

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA POLITÉCNICA

OMAR GUTIERREZ CAMPANA

**Otimização de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo para controle passivo  
de vibrações de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas**

São Paulo  
2022



OMAR GUTIERREZ CAMPANA

**Otimização de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo para controle passivo  
de vibrações de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas**

**VERSÃO CORRIGIDA**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica  
da Universidade de São Paulo para obtenção  
de título de Mestre em Ciências.

Área de concentração:  
Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Reyolando Manoel  
Lopes Rebello da Fonseca Brasil  
Co-orientador: Prof. Dr. Marcelo Araújo da  
Silva

São Paulo – SP.

2022

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

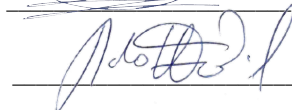
Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 27 de julho de 2022.

Assinatura do autor:



Assinatura do orientador:



#### Catálogo-na-publicação

Gutiérrez Campana, Omar

Otimização de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo para controle passivo de vibrações de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas / O. Gutiérrez Campana -- versão corr. -- São Paulo, 2022.

167 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Otimização restrita 2.Controle de vibrações 3.Estruturas 4.Terremotos 5.Amortecedor de massa sintonizada I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.



Universidade de São Paulo

ATA DE DEFESA

Aluno: 3144 - 10588374 - 2 / Página 1 de 1

Ata de defesa de Dissertação do(a) Senhor(a) Omar Gutierrez Campana no Programa: Engenharia Civil, do(a) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Aos 27 dias do mês de maio de 2022, no(a) realizou-se a Defesa da Dissertação do(a) Senhor(a) Omar Gutierrez Campana, apresentada para a obtenção do título de Mestre intitulada:

"Otimização de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo para controle passivo de vibrações de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas"

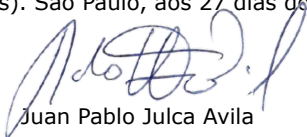
Após declarada aberta a sessão, o(a) Sr(a) Presidente passa a palavra ao candidato para exposição e a seguir aos examinadores para as devidas arguições que se desenvolvem nos termos regimentais. Em seguida, a Comissão Julgadora proclama o resultado:


Nome dos Participantes da Banca	Função	Sigla da CPG	Resultado
Reyolando Manoel Lopes Rebello da Fonseca Brasil	Presidente	EP - USP	<u>APROVADO</u>
Juan Pablo Julca Avila	Titular	UFABC - Externo	<u>APROVADO</u>
Zenon José Guzman Nuñez Del Prado	Titular	UFGOIAS - Externo	<u>APROVADO</u>

Resultado Final: APROVADO

Parecer da Comissão Julgadora \*

Eu, Elias Alves de Almeida \_\_\_\_\_, lavrei a presente ata, que assino juntamente com os(as) Senhores(as). São Paulo, aos 27 dias do mês de maio de 2022.

p/   
Juan Pablo Julca Avila

p/   
Zenon José Guzman Nuñez Del Prado

  
Reyolando Manoel Lopes Rebello da Fonseca Brasil  
Presidente da Comissão Julgadora

\* Obs: Se o candidato for reprovado por algum dos membros, o preenchimento do parecer é obrigatório.

A defesa foi homologada pela Comissão de Pós-Graduação em \_\_\_\_\_ e, portanto, o(a) aluno(a) \_\_\_\_\_ jus ao título de Mestre em Ciências obtido no Programa Engenharia Civil - Área de concentração: Engenharia de Estruturas.

\_\_\_\_\_  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



Aos meus pais e irmãs, por todo o amor e apoio de sempre. À Gabriela, por ser minha  
companheira nessa jornada chamada vida.





“A vida é boa quando você está feliz, mas é muito melhor quando os outros estão felizes por sua causa”

*Papa Francisco*

“Fazer a coisa certa é difícil, às vezes doloroso e triste na hora, mais com o tempo revela a verdadeira felicidade”

*Padre Ignácio Peries*



## AGRADECIMENTOS

A Deus, por me permitir chegar até aqui e curtir este momento com as pessoas que amo.

Aos meus pais, Gregorio e Susana, por todo o esforço e luta por mim, e às minhas irmãs, pois sem vocês eu não teria conseguido. Às minhas irmãs, Zally e Melvin, por todo o amor incondicional e por cuidarem dos meus pais durante esses anos difíceis de pandemia. Eu amo todos vocês.

À minha esposa Gabriela, minha companheira, amiga e apoio, minha Dorothy, por todos os momentos que passamos juntos, por toda a força, paciência e ajuda. Obrigado por me incentivar a este desafio do início ao fim. Amo você.

Ao Melvincito, meu irmão, porque você foi um exemplo de honestidade, carinho e respeito. Ainda sinto tua ausência com grande tristeza. Obrigado por tudo, espero te ver novamente!!!

Ao meu orientador, Professor Reyolando, por todos os seus ensinamentos, ajuda, disposição, paciência e compreensão. Obrigado por toda a sua direção.

Ao meu co-orientador, Professor Marcelo, por sua contribuição e ensino em minha pesquisa.

À Paula Takeda, por revisar minha qualificação e dissertação, por me ensinar e corrigir meu português, obrigado pela amizade e bons momentos. Admiro seu profissionalismo.

Ao André Ferreira da Silva, o grande amigo que não conheço pessoalmente, apenas pela webcam haha, obrigado por todo o apoio e ensino em programação, por sua disposição sem limites. Muito obrigado, amigo.

À Wandréa Dantas, por seu excelente trabalho e carisma, por responder pacientemente a todas as minhas dúvidas. Seu trabalho é muito bom, obrigado.

Aos amigos da politécnica, Daniele, Marcel, Bruno, Miqueas, Guilherme, pela camaradagem e pelos bons momentos em sala de aula. Bruna e Camila pela ajuda e parceria nas disciplinas. Obrigado a todos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, pela bolsa concedida, porque a ciência e os cientistas precisam de vocês, muito obrigado.



## RESUMO

GUTIERREZ, O. C. **Otimização de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo para controle passivo de vibrações de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas**. 2022. 167f. Dissertação (Mestrado) – Escola politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

Movimentos sísmicos são eventos de grande perigo para estruturas civis. Estes fenômenos ocorrem com maior intensidade em regiões próximas ao encontro de placas tectônicas. Para mitigar o efeito das vibrações, induzidas pela excitação de base criadas pelas ondas sísmicas, um dos dispositivos utilizados é um absorvedor de vibração denominado TMD (*Tuned Mass Damper*). Esses sistemas têm chamado a atenção de pesquisadores na última década, desenvolvendo estudos para melhorar seu desempenho. Nesse sentido, este trabalho apresenta o processo de otimização do comprimento, massa e taxa de amortecimento dum TMD alocado no topo da estrutura, as quais conduzem ao objetivo deste trabalho, que é minimizar a vibração da estrutura principal submetida a movimentos sísmicos. A pesquisa iniciou com a modelagem em elementos finitos de 3 estruturas esbeltas de grande altura, com períodos naturais de vibração diferentes. Em cada estrutura foi aplicada uma força estática, para obter a rigidez equivalente, correspondente a um sistema de 1 grau de liberdade (GDL). Em seguida, foi modelado um sistema massa-mola-amortecedor equivalente à estrutura original, à qual foi acoplado uma massa tipo pêndulo (TMD) com características de comprimento, massa e taxa de amortecimento não otimizadas. Transformou-se, assim, a estrutura de muitos graus de liberdade em um sistema de 2 GDL (1 GDL da estrutura e 1 GDL do pêndulo). Os 2 sistemas de 1 e 2 GDL foram submetidos a forças sísmicas mediante 9 registros de acelerações, para obter os deslocamentos máximos e o histórico do deslocamento durante a ação sísmica, e assim, comparar a variação desses parâmetros. Mediante métodos de teorias de otimização matemática foram obtidos os parâmetros ótimos do TMD, que em um 37% dos 27 casos em estudo, minimizaram as vibrações em um 50%, em mais de 70% dos casos minimizaram as vibrações pelo menos em 30% e somente um caso teve uma redução na vibração de 10%, concluindo que a alocação de um TMD com características ótimas é uma boa opção para o controle de vibrações em estruturas altas e esbeltas submetidas a movimentos sísmicos.

