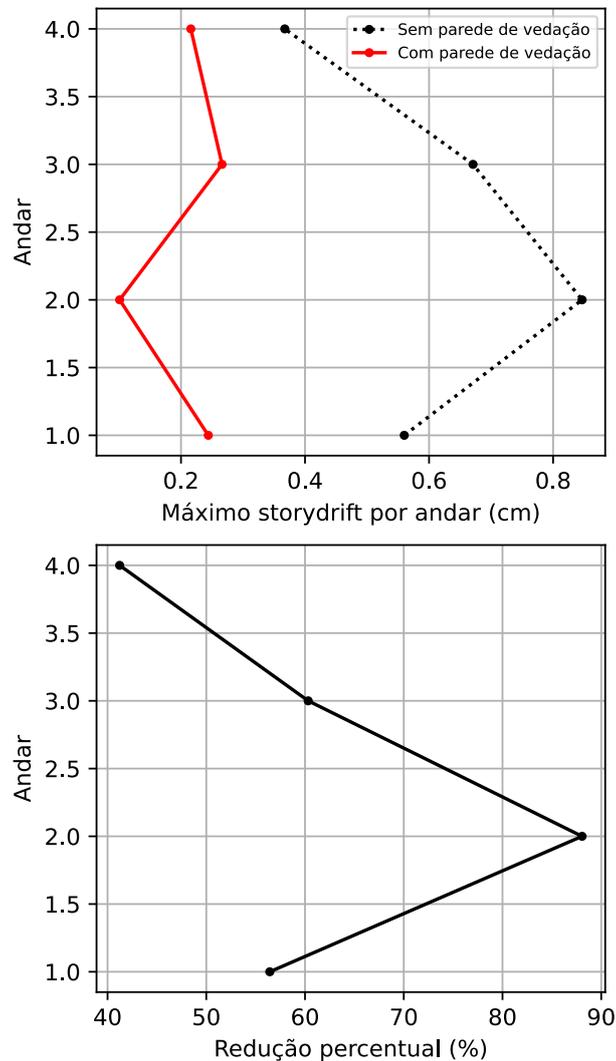


Figura 6.17 – Comparação dos *story drifts* da Est#2 com e sem o pavimento de controle.

De forma semelhante ao ocorrido na Est#1, o pavimento que ultrapassa o limite estabelecido é contido pela consideração da rigidez da alvenaria como sistema de controle.

Definidas as respostas das estruturas em termos de deslocamentos e *story drifts* para a situação ressonante e definido a situação ótima do pavimento de controle, pode-se obter as respostas das estruturas quando estas estão submetidas aos carregamentos reais, com e sem a contribuição da alvenaria. Primeiramente, resolve-se a equação de equilíbrio dinâmico para a Est#1 sem o pavimento de controle, usando como carregamento cada um dos sismos apresentados no Capítulo

4. O Quadro 6.5 apresenta o deslocamento máximo e os *story drifts* máximos para cada um dos sismos artificiais aplicados à Est#1.

Quadro 6.5 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#1 sem pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,366	0,366	0,473	0,473	0,290	0,290	0,366	0,366
2	1,018	0,653	1,361	0,888	0,818	0,528	1,023	0,658
3	1,688	0,670	2,321	0,960	1,373	0,555	1,706	0,683
4	2,305	0,617	3,238	0,916	1,899	0,526	2,3454	0,639
5	2,847	0,542	4,054	0,816	2,374	0,475	2,919	0,574
6	3,318	0,471	4,761	0,707	2,797	0,423	3,434	0,515
7	3,847	0,529	5,580	0,819	3,280	0,483	4,0238	0,590
8	4,265	0,418	6,376	0,796	3,666	0,386	4,495	0,471
9	4,553	0,288	6,946	0,570	3,934	0,268	4,823	0,328
10	4,714	0,161	7,259	0,313	4,082	0,148	5,00	0,177

*Todos os valores em centímetros

Nota-se que apenas os pavimentos 2, 3, 4, 5, 7 e 8 da Est#1 ultrapassam o limite de *story drift* de 0,75 cm, quando submetido ao Sismo#4. A partir da verificação dos periodogramas dos sismos artificiais, o Sismo#4 é o que possui densidade energética mais próxima da frequência fundamental da estrutura Est#1, o que pode ser a causa do elevado valor de *story drift*. Os valores observados para os outros carregamentos são até 50% menores quando comparados aos do Sismo#4, o que comprova que a parcela ressonante contribui significativamente para os deslocamentos e *story drifts* das estruturas. Tendo em vista a melhora nos resultados apresentados no Quadro 6.6, aplicam-se os carregamentos sísmicos reais à estrutura Est#1, agora considerando o pavimento de controle na posição ótima definida pelo processo de otimização.

Quadro 6.6 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#1 com pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,179	0,179	0,284	0,284	0,248	0,248	0,286	0,286
2	0,346	0,167	0,556	0,272	0,492	0,244	0,56	0,274
3	0,637	0,291	1,037	0,481	0,948	0,456	1,054	0,494
4	0,991	0,354	1,607	0,570	1,517	0,569	1,665	0,611
5	1,323	0,332	2,103	0,496	2,058	0,541	2,245	0,580
6	1,615	0,292	2,489	0,386	2,531	0,473	2,755	0,510
7	1,943	0,328	3,041	0,552	3,057	0,526	3,331	0,576
8	2,202	0,259	3,543	0,502	3,471	0,414	3,784	0,453
9	2,382	0,180	3,898	0,355	3,752	0,281	4,096	0,312
10	2,481	0,099	4,095	0,197	3,906	0,154	4,27	0,172

*Todos os valores em centímetros

O valor dos *story drifts* da Est#1, quando submetida ao Sismo#4, reduzem até 50%, estando de acordo com o limite estabelecido de 0,75 cm. Por outro lado, ao analisar o Sismo#5, apesar da redução dos deslocamentos máximos devido à implementação do pavimento de controle, os *story drifts* dos andares superiores aumentaram em torno de 4%. Apesar de não ter um aumento significativo, que ultrapasse o limite estabelecido, é válido ressaltar que a utilização do pavimento de controle altera as características físicas da estrutura, aumentando as suas frequências naturais e variando a rigidez lateral entre os andares, o que pode acarretar em situações como esta. A Figura 6.18 ilustra a comparação dos máximos *story drifts* para os cenários com e sem controle para a estrutura Est#1.

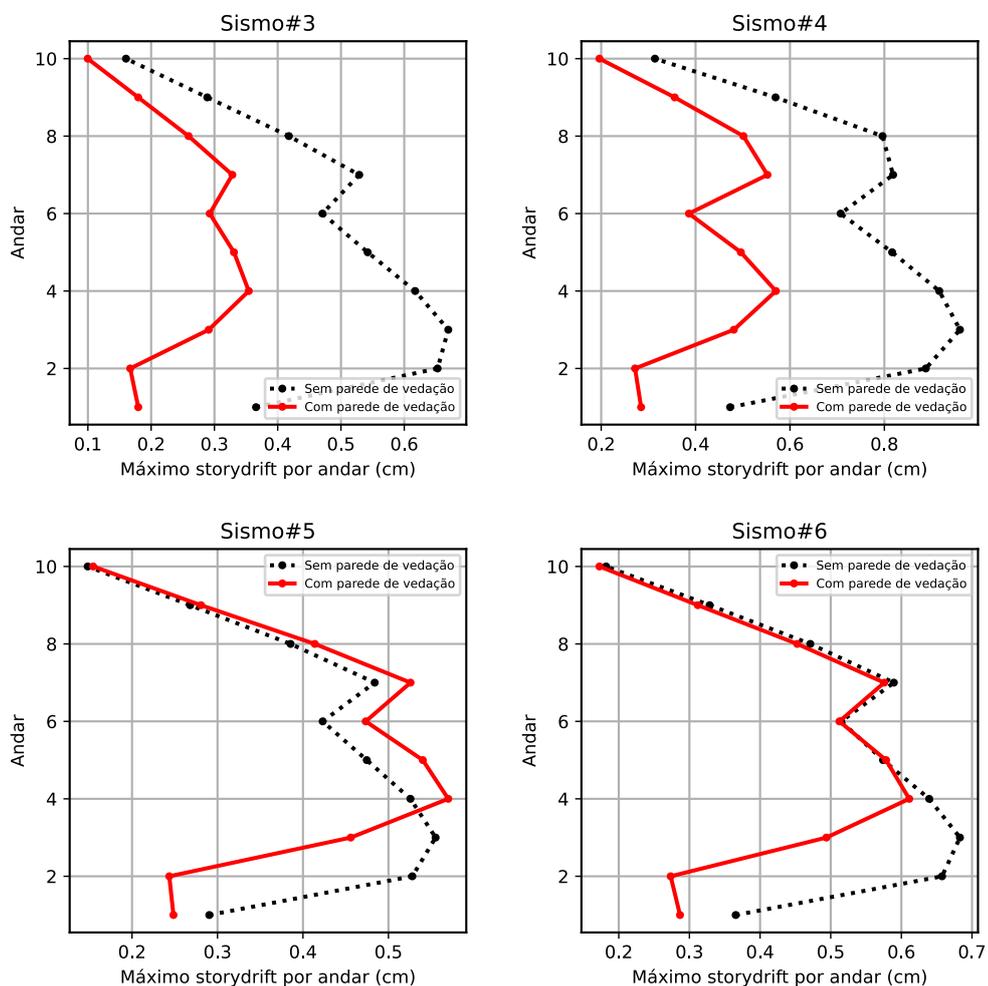


Figura 6.18 – Comparação dos *storydrifts* da Est#1 com e sem o pavimento de controle submetida aos sismos reais.

É possível visualizar que a maior eficiência do pavimento de controle ocorre quando o carregamento sísmico possui frequência de excitação próxima à frequência fundamental da estrutura em estudo, como ocorre nos Sismo#3 e Sismo#4. Isso ocorre porque o processo de otimização é realizado para um carregamento ressonante do sismo artificial, portanto, os dois primeiros sismos

reais são mais parecidos com o utilizado no algoritmo *PSO*. Também é notório que os maiores valores de *story drift* e deslocamentos ocorrem nos primeiros dois sismos, o que os tornam mais suscetíveis ao processo de controle de vibrações. Os dois últimos carregamentos reais, sem o uso de pavimento de controle não atingem o valor limite estabelecido de $H/400$, ou seja, não há necessidade da consideração da alvenaria para a criação de um cenário de controle.

Aplicam-se, então, os carregamentos reais a estrutura Est#2 e calculam-se os deslocamentos máximos e máximos *story drifts* por andar. Os valores obtidos nesta análise estão expostos no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#2 sem pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,245	0,245	0,257	0,257	0,292	0,292	0,395	0,395
2	0,594	0,349	0,652	0,395	0,712	0,421	1,017	0,622
3	0,854	0,260	0,966	0,314	1,029	0,317	1,526	0,509
4	0,991	0,137	1,137	0,171	1,197	0,168	1,801	0,275

*Todos os valores em centímetros

Percebe-se que os maiores deslocamentos e *story drifts* ocorrem quando a estrutura está submetida ao carregamento Sismo#6, visto que este possui frequência de excitação próxima a frequência fundamental da estrutura. Conforme esperado, nenhum dos *story drifts* ultrapassou o limite estabelecido. Espera-se que a utilização do pavimento de controle reduza ainda mais os deslocamentos e *story drifts* dessa estrutura, assim como o ocorre quando ela é submetida a um carregamento ressonante. O Quadro 6.8 apresenta os resultados obtidos para a Est#2, provida de pavimento de controle, quando esta é submetida aos carregamentos reais.

Quadro 6.8 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#2 sem pavimento de controle no domínio do tempo.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,151	0,151	0,239	0,239	0,204	0,204	0,213	0,213
2	0,208	0,057	0,323	0,084	0,283	0,079	0,303	0,090
3	0,339	0,131	0,586	0,263	0,469	0,186	0,555	0,252
4	0,443	0,104	0,808	0,222	0,616	0,147	0,7635	0,209

*Todos os valores em centímetros

Assim como o ocorrido para a primeira estrutura, os deslocamentos máximos diminuem em todas as análises, porém, o *story drift* do último pavimento quando a estrutura é submetida ao Sismo#4 aumenta 23%. Apesar deste aumento, o valor permanece distante do limite estabelecido. Os valores de deslocamento máximo por pavimento para a estrutura com pavimento de controle reduzem em média 50% quando comparadas a estrutura sem controle, cenário semelhante ao

que ocorre na estrutura Est#1. Os *story drifts* da Est#2 com e sem o pavimento de controle estão apresentados na Figura 6.19.