**Palavras Chave:** Movimentos sísmicos. Controle passivo. Amortecedor de massa sintonizada. Controle de vibrações. Otimização.



## ABSTRACT

GUTIERREZ, O. C. **Optimization of pendulum type tune mass dampers for passive control of vibration of high and slender structures under seismic excitations.** 2022. 167f. Master Dissertation – Polytechnic School, University of São Paulo, São Paulo, 2022.

Earthquakes are some of the most dangerous events for civil structures. These phenomena occur with greater intensity in regions close to the encounter of tectonic plates. To mitigate the effect of vibrations, induced by the base excitation created by the seismic waves, one of the devices used is a vibration absorber called TMD (Tuned Mass Damper). Research into these systems has increased in the last decade, with a growing number of researchers developing studies for their best performance. This fact is reflected in the volume of publications and recent studies, compared to the past decades. In this sense, this work presents the process of optimization of the length, mass and damping rate of a TMD placed on top of the structure, which lead to the objective of this work, which is to minimize the vibration of the main structure subjected to seismic movements. The present work begins with the finite element modeling of a 3 slender high rise structure, with different natural periods of vibration, in each structure a static force was applied, to obtain the equivalent stiffness, corresponding to a 1 degree of freedom (DOF) system. Then, a mass-spring-damper system is modeled equivalent to the original structure, to which a pendulum-type mass TMD was attached, with characteristics of non-optimized longitude, mass and damping rate. The structure of many degrees of freedom is thus transformed into a system of 2 DOFs (1 DOF of the structure and 1DOF of the pendulum). The two systems of 1 and 2 DOF were subjected to seismic forces through 9 accelerations records, to obtain the maximum displacement and displacement history during the seismic action, and thus, compare the variation of these parameters. Through of methods of the mathematical optimization theories, the optimal parameters of TMD were obtained, which in 37% of the 27 cases, vibrations were minimized between 50% and 78%, in more than 70% of the cases, the minimization was of a minimum of 30% and only one case had a reduction in vibration of less than 10%, concluding that the placement of a TMD with optimal characteristics is a good option for vibration control in a tall and slender structures subjected to seismic movements.

**Key Words:** Seismic movements. Passive control. Tuned mass damper. Vibration Control. Optimization.





## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Classificação de edifícios de acordo com a altura. ....	31
<b>Figura 2</b> - TMD Torre de Shanghai (China) 1000 ton.....	33
<b>Figura 3</b> - Torre de Shanghai (China).....	34
<b>Figura 4</b> - Taipei 101 (Taiwan). ....	34
<b>Figura 5</b> – TMD Taipei 101 (Taiwan) 660 ton.....	34
<b>Figura 6</b> - 10 edifícios mais altos com amortecedores de massa.....	41
<b>Figura 7</b> - Classificação de sistemas controle estrutural. ....	47
<b>Figura 8</b> – Modelo TMD translacional.....	48
<b>Figura 9</b> - Sismicidade nas bordas das placas tectônicas. ....	53
<b>Figura 10</b> - (a) Aceleração do solo; (b) deslocamentos máximos de 3 sistemas de 1 GDL com amortecimento de $\xi=2\%$ e períodos de vibração de 0,5, 1 e 2s; (c) Espectro de resposta de deslocamento. ....	54
<b>Figura 11</b> - Sistema estrutural idealizado tipo pêndulo de 2 GDL. ....	54
<b>Figura 12</b> – Pontos ótimos de projeto em função do ponto inicial.....	58
<b>Figura 13</b> – Configuração da janela de Solver para otimização do modelo com TMD. ....	64
<b>Figura 14</b> - Edifício 432 Park Avenue, New York.....	68
<b>Figura 15</b> - Interior e planta do 432 Park Avenue. ....	68
<b>Figura 16</b> - Modelos 1, 2 e 3 em elementos finitos. ....	69
<b>Figura 17</b> - Planta e núcleo do modelo.....	69
<b>Figura 18</b> – Discretização de lajes maciças de tamanho máximo 1,143m.....	70
<b>Figura 19</b> – modelos 1, 2 e 3 de 1 GDL. ....	71
<b>Figura 20</b> - Fluxograma da metodologia de pesquisa.....	77
<b>Figura 21</b> - Obtenção de períodos e auto valores dos modos de vibrar do modelo 1.....	79
<b>Figura 22</b> – modelos 1, 2 e 3 de 1 GDL. ....	82



## LISTA DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 1</b> - Número de publicações por ano que contém as palavras <i>Damper, Tall e Building</i> . .....	32
<b>Gráfico 2</b> - População mundial por ano.....	35
<b>Gráfico 3</b> - População metropolitana por ano.....	36
<b>Gráfico 4</b> - População metropolitana e urbana em 2035. ....	36
<b>Gráfico 5</b> - Quantidade de edifícios superiores a 200 m finalizados por ano.....	37
<b>Gráfico 6</b> - Tipos de amortecimento usado nos 50 edifícios mais altos do mundo no 2018. .	40
<b>Gráfico 7</b> - Fonte primária de dados de amortecimento inerente para o modo fundamental em edifícios altos.....	51
<b>Gráfico 8</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Angol. ....	84
<b>Gráfico 9</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Barranca. ....	85
<b>Gráfico 10</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Chi Chi. ....	86
<b>Gráfico 11</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Darfiel. ....	87
<b>Gráfico 12</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Imperial Valley. ....	88
<b>Gráfico 13</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Kobe.....	89
<b>Gráfico 14</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Kocaeli. ....	90
<b>Gráfico 15</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Northride.....	91
<b>Gráfico 16</b> – Espectro e análise de Fourier para o sismo Tohoku. ....	92
<b>Gráfico 17</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Angol. ....	94
<b>Gráfico 18</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Barranca.....	95
<b>Gráfico 19</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Chi Chi. ....	96
<b>Gráfico 20</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Darfiel.....	96
<b>Gráfico 21</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Imperial Valley.....	97
<b>Gráfico 22</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Kobe. ....	97
<b>Gráfico 23</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Kocaeli.....	98
<b>Gráfico 24</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Northride. ....	98
<b>Gráfico 25</b> – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Tohoku.....	99
<b>Gráfico 26</b> – Resposta com valores iniciais $L=25$ e $m=2,0\%M$ e $\xi_{TMD}=0,02$ do modelo 1 para o sismo Chi Chi. ....	101
<b>Gráfico 27</b> – Resposta com valores iniciais $L=5$ e $m=0,5\%M$ e $\xi_{TMD}=0,02$ do modelo 1 para o sismo Chi Chi. ....	102