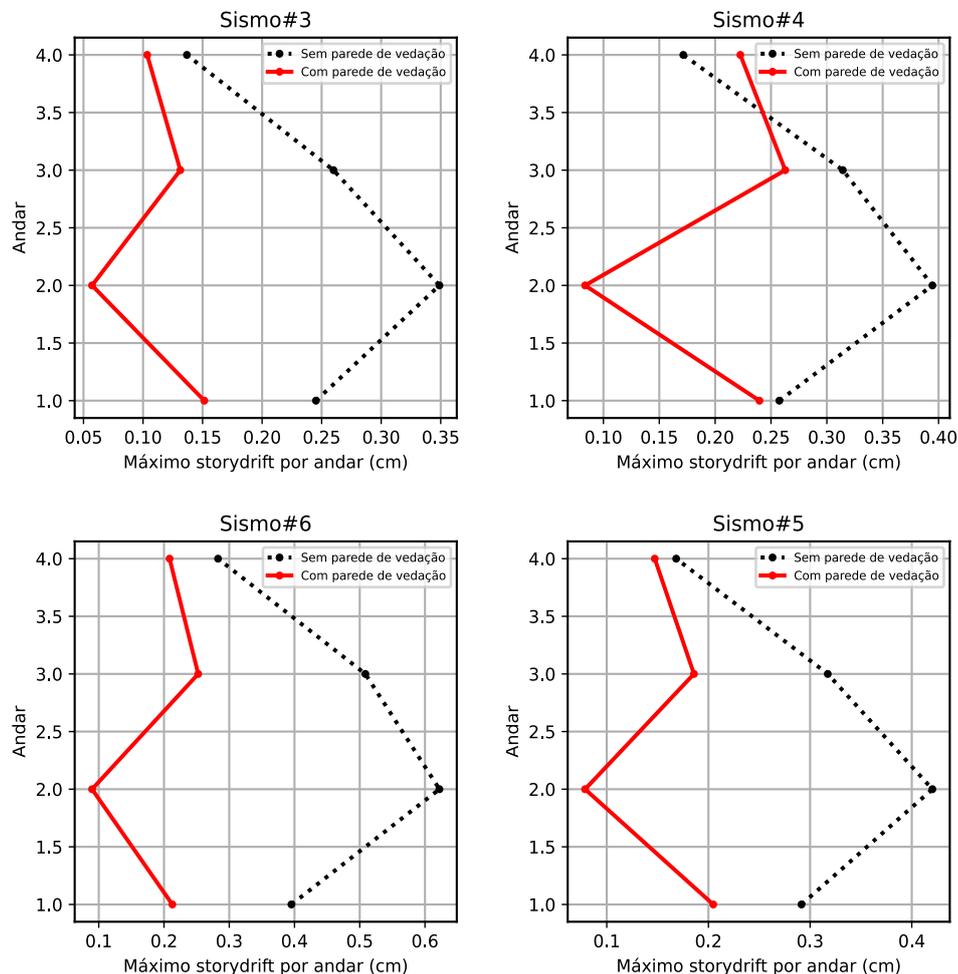


Figura 6.19 – Comparação dos *story drifts* da Est#2 com e sem o pavimento de controle submetida aos sismos reais.

A utilização do pavimento de controle se mostra eficiente para a redução de *story drifts* e deslocamentos máximos nos pavimentos, possuindo redução de até 88% para a estrutura Est#2 em cenário ressonante. Porém, mesmo que pequeno, pode haver aumento dos *story drifts* dependendo do tipo de carregamento que atua na estrutura. O aumento máximo de *story drift* observado nas análises realizadas é de 23%, na estrutura Est#1 submetida ao Sismo#5. Portanto, a utilização da alvenaria de vedação como ferramenta de controle de vibrações se mostra eficiente nas situações avaliadas, reduzindo os deslocamentos máximos por pavimento e reduzindo e adequando os *story drifts* aos limites normativos.

As análises realizadas no domínio do tempo são de simples implementação, mas demandam de esforço computacional, visto que utiliza diversos processos iterativos, como o método de

Newmark e o algoritmo *PSO*. Para sistemas maiores e mais complexos, os procedimentos realizados neste trabalho demandariam ainda mais esforço computacional, aumentando o tempo de processamento dos códigos. Portanto, realiza-se a mesma análise a partir do método espectral, visando obter resultados satisfatórios, reduzindo o custo computacional.

6.3 RESULTADOS DAS ANÁLISES A PARTIR DO ESPECTRO DE RESPOSTA

A utilização do método espectral é bastante frequente nas estruturas sujeitas à carregamentos sísmicos, isto porque utiliza o conceito de carga estática equivalente, não havendo a necessidade de solucionar a equação de equilíbrio dinâmico a partir de processos iterativos. Devido ao fato das estruturas analisadas neste trabalho possuírem comportamento linear e da utilização da matriz de amortecimento de Rayleigh, é possível utilizar o método espectral para a resolução dos problemas propostos. Para isso, utiliza-se o módulo *Pseudo* para a criação dos espectros de pseudoaceleração a partir dos sinais temporais, artificiais e reais, utilizados na análise no domínio do tempo.

Primeiramente, calculam-se os espectros de pseudoaceleração para os carregamentos ressonantes aplicados às duas estruturas, verificando se a frequência que apresenta o pico de aceleração coincide com o modo fundamental de cada uma das estruturas. A Figura 6.20 apresenta os espectros de pseudoaceleração para os carregamentos artificiais. A Figura é plotada com o eixo das abcissas na escala logarítmica, de forma a ser mais simples a visualização do período natural.

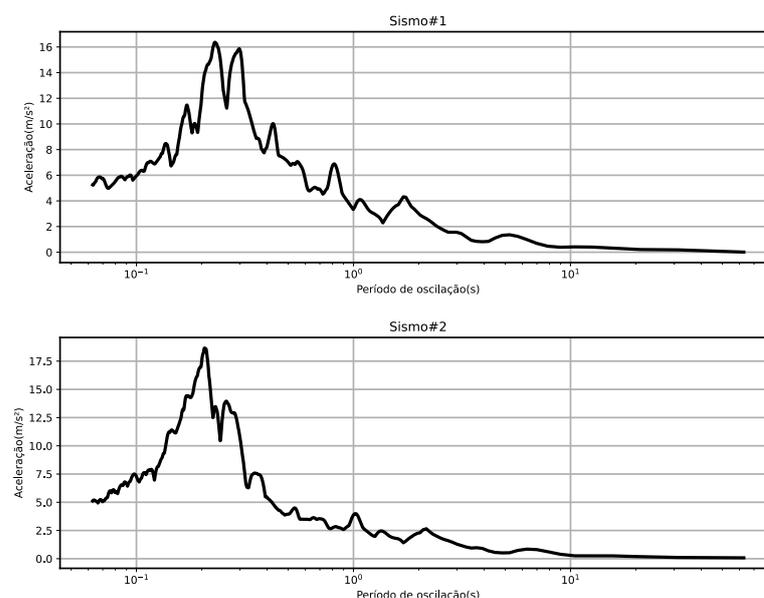


Figura 6.20 – Espectros de pseudoaceleração para os sismos artificiais.

Os períodos que apresentam aceleração máxima, 0,36 s no primeiro e 0,20 s no segundo, coincidem com os períodos naturais calculados pelo processo de autovalores e autovetores, o que garante que a estrutura está sujeita a um carregamento ressonante. Antes de iniciar o procedimento da resolução da equação de equilíbrio dinâmico pelo método espectral, é necessário calcular o fator de participação de massa de cada um dos edifícios. Este fator vale, respectivamente, 2 e 1, para a Est#1 e Est#2. O fator de participação de massa define a quantidade de modos que devem ser utilizados para a determinação dos deslocamentos máximos da estrutura. De posse destes fatores, resolve-se a equação a partir do módulo *Wall* e combinam-se os valores modais a partir da combinação *SQRSS*. Os deslocamentos máximos por pavimento no domínio do tempo e no domínio da frequência para as duas estruturas estão apresentadas na Figura 6.21 e os valores destes deslocamentos podem ser visualizados no Quadro 6.9.

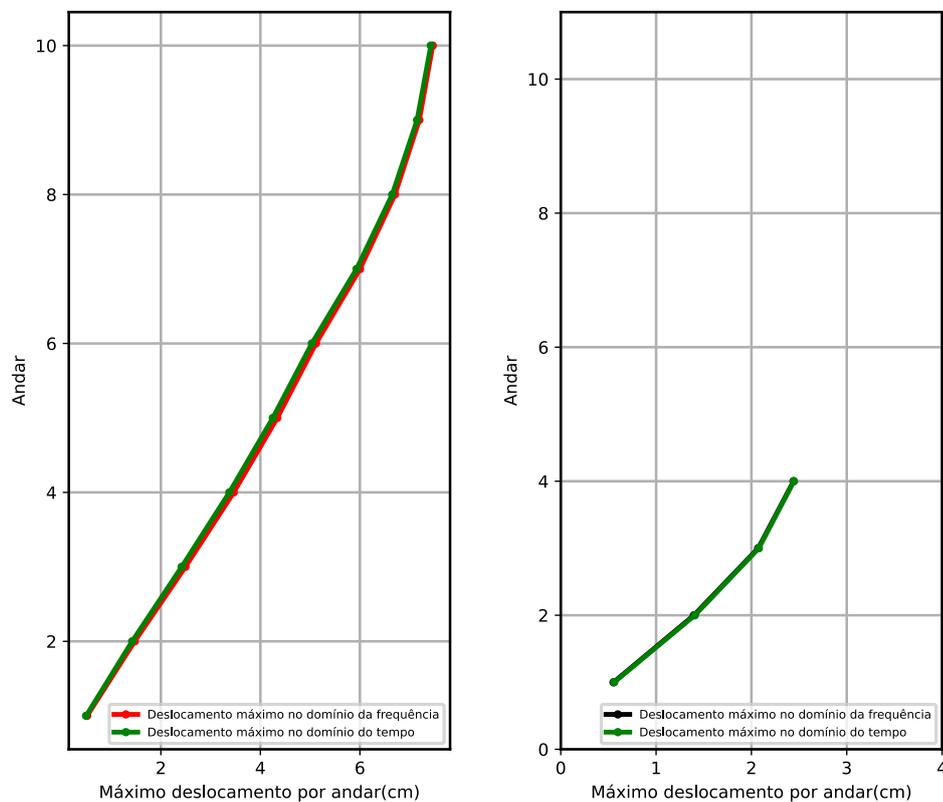


Figura 6.21 – Comparação dos deslocamentos máximos por pavimento no domínio do tempo e no domínio da frequência para estruturas sem controle.

Quadro 6.9 – Deslocamentos máximos no domínio do tempo e pelo método espectral para as estruturas Est#1 e Est#2.

Andar	Est#1			Est#2		
	$U_{tmax}(cm)$	$U_{fmax}(cm)$	$\Delta(\%)$	$U_{tmax}(cm)$	$U_{fmax}(cm)$	$\Delta(\%)$
1	0,498	0,518	3,9	0,560	0,553	1,3
2	1,423	1,474	3,5	1,406	1,397	0,6
3	2,417	2,493	3,0	2,077	2,071	0,3
4	3,376	3,464	2,5	2,445	2,442	0,1
5	4,251	4,339	2,0	-	-	-
6	5,034	5,117	1,6	-	-	-
7	5,932	6,002	1,2	-	-	-
8	6,649	6,705	0,8	-	-	-
9	7,148	7,194	0,6	-	-	-
10	7,425	7,464	0,5	-	-	-

As diferenças máximas se observam nos primeiros andares, enquanto as mínimas nos andares superiores. A diferença percentual máxima observada nesta análise é de 3,9% para o edifício Est#1. Tal diferença é mínima, quando leva-se em consideração a quantidade de modos necessários para a utilização do método espectral. Como não há um histórico temporal dos deslocamentos quando se faz uma análise espectral, só é possível a definição dos *story drifts* a partir da subtração dos deslocamentos máximos entre os pavimentos, sem considerar se estes ocorrem simultaneamente ou não, portanto, os resultados não necessariamente vão coincidir com os obtidos no domínio do tempo. Logo, com os valores de deslocamento máximo de cada pavimento, é possível calcular os *story drifts* para cada uma das situações, apresentados no Quadro 6.10.

Quadro 6.10 – *Story drifts* máximos no domínio do tempo e pelo método espectral para as estruturas Est#1 e Est#2.