<b>Gráfico 28</b> – Otimização objetivo integral com valores iniciais $L=25$ e $m=2,0\%$ e $\xi_{TMD}=0.02$ do modelo 1 para o sismo Chi Chi.....	103
<b>Gráfico 29</b> – Otimização objetivo $D_{max}$ com valores iniciais $L=5$ e $m=0,5\%$ e $\xi_{TMD}=0.02$ do modelo 1 para o sismo Chi Chi.....	104
<b>Gráfico 30</b> – Resposta a otimização do modelo 1 para o sismo Chi Chi de $t=68$ a $78s$ .....	105
<b>Gráfico 31</b> – Resposta total da otimização do modelo 1 para o sismo Chi Chi.....	105
<b>Gráfico 32</b> – Validação de resposta Gekko, vs Runge Kutta 4ta vs Newmark.....	106
<b>Gráfico 33</b> – 1º ponto ótimo local obtido para sismo Imperial V. modelo 1 minimizando o deslocamento máximo.....	107
<b>Gráfico 34</b> – 2º ponto ótimo local obtido para sismo Imperial V. modelo 1 minimizando o deslocamento máximo.....	107
<b>Gráfico 35</b> – Comparação de respostas de pontos ótimos obtidos minimizando o deslocamento máximo para o sismo de Imperial Valley modelo 1. ....	109
<b>Gráfico 36</b> – Comparação de respostas ótimas minimizando o deslocamento máximo e integral do deslocamento para o sismo de Imperial Valley modelo 1. ....	110
<b>Gráfico 37</b> – Comparação de respostas otimizadas para sismo Imperial Valley modelo 2. ....	111
<b>Gráfico 38</b> – Comparação de respostas otimizadas para sismo Barranca modelo 3.....	112
<b>Gráfico 39</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Angol no regímen da vibração forçada.....	118
<b>Gráfico 40</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Angol. ....	119
<b>Gráfico 41</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Barranca no regímen vibração forçada.....	120
<b>Gráfico 42</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Barranca.....	121
<b>Gráfico 43</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Chi Chi no regímen vibração forçada. ....	123
<b>Gráfico 44</b> –Resposta total com TMD otimizado para o sismo Chi Chi. ....	124
<b>Gráfico 45</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Darfiel no regímen vibração forçada. ....	125
<b>Gráfico 46</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Darfiel.....	126
<b>Gráfico 47</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo I. Valley. no regímen forçado..	127
<b>Gráfico 48</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Imperial Valley.....	128
<b>Gráfico 49</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Kobe no regímen vibração forçada. ....	129
<b>Gráfico 50</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Kobe. ....	130

<b>Gráfico 51</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Kocaeli no regime de vibração forçada. .....	132
<b>Gráfico 52</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Kocaeli. ....	133
<b>Gráfico 53</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Northridge no regime de vibração forçada. ....	134
<b>Gráfico 54</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Northridge. ....	135
<b>Gráfico 55</b> – Resposta com TMD otimizado para o sismo Tohoku no regime de vibração forçada. .....	136
<b>Gráfico 56</b> – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Tohoku. ....	137
<b>Gráfico 57</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Angol. .....	163
<b>Gráfico 58</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Barranca. ....	163
<b>Gráfico 59</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Chi Chi. ....	164
<b>Gráfico 60</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Darfiel. ....	164
<b>Gráfico 61</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Imperial Valley. ....	165
<b>Gráfico 62</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Kobe. .....	165
<b>Gráfico 63</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Kocaeli. ....	166
<b>Gráfico 64</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Northridge. ....	166
<b>Gráfico 65</b> – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Tohoku. ....	167



## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 1</b> - Edifícios altos super esbeltos do mundo.....	38
<b>Quadro 2</b> - 30 edifícios mais altos culminados no mundo. ....	39
<b>Quadro 3</b> - 20 edifícios mais altos com sistemas de modificação dinâmica .....	41
<b>Quadro 4</b> - Equações de parâmetros ótimos para o design de um TMD.....	50





## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> - Sismos selecionados. ....	72
<b>Tabela 2</b> – Características dos 10 primeiros modos de vibrar. ....	80
<b>Tabela 3</b> - Rigidez calculada dos modelos 1, 2 e 3. ....	81
<b>Tabela 4</b> - Massa equivalente para 1 GDL. ....	82
<b>Tabela 5</b> – Duração e intervalo de registro dos sismos selecionados. ....	93
<b>Tabela 6</b> - Parâmetros ótimos $\gamma_{opt}$ e $\xi_{opt}$ para o modelo 1 segundo o <b>Quadro 04</b> . ....	99
<b>Tabela 7</b> - Parâmetros ótimos $\gamma_{opt}$ e $\xi_{opt}$ para o modelo 2 segundo o <b>Quadro 04</b> . ....	100
<b>Tabela 8</b> - Parâmetros ótimos $\gamma_{opt}$ e $\xi_{opt}$ para o modelo 3 segundo o <b>Quadro 04</b> . ....	100
<b>Tabela 9</b> – Pontos ótimos obtidos considerando função objetivo <b><i>Dmax</i></b> , para o sismo de Imperial Valley modelo 1. ....	108
<b>Tabela 10</b> - Pontos ótimos obtidos considerando função objetivo <b><i>Integral</i></b> , para o sismo de Imperial Valley modelo 1. ....	109
<b>Tabela 11</b> - Valores ótimos e redução da vibração obtidos após otimização. ....	112
<b>Tabela 12</b> - Redução do deslocamento máximo em todo o regime forçado. ....	114
<b>Tabela 13</b> – Média dos valores obtidos da otimização comparada com outros autores .....	115



## CONTEÚDO

Esta dissertação é organizada em cinco títulos, um anexo e um apêndice. O primeiro título corresponde à introdução, justificativa e objetivos do projeto, onde é explicado o conceito de um amortecedor de massa sintonizada, suas aplicações em edifícios altos e esbeltos. Neste título é também abordado o crescimento da população mundial e metropolitana, crescimento da construção de edifícios altos e a preferência pelo uso de TMD's. Em função as justificativas, este título finaliza com a indicação do objetivo geral y os objetivos específicos do projeto.

O segundo título corresponde à revisão bibliográfica sobre conceitos relacionados com a presente pesquisa, , onde é apresentado estado da arte do estudo dos TMD's, revisando conceitos como controle estrutural, sistemas de controle passivo, também são abordados conceitos de engenharia sísmica e espectro de resposta de um registro sísmico, a seguir são estudados os conceitos de otimização e os métodos de solução para problemas restritos e não restritos, estáticos e dinâmicos, e finalmente é realizado o modelo matemático do projeto via Lagrange.

O título três corresponde à descrição da metodologia utilizada para atingir os objetivos programados no título 1, onde é descrita desde a criação dos 3 modelos em elementos finitos e a obtenção dos 3 modelos equivalentes de um grau de liberdade, com características de rigidez, massa e amortecimento equivalentes a os modelos em elementos finitos, passando pela análise dinâmica da estrutura equivalente sem TMD e também aos a colocação de um TMD sem otimizar. Finalmente é descrito o processo de otimização do TMD e o método de comparação de respostas.

Nos títulos quatro e cinco são mostrados passo a passo os resultados obtidos em cada estágio da metodologia descrita no título anterior de forma textual e gráfica, comparando respostas em deslocamento e vibração total da estrutura equivalente com TMD, com características ótimas e não ótimas. Finalmente são descritas as conclusões obtidas pela presente pesquisa são descritas recomendações sobre estudos a seguir a partir deste estudo.

No Anexo I é apresentado os dados necessários para a reconstrução do modelo em elementos finitos, os quais foram diretamente exportados do software, como são tipos de elementos utilizados, dimensões, coordenadas dos nós, secções e materiais utilizados, entre outros.

No Apêndice A se apresentam as gráficas dos registros de acelerações dos sismos selecionados para o desenvolvimento deste trabalho.