Andar	Est#1			Est#2		
	$\delta_{tmax}(cm)$	$\delta_{fmax}(cm)$	$\Delta(\%)$	$\delta_{tmax}(cm)$	$\delta_{fmax}(cm)$	$\Delta(\%)$
1	0,498	0,518	4,0	0,560	0,553	1,3
2	0,925	0,956	3,4	0,846	0,844	0,2
3	0,994	1,019	2,5	0,671	0,674	0,4
4	0,959	0,971	1,3	0,368	0,371	0,8
5	0,875	0,875	0,0	-	-	-
6	0,783	0,778	0,7	-	-	-
7	0,898	0,885	1,4	-	-	-
8	0,717	0,703	2,0	-	-	-
9	0,499	0,489	2,0	-	-	-
10	0,277	0,270	2,5	-	-	-

As diferenças percentuais de *story drifts* possuem a mesma ordem de grandeza das diferenças percentuais de deslocamentos máximos por pavimento, também sendo mínimas. Esta análise permite concluir que o método espectral, mesmo sendo um método estático-equivalente, retorna valores de deslocamentos máximos quase idênticos ao método de Newmark, com menor custo

computacional. Realiza-se, também, o processo de otimização a partir do algoritmo *PSO* para a definição da posição ótima do pavimento de controle, desta vez pelo método espectral. O Quadro 6.11 apresenta a comparação dos resultados obtidos pelo processo de otimização no domínio do tempo e pelo método espectral, assim como o tempo de processamento de ambos, para as duas estruturas em análise.

Quadro 6.11 – Comparação dos resultados obtidos pelo processo de otimização

Estrutura	Domínio do tempo		Método espectral	
	Pav. de controle	T *(s)	Pav. de controle	T*(s)
Est#1	1	96	1	18
Est#2	Térreo	48	Térreo	5

*T é o tempo de processamento da otimização.

A redução do tempo de processamento é de 81% para a Est#1 e de 90% a Est#2. O fato de não haver a necessidade de realizar a iteração no domínio do tempo e de que usam-se poucos modos da estrutura para a realização da análise garantem essa diminuição acentuada do tempo de processamento. Os processos no domínio do tempo realizados neste trabalho não exigem demasiado esforço computacional, por se tratarem de estruturas de pórtico 2D e devido ao problema de otimização não ter uma grande variedade de variáveis de projeto, porém, para problemas maiores, o método espectral tende a ser uma alternativa para a redução de tempo de processamento.

Por fim, realizam-se as análises dos sismos reais pelo método espectral. Os espectros de pseudo-aceleração destes sismos estão apresentados da Figura 6.22 a 6.25.

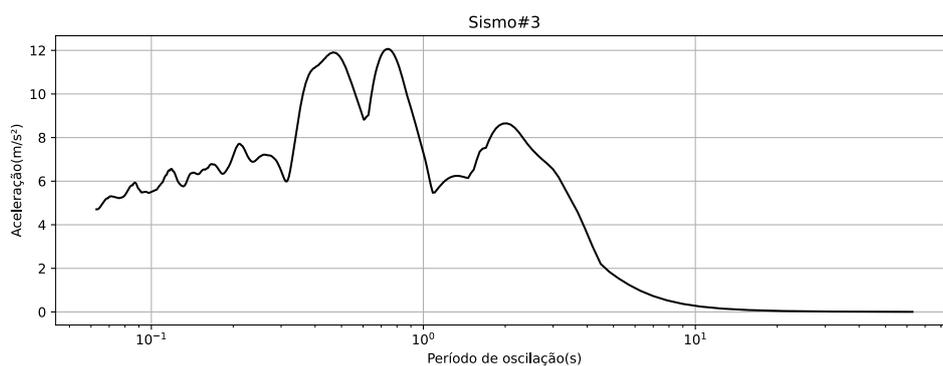


Figura 6.22 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#3.

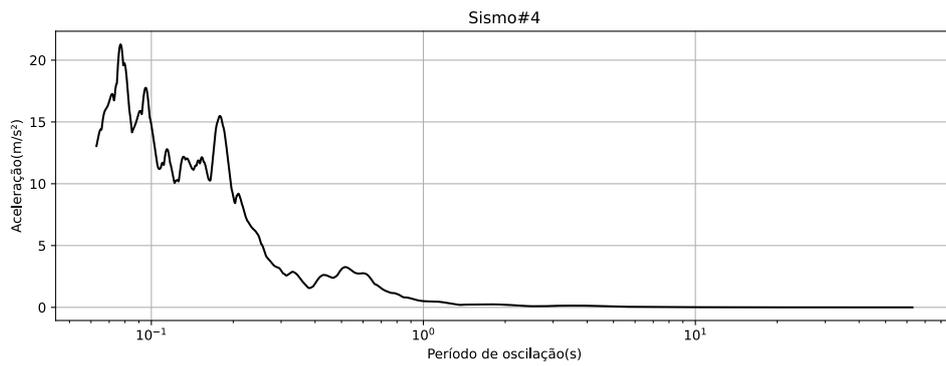


Figura 6.23 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#4.

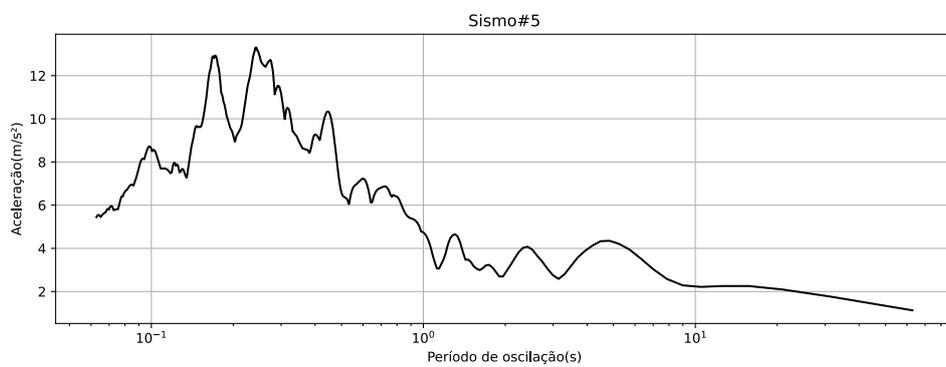


Figura 6.24 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#5.