## SUMÁRIO

1.	CONSIDERAÇÕES DO PROJETO .....	31
1.1.	INTRODUÇÃO .....	31
1.2.	JUSTIFICATIVA.....	35
1.3.	OBJETIVOS.....	43
1.3.1.	Objetivo geral.....	43
1.3.2.	Objetivos específicos .....	43
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	45
2.1.	ESTADO DA ARTE.....	45
2.2.	CONTROLE ESTRUTURAL.....	46
2.2.1.	Amortecedor de massa sintonizada TMD.....	48
2.2.2.	Critérios de projeto de um TMD.....	48
2.3.	AMORTECIMENTO INERENTE AOS EDIFÍCIOS ALTOS .....	50
2.4.	ANÁLISE SÍSMICA.....	52
2.4.1.	Conceito de espectro de resposta .....	53
2.5.	MODELO MATEMÁTICO VIA LAGRANGE.....	54
2.6.	OTIMIZAÇÃO.....	58
2.6.1.	Método do Lagrangiano aumentado .....	60
2.6.2.	Otimização com o Solver do Excel.....	62
2.6.3.	Gekko otimização dinâmica.....	65
3.	METODOLOGIA.....	67
3.1.	Revisão bibliográfica.....	67
3.2.	Criação dos modelos em elementos finitos e modelos equivalentes de 1GDL.....	67
3.3.	Determinação de rigidez equivalente a 1 GDL .....	71
3.4.	Determinação de massa equivalente a 1 GDL .....	71
3.5.	Modelos de 1 GDL.....	71
3.6.	Seleção de acelerogramas.....	72
3.6.1.	Espectro de resposta e determinação de períodos dominantes do sismo .....	72
3.7.	Análise dinâmica .....	73
3.7.1.	Obtenção da resposta sem TMD .....	73
3.7.2.	Obtenção da resposta da estrutura com TMD com valores iniciais aleatórios	73
3.8.	Objetivo- Otimização das características do TMD .....	74
3.9.	Comparação e seleção das respostas .....	76

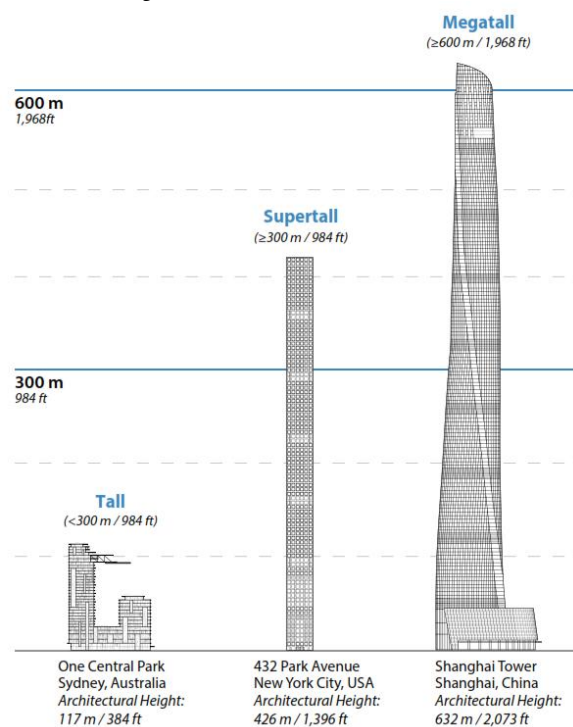
4.	RESULTADOS.....	79
4.1.	Obtenção de modelos de 1 GDL.....	79
4.1.1.	Determinação dos autovalores dos modos de vibrar de cada modelo.....	79
4.1.2.	Rigidez equivalente de cada modelo.....	81
4.1.3.	Massa equivalente de cada modelo.....	81
4.1.4.	Modelos de 1 GDL.....	82
4.2.	Espectro de resposta e análise de frequências dos sismos selecionados.....	82
4.3.	Resposta da estrutura sem TMD (1 GDL).....	93
4.4.	Resposta da estrutura com TMD sem otimizar.....	99
4.5.	Otimização das características do TMD.....	103
4.6.	Seleção da resposta ótima.....	106
4.7.	Deslocamento máximo da estrutura principal.....	114
4.8.	Comparação com outros autores.....	115
4.9.	Análise dos resultados gráficos.....	116
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	139
	REFERÊNCIAS.....	141
	ANEXO I.....	147
	APÊNDICE A.....	163

## 1. CONSIDERAÇÕES DO PROJETO

### 1.1. INTRODUÇÃO

Uma estrutura é denominada esbelta quando uma de suas dimensões é muito maior em relação as outras, neste estudo esta dimensão é a altura da estrutura em relação as dimensões de sua base. Segundo Szolomicki e Golasz-Szolomicka (2021), um edifício é considerado esbelta quando essa relação é maior que 10:1. Além disso, o Council On Tall Buildings And Urban Habitat (CTBUH), desenvolveu padrões de medição e definição de edifícios altos, sendo que pode-se definir como alto o edifício com uma altura mínima de 50 m ou 14 andares até 300 m, definiu também outras categorias como super altos e mega altos mostradas na **Figura 1** (CTBUH, 2021).

**Figura 1 - Classificação de edifícios de acordo com a altura.**



**Fonte:** CTBUH (2021).

Devido a seu grau de esbelteza, estas estruturas precisam de sistemas de controle de vibrações, que podem ser passivos ou ativos. Entre os sistemas de controle passivo de vibrações de estruturas tem-se os amortecedores de massa sintonizada, nomeados em inglês como *Tuned Mass Damper* (TMD).

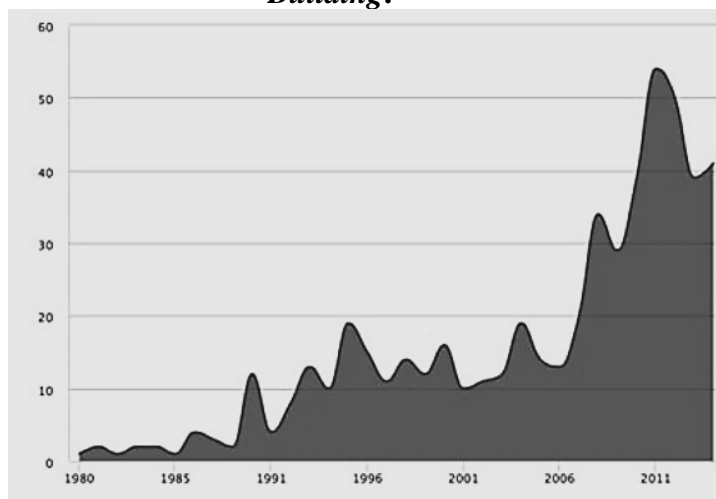
O conceito de TMD data da década de 1940 (HARTOG, 1985), o qual consiste em uma massa adicional menor, que adiciona 1 grau de liberdade à estrutura, e tem um período natural

semelhante ao período predominante da estrutura. Essa massa é colocada em um ponto específico da estrutura de tal forma que quando ocorre a excitação dinâmica, o período da massa adicional se sintoniza com o período do carregamento e desfasa em relação ao período da estrutura, a energia produzida pela vibração da estrutura principal é transferida para o TMD, minimizando de maneira progressiva as vibrações da estrutura principal.

Como indicado por Lago, Trabucco e Wood (2016) (**Gráfico 1**), nas últimas duas décadas tem-se aumentado as pesquisas e o uso de amortecedores em edificações altas, incluindo os TMD's.

Visto que o amortecimento inerente da estrutura é desconhecido, até que o edifício é concluído, com o objetivo de incrementar o amortecimento da estrutura, dispositivos auxiliares podem ser instalados para alcançar um maior amortecimento (SMITH; MERELLO; WILLFORD, 2010).

**Gráfico 1 - Número de publicações por ano que contém as palavras *Damper*, *Tall* e *Building*.**



**Fonte:** Lago, Trabucco, Wood (2016).

Estudos experimentais e numéricos determinaram que a eficiência do uso dos TMD's varia em função da excitação sísmica e as características de rigidez e amortecimento da estrutura, obtendo desde resultados favoráveis até nulos (ESPINOZA; NEIRA; CIFUENTES, 2018).

Sgobba e Marano (2010), em um estudo com um modelo de estrutura não linear, demonstraram que a colocação de um TDM linear, reduz o aumento da energia histéretica dissipada, e é mais efetiva para estruturas com moderados a longos períodos de vibração do que para estruturas com períodos curtos.



Segundo Chopra (2020), entende-se como períodos curtos a períodos de vibração  $0 \leq T_n < 0,5$ , períodos intermédios  $0,5s \leq T_n < 3s$  e períodos longos de  $T_n \geq 3s$ .

Segundo Villaverde e Koyoama (1993), um TMD se torna mais efetivo na redução da resposta sísmica da estrutura, quando o movimento do solo é de longa duração e apresenta uma banda de frequência curta. Por meio de verificações numéricas para edifícios típicos sob excitações sísmicas bidirecionais, verificou-se que os amortecedores de massa sintonizada passivos ótimos propostos reduziram efetivamente as respostas da estrutura (UENG; LIN; WANG, 2008).

Com uma adequada relação de massa, o TMD se torna muito efetivo minimizando a resposta da estrutura principal. O uso de um TMD é adequado para a redução de translações e rotações de estruturas altas sob cargas sísmicas para qualquer ângulo de incidência do sismo (UENG; LIN; HUANG, 2008). Segundo Wong (2008), o uso dos TMD reduz a dissipação de energia plástica e o dano estrutural.

O melhoramento e controle da segurança estrutural sob solicitações sísmicas de edifícios já construídos, pode ser alcançado mediante o acoplamento de um sistema de TMD, cuja instalação é menos complicada, comparada com a instalação de sistemas de base como isoladores (MONTANARO, 2002).

Sendo o uso de TMD uma alternativa viável para controle das estruturas sob excitações dinâmicas de sismos e ventos, o conhecimento completo do comportamento destes sistemas é de grande importância para seu correto dimensionamento e implementação.

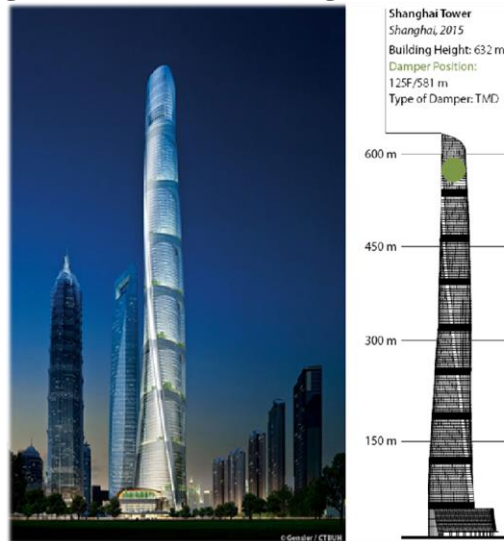
Segundo Garrido (2016), alguns exemplos de edifícios altos construídos com sistemas de TMD são: Torre de Shanghai (China), com 632m de altura, construído em 2015 (**Figura 2 e 3**); Citigroup Center de New York (USA), com 279m de altura, construído em 1977; Torres Petronas, Kuala Lumpur (Malásia), com 452m. de altura construído em 1998; Taipei 101 (Taiwan), com 508m de altura, concluído no 2003 (**Figura 4 e 5**).

**Figura 2 - TMD Torre de Shanghai (China) 1000 ton.**



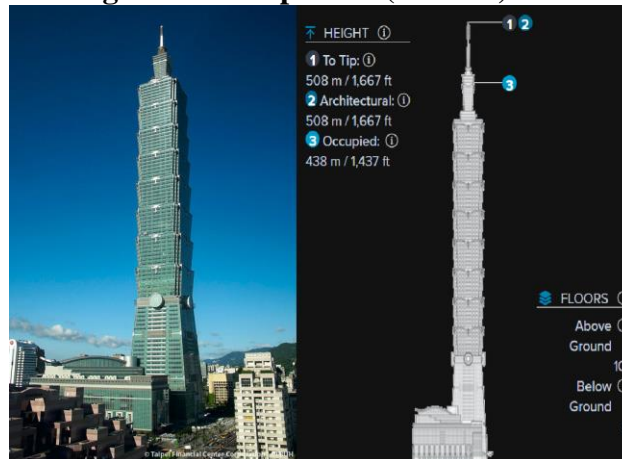
**Fonte:** motioneering (2021).

**Figura 3 - Torre de Shanghai (China).**



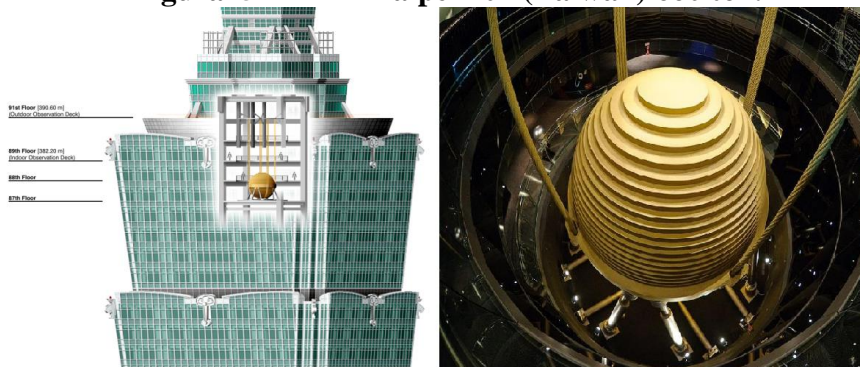
**Fonte:** Adaptado Gensler/ CTBUH (2021a).

**Figura 4 - Taipei 101 (Taiwan).**



**Fonte:** Adaptado de Gensler/ CTBUH (2021b).

**Figura 5 – TMD Taipei 101 (Taiwan) 660 ton.**

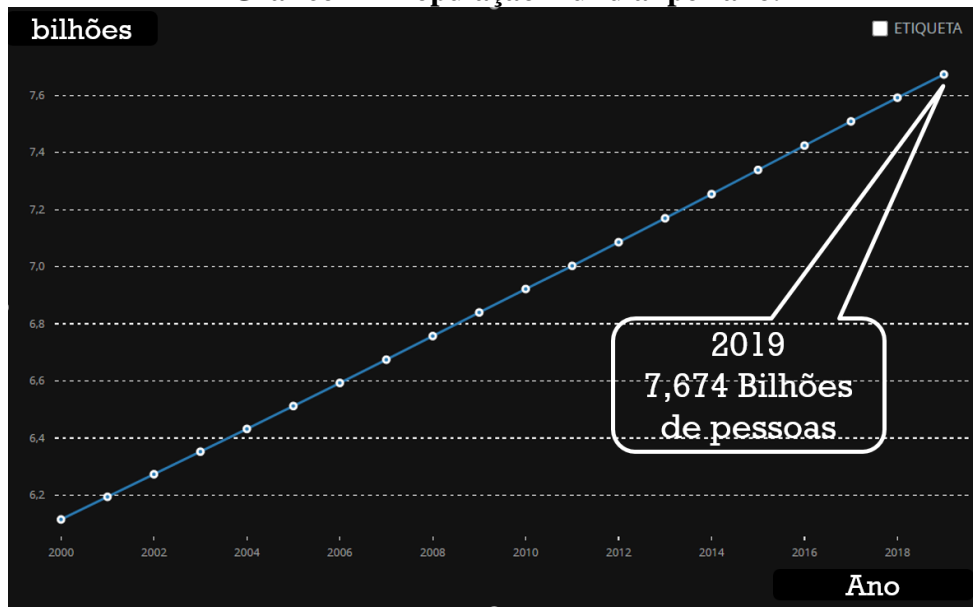


**Fonte:** Adaptado de Someformofhuman e Armand du Plessis (2021).

## 1.2. JUSTIFICATIVA

O aumento expressivo da população mundial nas últimas décadas incrementou os processos de urbanização e movimentos migratórios, como se mostra no **Gráfico 2**. Em 1990, a população mundial era de 5,3 bilhões de pessoas, no ano de 2015 cresceu para 7,3 bilhões de pessoas e se tem uma projeção de atingir 8,5 bilhões de pessoas em 2030 (NAÇÕES UNIDAS, 2019).