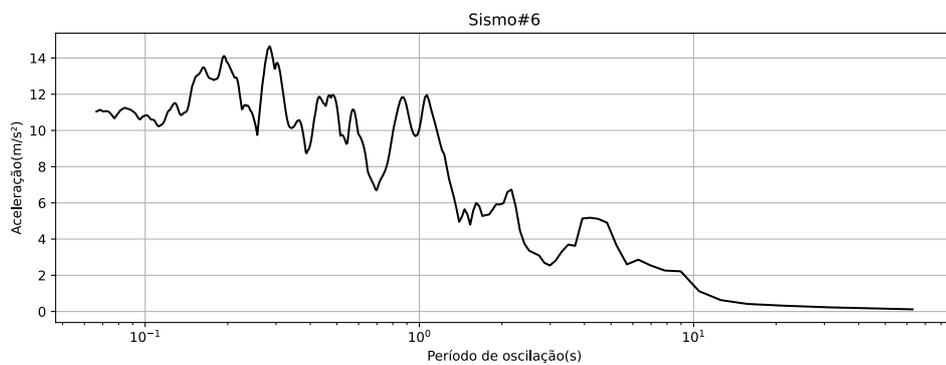


Figura 6.25 – Espectro de pseudoaceleração do Sismo#6.

A quantidade de modos utilizados para a análise dos sismos reais é igual a utilizada para os sismos artificiais. Isto ocorre porque o fator de participação de massa, que define a quantidade de modos que devem ser utilizados, independe do carregamento externo aplicado à estrutura. Os deslocamentos máximos e os máximos *story drifts* das estruturas quando submetidas aos sismos reais podem ser visualizados nos Quadros 6.12 e 6.13.

Quadro 6.12 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#1 sem pavimento de controle pelo método espectral.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,331	0,331	0,506	0,506	0,320	0,320	0,349	0,349
2	0,942	0,611	1,438	0,932	0,909	0,589	0,995	0,646
3	1,593	0,651	2,429	0,991	1,533	0,624	1,68	0,685
4	2,215	0,622	3,371	0,942	2,121	0,588	2,332	0,652
5	2,776	0,561	4,217	0,846	2,647	0,526	2,918	0,586
6	3,274	0,498	4,969	0,752	3,113	0,466	3,438	0,520
7	3,842	0,568	5,828	0,859	3,648	0,535	4,033	0,595
8	4,294	0,452	6,517	0,689	4,077	0,429	4,509	0,476
9	4,609	0,315	6,999	0,482	4,378	0,301	4,843	0,334
10	4,784	0,175	7,267	0,268	4,545	0,167	5,03	0,185

*Todos os valores em centímetros

Quadro 6.13 – Deslocamentos máximos e máximos *story drifts* da Est#2 sem pavimento de controle pelo método espectral.

Andar	Sismo#3		Sismo#4		Sismo#5		Sismo#6	
	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}	U_{max}	δ_{max}
1	0,225	0,225	0,264	0,264	0,277	0,277	0,419	0,419
2	0,569	0,344	0,662	0,398	0,699	0,422	1,055	0,636
3	0,843	0,274	0,980	0,318	1,035	0,336	1,563	0,508
4	0,994	0,151	1,156	0,176	1,221	0,186	1,843	0,280

*Todos os valores em centímetros

Os resultados obtidos pela análise pelo método espectral são muito próximos dos valores encontrados no domínio do tempo (Quadro 6.5 e 6.7) e os pavimentos que ultrapassam o limite de *story drift* são os mesmos. A diferença percentual máxima observada entre os resultados no domínio do tempo e pelo método espectral é de 5%, possuindo a mesma ordem de grandeza da diferença observada na análise dos sismos artificiais. Realiza-se, portanto, a aplicação dos carregamentos reais às estruturas com pavimento de controle, obtendo-se valores semelhantes aos observados nos Quadros 6.6 e 6.8.

A utilização do método espectral se mostra eficiente quando comparada a resolução da equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark, visto que esta diminui o tempo de processamento e apresenta resultados bastante próximos dos encontrados pelo método iterativo. A realização do processo de otimização pelo método espectral obteve resultado idêntico ao encontrado no domínio do tempo, devido à proximidade dos valores máximos de deslocamentos e *story drifts* encontrados em cada uma das análises. A comparação dos resultados obtidos no domínio do tempo e pelo método espectral para a estrutura Est#1, com e sem a consideração do pavimento de controle, quando esta é submetida aos carregamentos reais, pode ser visualizada na Figura 6.25. Os resultados obtidos pela análise da estrutura Est#2 seguem o mesmo padrão da figura supracitada. É possível visualizar o mesmo padrão encontrado na análise dos sismos artificiais,

em que as maiores diferenças de *story drifts* se encontram nos primeiros andares da estrutura. Também é notório que, apesar de não serem coincidentes, os *story drifts* com e sem a alvenaria de vedação, encontrados no domínio do tempo e da frequência, seguem o mesmo padrão, podendo a pequena diferença entre elas ser explicada devido à utilização de métodos numéricos, que apresentam soluções aproximadas, ou até mesmo pela quantidade de modos considerados nas análises.