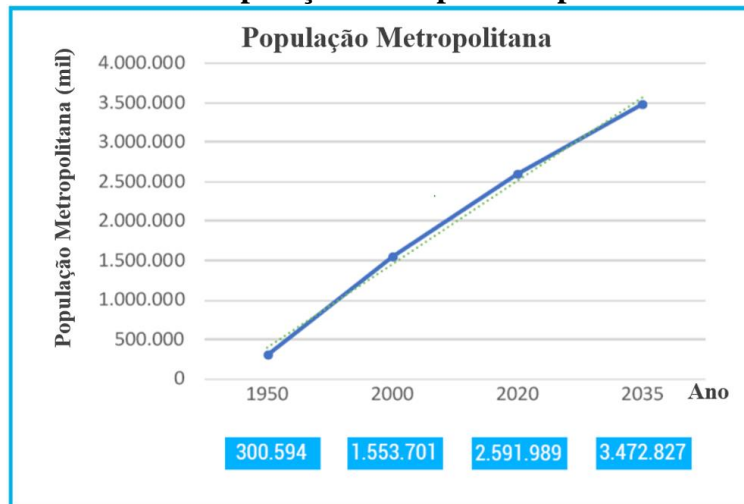
**Gráfico 2 - População mundial por ano.**



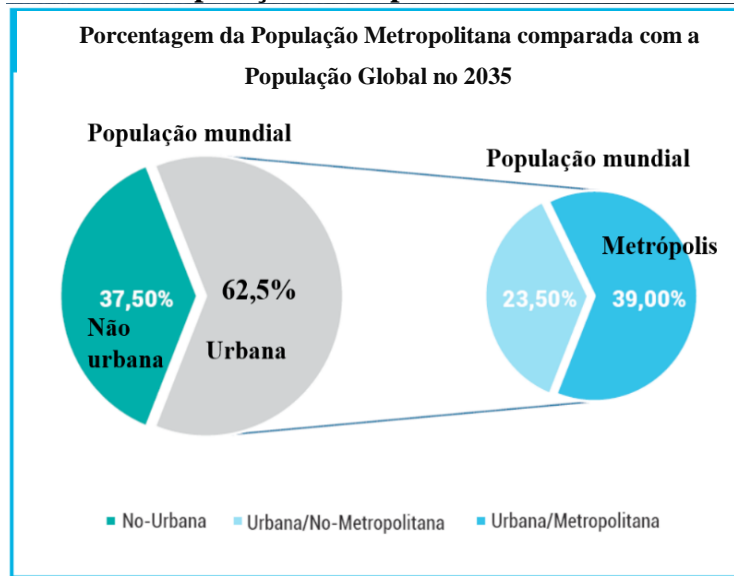
**Fonte:** Nações Unidas (2019).

Em 2018, 55% da população mundial morava nas zonas urbanas e se tem uma projeção de crescimento para 68% em 2050 (NAÇÕES UNIDAS, 2018). Este acréscimo, implica também em uma maior demanda de habitações ou escritórios para empresas.

Para 2035 se projeta que o número de pessoas morando em metrópoles (cidades maiores a 300 mil habitantes) será de 3,47 bilhões (**Gráfico 3**), o que representará 39% da população mundial e 62,4% da população urbana do mundo, mostrado no Gráfico 4 (ONU HABITAT, 2020).

**Gráfico 3 - População metropolitana por ano.**

Fonte: ONU Habitat (2020).

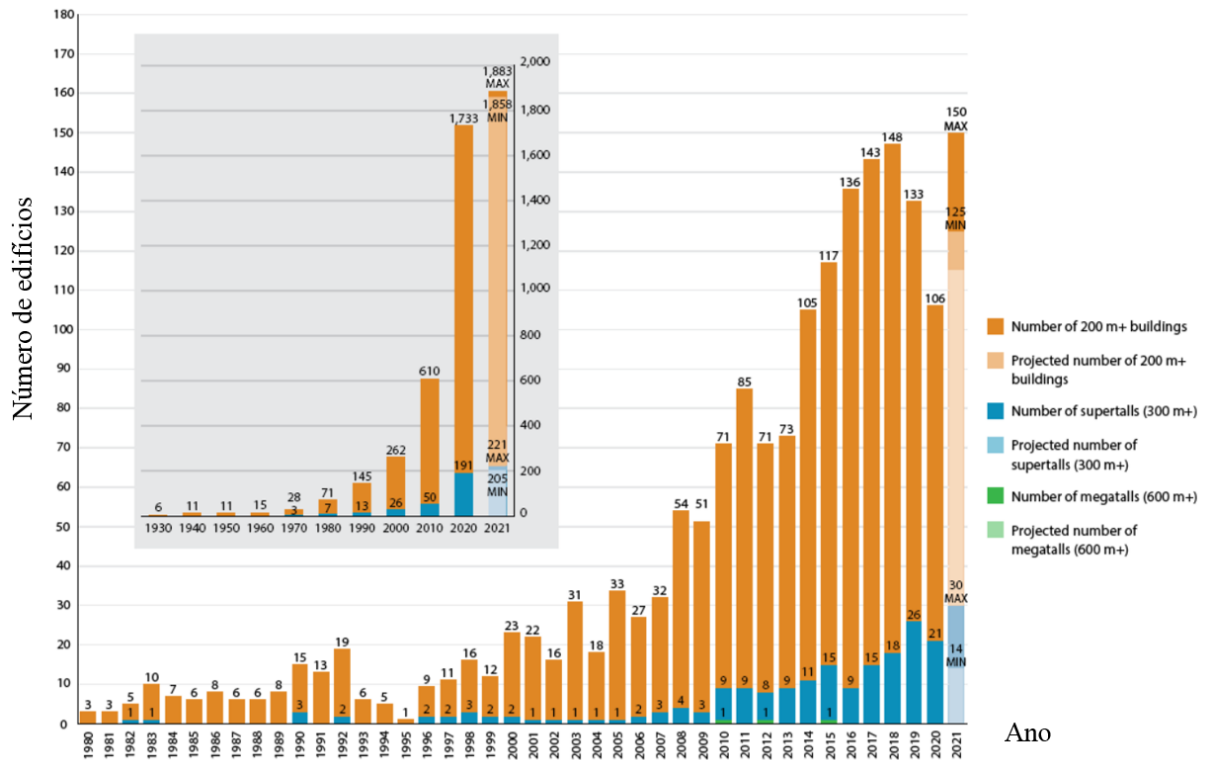
**Gráfico 4 - População metropolitana e urbana em 2035.**

Fonte: ONU Habitat (2020).

A falta de espaços para atender essa demanda incentiva a construção de edifícios de grande altura. Esse tipo de construção tende a ser mais flexível devido a seu grau de esbeltez, o que implica em ter longos períodos de vibração.

Um estudo do CTBUH, apresentado no **Gráfico 5**, mostra o incremento nas construções de edifícios altos (superiores a 200m) desde o ano 1980 até 2021, onde percebe-se que no ano 2000 a nível mundial, existia 25 edifícios maiores a 200m e para o ano 2018 incrementou-se para 166 (CTBUH, 2021).

**Gráfico 5 - Quantidade de edifícios superiores a 200 m finalizados por ano.**



Fonte: CTBUH (2021).

Szołomicki e Golasz-Szołomicka (2021) em seu estudo apresentaram o **Quadro 1**, em que realizaram uma classificação das estruturas mais esbeltas do mundo de relações de esbeltez de até 24:1 no caso do edifício *111 West 57 Street* culminado o ano 2021 na cidade de Nova Iorque, também pode-se observar neste quadro, é que a maioria das estruturas foram construídas em concreto e o uso é de tipo residencial.

Por outro lado o CTBUH (2021) apresenta o ranking dos edifícios mais altos ao 2021 (**Quadro 2**), de onde foram extraídos a lista das 30 primeiras ubiquações que vão desde o *Trump International Hotel & Tower* de Chicago com 423 m de altura culminado em 2009 hasta o edifício *Burj Khalifa* de Dubai com 828 metros de altura culminado em 2010.

Em ambos quadros se destacou os edifícios nos quais foram colocados algum tipo de TMD, independente de seu modelo ou forma.

**Quadro 1 - Edifícios altos super esbeltos do mundo.**

<b>Nro.</b>	<b>Edifício</b>	<b>Localização</b>	<b>Relação de esbeltez altura/largura</b>	<b>Estrutura</b>	<b>Função</b>
1	<i>111 West 57 Street</i>	<i>New York</i>	24:1	aço/concreto	residencial
2	<i>Central Park Tower</i>	<i>New York</i>	23:1	concreto	residencial
3	<i>125 Greenwich Street</i>	<i>New York</i>	20:1	concreto	residencial
4	<i>Highcliff</i>	<i>Hong Kong</i>	20:1	concreto	residencial
5	<i>150 North Riverside</i>	<i>Chicago</i>	20:1	compósito	escritório
6	<i>220 Central Park South</i>	<i>New York</i>	18:1	concreto	residencial
7	<i>Collins House</i>	<i>Melbourne</i>	16,25:1	concreto	residencial
<b>8</b>	<b><i>432 Park Avenue</i></b>	<b><i>New York</i></b>	<b>15:1</b>	<b>concreto</b>	<b>residencial</b>
9	<i>MahaNakhon</i>	<i>Bangkok</i>	13,6:1	concreto	residencial/hotel
10	<i>Burj Mohammed Bin Rashid Tower</i>	<i>Abu Dhabi</i>	13:1	concreto	residencial
11	<i>Etihad Tower T2</i>	<i>Abu Dhabi</i>	12:1	concreto	residencial
12	<i>Marina 101</i>	<i>Dubai</i>	12:1	concreto	residencial/hotel
13	<i>53W 53th MOMA Tower</i>	<i>New York</i>	12:1	concreto	residencial
14	<i>One Madison Park</i>	<i>New York</i>	12:1	concreto	residencial
15	<i>Pearl River Tower</i>	<i>Guangzhou</i>	11,7:1	compósito	escritório
16	<i>Ocean Heights</i>	<i>Dubai</i>	11,5:1	concreto	residencial
17	<i>One Bennett Park</i>	<i>Chicago</i>	11,5:1	concreto	residencial
18	<i>Neva Tower 2</i>	<i>Moscou</i>	11,3:1	concreto	residencial
19	<i>Princess Tower</i>	<i>Dubai</i>	11:1	aço/concreto	residencial
20	<i>Trump World Tower</i>	<i>New York</i>	11:1	concreto	residencial
21	<i>Cayan Tower</i>	<i>Dubai</i>	10,8:1	concreto	residencial
22	<i>30 Park Place</i>	<i>New York</i>	10,5:1	concreto	residencial/hotel
23	<i>Elite Residence</i>	<i>Dubai</i>	10,3:1	concreto	residencial
24	<i>56 Leonard</i>	<i>New York</i>	10:1	concreto	residencial
25	<i>9 DeKalb Avenue</i>	<i>New York</i>	10:1	concreto	residencial/escritório/ lojas

**Fonte:** Adaptado de Szolomicki e Golasz-Szolomicka (2021).

**Quadro 2 - 30 edifícios mais altos culminados no mundo.**

Nro.	Nome do edifício	Cidade	Altura (m)	Nro. Andares	Conclusão	Material	Uso
1	<i>Burj Khalifa</i>	<i>Dubai</i>	828	163	2010	aço/concreto	escritório / residencial / hotel
2	<i>Shanghai Tower</i>	<i>Shanghai</i>	632	128	2015	compósito	hotel / escritório
3	<i>Makkah Royal Clock Tower</i>	<i>Mecca</i>	601	120	2012	aço/concreto	hotel / residencial / lojas
4	<i>Ping An Finance Center</i>	<i>Shenzhen</i>	599	115	2017	compósito	escritórios
5	<i>Lotte World Tower</i>	<i>Seoul</i>	554	123	2017	compósito	hotel / residencial / escritório / lojas
6	<i>One World Trade Center</i>	<i>New York City</i>	541	94	2014	compósito	escritórios
7	<i>Tianjin CTF Finance Centre</i>	<i>Tianjin</i>	530	97	2019	compósito	hotel / aptos com serviço/ escritório
8	<i>Guangzhou CTF Finance Centre</i>	<i>Guangzhou</i>	530	111	2016	compósito	hotel / residencial / escritório
9	<i>CITIC Tower</i>	<i>Beijing</i>	527	109	2018	compósito	escritórios
10	<i>TAIPEI 101</i>	<i>Taipei</i>	508	101	2004	compósito	escritórios
11	<i>Shanghai World Financial Center</i>	<i>Shanghai</i>	492	101	2008	compósito	hotel / escritório
12	<i>International Commerce Centre</i>	<i>Hong Kong</i>	484	108	2010	compósito	hotel / escritório
13	<i>Central Park Tower</i>	<i>New York City</i>	472	98	2020	concreto	residencial
14	<i>Lakhta Center</i>	<i>St. Petersburg</i>	462	87	2019	compósito	escritórios
15	<i>Vincom Landmark 81</i>	<i>Ho Chi Minh City</i>	461	81	2018	compósito	hotel / residencial
16	<i>Changsha IFS Tower T1</i>	<i>Changsha</i>	452	94	2018	compósito	hotel / escritório
17	<i>Petronas Twin Tower 2</i>	<i>Kuala Lumpur</i>	451	88	1998	compósito	escritórios
18	<i>Petronas Twin Tower 1</i>	<i>Kuala Lumpur</i>	451	88	1998	compósito	escritórios
19	<i>Zifeng Tower</i>	<i>Nanjing</i>	450	66	2010	compósito	hotel / escritório
20	<i>Suzhou IFS</i>	<i>Suzhou</i>	450	95	2019	compósito	hotel / escritório / apartamento
21	<i>The Exchange 106</i>	<i>Kuala Lumpur</i>	445	95	2019	compósito	escritórios
22	<i>Wuhan Center Tower</i>	<i>Wuhan</i>	443	88	2019	compósito	escritório / residencial / hotel
23	<i>Willis Tower</i>	<i>Chicago</i>	442	108	1974	aço	escritórios
24	<i>KK100</i>	<i>Shenzhen</i>	441	98	2011	compósito	hotel / escritório
25	<i>Guangzhou International Finance Center</i>	<i>Guangzhou</i>	438	103	2010	compósito	hotel / escritório
26	<i>111 West 57th Street</i>	<i>New York City</i>	435	84	2021	aço/concreto	residencial
27	<i>One Vanderbilt Avenue</i>	<i>New York City</i>	427	62	2020	compósito	escritórios
28	<i>Marina 101</i>	<i>Dubai</i>	425	101	2017	concreto	residencial / hotel
29	<b>432 Park Avenue</b>	<b>New York City</b>	<b>425</b>	<b>85</b>	<b>2015</b>	<b>concreto</b>	<b>residencial</b>
30	<i>Trump International Hotel &amp; Tower</i>	<i>Chicago</i>	423	98	2009	concreto	residencial / hotel