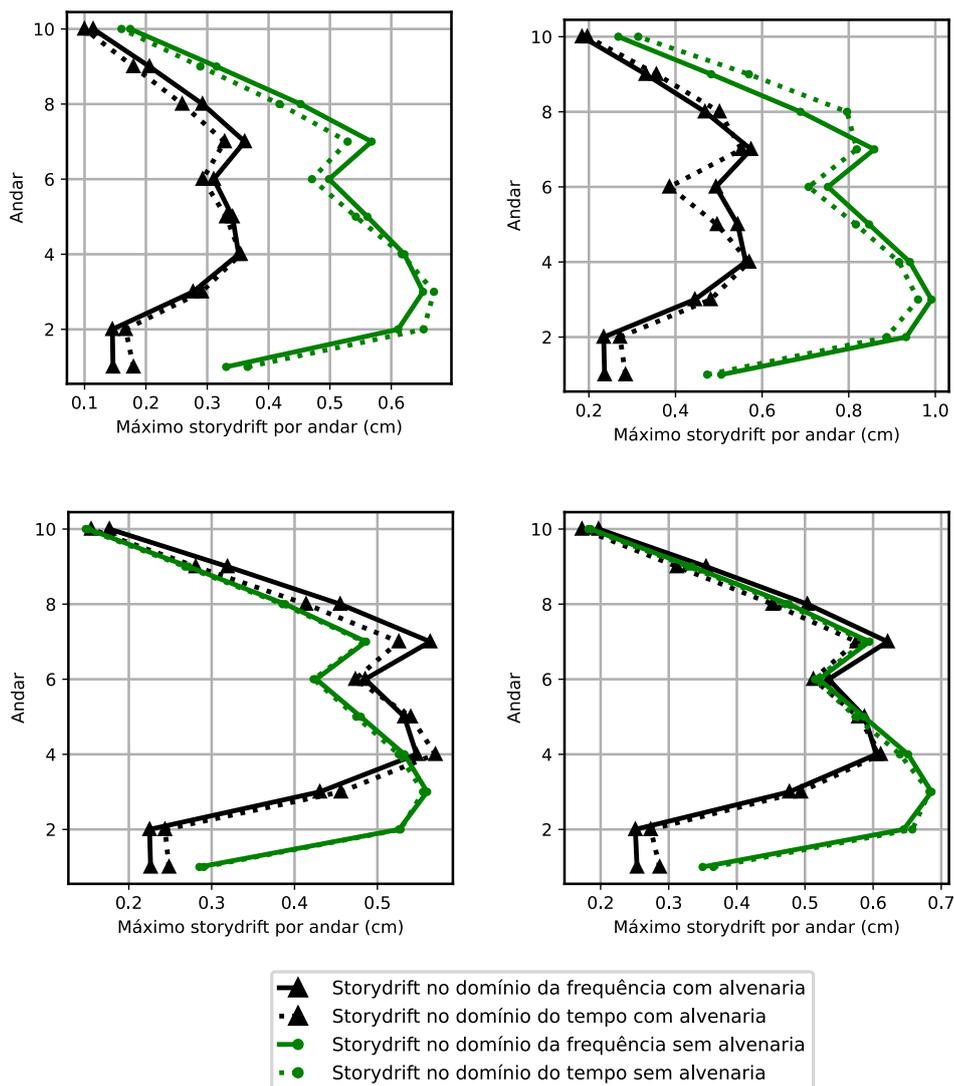


Figura 6.26 – Comparação dos *story drifts* da Est#1 no domínio do tempo e pelo método espectral, com e sem pavimento de controle.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho se dedicou à apresentação de uma proposta de minimização de *story drifts* de edifícios submetidos a diversos carregamentos sísmicos, reais e artificiais, a partir da consideração da rigidez da alvenaria de vedação. Esta é implementada à estrutura a partir da utilização de pavimentos de controle, que consistem em pavimentos em que a contribuição estrutural da alvenaria de vedação é levada em consideração para a definição dos esforços atuantes e para os deslocamentos laterais da edificação. Os pavimentos de controle definidos em projetos não devem ser alterados durante a vida útil da edificação, visto que isto acarreta na alteração do comportamento da estrutura, portanto, os pavimentos de controle não podem ser submetidos a reformas que necessitem na alteração ou remoção completa das alvenarias. A definição do andar da edificação que é utilizada como pavimento de controle é definido pelo método *PSO*, que busca o andar ideal para minimizar o máximo *story drift* da edificação em análise.

As considerações sobre as análises realizadas nesta pesquisa estão listadas abaixo:

- A utilização da linguagem *Python* se mostra eficiente para a realização dos processos necessários neste trabalho, visto que já existem diversas bibliotecas gratuitas disponíveis para a realização de análises matriciais, análise de sinais, plotagem e manipulação de dados;
- O algoritmo definido para a modelagem matemática da estrutura é eficaz, alcançando resultados com precisão de duas casas decimais quando comparado ao *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*;
- O algoritmo definido para a criação de sismos artificiais e a importação de sismos reais funciona corretamente, validados a partir dos seus periodogramas e pelos sinais disponíveis no *CESMD*;
- O algoritmo para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, realizada pelo método de Newmark, retorna resultados precisos e, quando utilizados para pequenas estruturas e com passo temporal adequado, não exige demasiado esforço computacional;
- A resolução pelo método espectral é muito precisa, apresentando divergência máxima de 5% quando comparada à análise no domínio do tempo e possui tempo de processamento, aproximadamente, 5 vezes menor, nas análises realizadas nesta pesquisa;
- É possível realizar a modelagem da alvenaria de vedação por meio de barras birrotuladas lineares, sendo que o comportamento dos pórticos é idêntico ao quando se utilizam duas

barras que só aceitam compressão. O uso da metodologia da diagonal equivalente deve ser feito de forma cautelosa, visto que há grandes diferenças entre as metodologias utilizadas para o seu cálculo;

- O uso da alvenaria de vedação, modelada conforme o Anexo D da NBR 16868-1 (ABNT, 2020), como ferramenta para controle de vibrações se mostra eficiente, reduzindo em até 88% o *story drift* da edificação quando localizada no pavimento ótimo;
- As maiores reduções de deslocamentos máximos e *story drifts* ocorrem na estrutura de menor número de andares, visto que o aumento de rigidez é proporcionalmente mais alto nesta situação;
- O método de otimização *PSO* se mostra eficiente para o problema proposto, em que há apenas uma variável de projeto, que apresenta apenas valores inteiros;
- A utilização da metodologia de otimização no domínio do tempo e pelo método espectral resultam no mesmo pavimento de controle para as duas estruturas analisadas, e os valores apresentados após o processo de otimização possuem diferença máxima percentual de 3%.

7.1 RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Como recomendação para trabalhos futuros, sugerem-se os seguintes tópicos:

- Realizar a comparação dos modelos de diagonais equivalentes com uma modelagem em elementos finitos de casca, visando obter método mais confiável para a utilização deste modelo;
- Realizar a comparação das análises no domínio do tempo e pelo método espectral em edifícios 3D, visando verificar a precisão dos resultados obtidos por essa segunda análise e verificando o custo computacional observado nas duas;
- Realização do processo de otimização com mais variáveis de projeto, como a resistência dos blocos adotados, a espessura destes e se eles são preenchidos ou não;
- Realização de processos de otimização estrutural a partir do método espectral para outras formas de controle de vibração, como amortecedores de massa sintonizados.

REFERÊNCIAS

- ABED, A.; LOUZAI, A. Comportement sismique de structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. In: EDITIONS ESKA. **Annales du bâtiment et des travaux publics**. [S.l.], 2013. p. 34. Citado na página 25.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for structural steel buildings**. Chicago, Illinois, 2016. Citado 2 vezes nas páginas 55 e 58.
- ARAÚJO, J. M. d. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. **Rio Grande: Dunas**, v. 3, 2014. Citado 4 vezes nas páginas 22, 25, 26 e 37.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos**. Rio de Janeiro, 2006. Citado 6 vezes nas páginas 9, 22, 28, 29, 51 e 55.
- _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014. Citado na página 47.
- _____. **NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural - parte 1. Rio de Janeiro, 2020. Citado 7 vezes nas páginas 9, 22, 25, 26, 37, 51 e 103.
- BRANDÃO, F. d. S. Dissertação de mestrado, **Otimização de atenuadores dinâmicos sincronizados para o controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**. [S.l.]: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021. Citado na página 33.
- CHOPRA, A. **Book: Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 4th edition, publisher**. [S.l.]: Pearson, 2011. Citado 9 vezes nas páginas 9, 10, 15, 40, 63, 64, 65, 68 e 69.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. Dynamics of structures, computers & structures. **New York**, 1995. Citado 4 vezes nas páginas 9, 26, 27 e 41.
- DECANINI, L.; FANTIN, G. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. **Características de stiffness resistencia lateral en estado limite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural**, v. 2, p. 817–836, 1986. Citado na página 36.
- DORIGO, M.; MANIEZZO, V.; COLORNI, A. Ant system: optimization by a colony of cooperating agents. **IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part B (Cybernetics)**, IEEE, v. 26, n. 1, p. 29–41, 1996. Citado na página 34.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of structures for earthquake resistance -General rules, seismic actions and rules for buildings**. Brussels, 2010. Citado na página 28.
- FEO, T. A.; RESENDE, M. G. A probabilistic heuristic for a computationally difficult set covering problem. **Operations research letters**, Elsevier, v. 8, n. 2, p. 67–71, 1989. Citado na página 34.

FIGLIORE, A.; NETTI, A.; MONACO, P. The influence of masonry infill on the seismic behaviour of rc frame buildings. **Engineering structures**, Elsevier, v. 44, p. 133–145, 2012. Citado na página 37.

GLOVER, F. Tabu search—part i. **ORSA Journal on computing**, Informs, v. 1, n. 3, p. 190–206, 1989. Citado na página 34.

HAFTKA, R. T.; GÜRDAL, Z. **Elements of structural optimization**. [S.l.]: Springer Science & Business Media, 2012. v. 11. Citado na página 33.

KANAI, K. 3. on the spectrum of strong earthquake motions. **Bull. Earthq. Res. Inst.**, v. 39, p. 85–95, 1961. Citado 2 vezes nas páginas 43 e 53.

KARABOGA, D. **An idea based on honey bee swarm for numerical optimization**. [S.l.], 2005. Citado na página 34.

KENNEDY, J.; EBERHART, R. Particle swarm optimization. In: IEEE. **Proceedings of ICNN'95-international conference on neural networks**. [S.l.], 1995. v. 4, p. 1942–1948. Citado 2 vezes nas páginas 35 e 44.

LIBERATORE, L.; NOTO, F.; MOLLAIOLI, F.; FRANCHIN, P. In-plane response of masonry infill walls: Comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 167, p. 533–548, 2018. Citado na página 37.

MAINSTONE, R. Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames, building research station, current paper cp 13/74, uk. masonry elastic moduli. **Ingegneria Sismica**, v. 29, n. 1, p. 38–59, 1974. Citado na página 36.

MIGUEL, L. F. F. Introdução ao estudo de vibrações - notas de aula de vibrações i. **Departamento de engenharia mecânica- Universidade Federal do Rio Grande do Sul**, 2006. Citado 3 vezes nas páginas 10, 72 e 73.

MIGUEL, L. F. F.; LOPEZ, R. H.; MIGUEL, L. F. F. Multimodal size, shape, and topology optimisation of truss structures using the firefly algorithm. **Advances in Engineering Software**, Elsevier, v. 56, p. 23–37, 2013. Citado na página 34.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente -NSR10**. Bogotá, 2006. Citado na página 28.

MIRJALILI, S.; LEWIS, A. The whale optimization algorithm. **Advances in engineering software**, Elsevier, v. 95, p. 51–67, 2016. Citado na página 35.

NETO, J. A. d. N. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. 2012. Citado na página 25.

NEWMARK, N. M. A method of computation for structural dynamics. **Journal of the engineering mechanics division**, American Society of Civil Engineers, v. 85, n. 3, p. 67–94, 1959. Citado na página 38.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Wiley New York, 1992. Citado 2 vezes nas páginas 25 e 36.

POLYAKOV, S. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. **Translations in earthquake engineering**, Earthquake Engineering Research Institute San Francisco, v. 2, n. 3, p. 36–42, 1960. Citado na página 36.

QUEIROZ, L. F. d. **Alvenarias participantes: consideração e efeitos em edifícios de concreto sob ações horizontais**. [S.l.]: Universidade Federal de Uberlândia, 2020. Citado 2 vezes nas páginas 26 e 37.

RAO, S. S. **Mechanical Vibrations, in SI Units, Global Edition**. [S.l.]: Pearson, London, 2017. Citado na página 37.

_____. **Engineering optimization: theory and practice**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 2019. Citado 3 vezes nas páginas 33, 34 e 44.

SAMOILĂ, D. M. Analytical modelling of masonry infills. **Moment**, Citeseer, v. 1000, n. 2, 2012. Citado na página 25.

SHINOZUKA, M.; JAN, C.-M. Digital simulation of random processes and its applications. **Journal of sound and vibration**, Elsevier, v. 25, n. 1, p. 111–128, 1972. Citado 3 vezes nas páginas 43, 53 e 81.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. [S.l.]: Elsevier Rio de Janeiro, 2014. Citado 5 vezes nas páginas 9, 22, 28, 29 e 32.

TAJIMI, H. A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake. In: **Proc. 2nd World Conf. Earthq. Eng.** [S.l.: s.n.], 1960. p. 781–797. Citado 2 vezes nas páginas 43 e 53.

VOUDOURIS, C.; TSANG, E. P.; ALSHEDDY, A. Guided local search. In: **Handbook of metaheuristics**. [S.l.]: Springer, 2010. p. 321–361. Citado na página 34.

YANG, X.-S. **Nature-inspired metaheuristic algorithms**. [S.l.]: Luniver press, 2010. Citado na página 34.