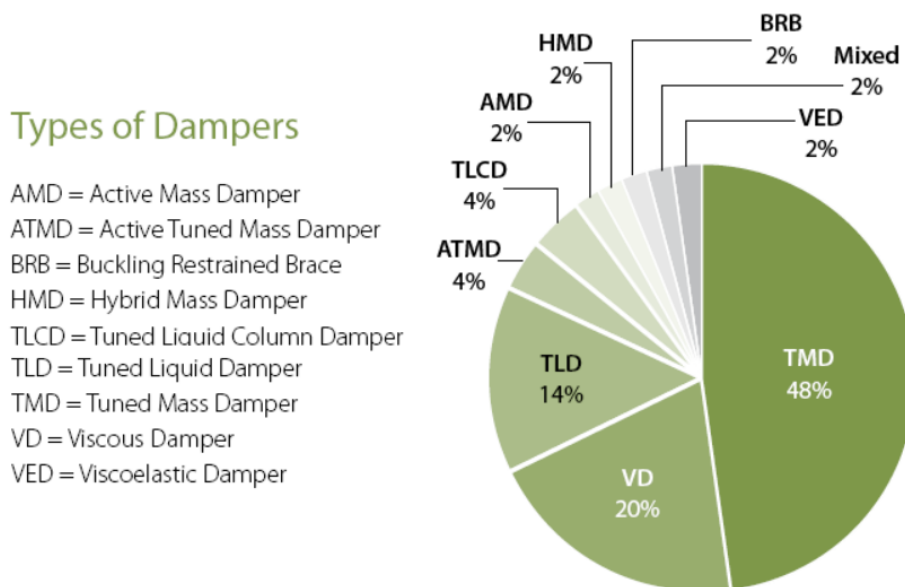
**Fonte:** adaptado de CTBUH (2021).

Estas estruturas, por serem edificações mais flexíveis sofrem maiores deslocamentos, podendo ocasionar danos estruturais devido às forças que podem ser ocasionadas por sismos ou ventos. Além disso, as vibrações aumentam e causam incômodo e insegurança aos ocupantes, por isso o interesse em minimizar esses deslocamentos, desta forma é necessária a implementação de um sistema de proteção estrutural. No entanto segundo Lago, Trabucco e Wood (2018) na lista dos 20 edifícios mais altos do mundo somente 30 % deles estão equipados com um sistema de modificação dinâmica.

Em 2018 o CTBUH elaborou uma lista dos 50 edifícios mais altos construídos com sistemas de amortecimento, por meio da qual foi elaborado o **Gráfico 6**, em que se observa uma tendência pela preferência no uso de TMD's com um 48% comparado com os outros tipos de sistemas de amortecimento.

Na **Figura 6** o mesmo estudo mostra os 10 edifícios mais altos com amortecedores, onde se aprecia uma clara preferência por amortecedores de massa sintonizada, segundo o autor em 2018, o 30% dos 20 edifícios mais altos do mundo utilizava algum tipo de sistema de amortecimento.

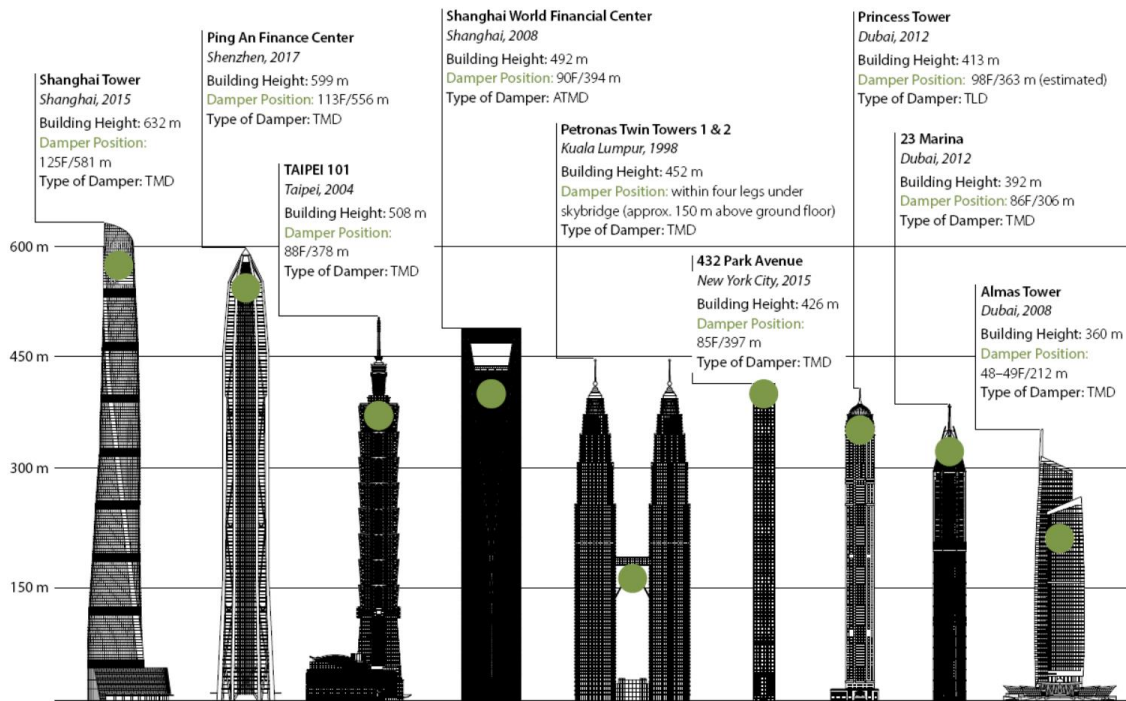
**Gráfico 6 - Tipos de amortecimento usado nos 50 edifícios mais altos do mundo no 2018.**



**Fonte:** Adaptado do CTBUH World's Tallest Buildings with Dampers (2018).



**Figura 6 - 10 edifícios mais altos com amortecedores de massa.**



Fonte: CTBUH World's Tallest Buildings with Dampers (2018).

No caso de edifícios que possuem um sistema de modificação dinâmica, Lago, Trabucco e Wood (2018), apresentam um ranking das 60 edificações mais altas, no **Quadro 3** se apresentam as primeiras 20 posições, onde pode-se observar uma tendência clara pelo uso de amortecedores de massa de tipo TMD.

**Quadro 3 - 20 edifícios mais altos com sistemas de modificação dinâmica .**

Nro.	Nome do edifício	Cidade	Altura (m)	Nro. de Andares	Material	Categoria do amortecedor	Tipo do amortecedor
1	<i>Jeddah Tower</i>	<i>Jeddah</i>	1000	167	Compósito	Massa	TMD
2	<i>Shanghai Tower</i>	<i>Shanghai</i>	632	128	Compósito	Massa	TMD
3	<i>Ping An Finance Center</i>	<i>Shenzhen</i>	599	115	Compósito	Massa	TMD
4	<i>Taipei 101</i>	<i>Taipei</i>	508	101	Compósito	Massa	TMD
5	<i>Shanghai World Financial Center</i>	<i>Shanghai</i>	492	101	Compósito	Ativo	ATMD
6	<i>R&amp;F Guangdong Building</i>	<i>Tianjin</i>	468	91	Compósito	Distribuído	Viscoso
7	<i>Petronas Twin Tower 2</i>	<i>Kuala Lumpur</i>	452	88	Compósito	Massa	TMD
8	<i>Suzhou FS</i>	<i>Suzhou</i>	450	98	Compósito	Massa	TLD
9	<i>111 West 57th Street</i>	<i>New York</i>	435	82	Concreto	Massa	TMD
10	<i>432 Park Avenue</i>	<i>New York</i>	425	85	Concreto	Massa	TMD
11	<i>Princess Tower</i>	<i>Dubai</i>	413	101	Concreto/aço	Massa	TLD

**Quadro 3** 20 edifícios mais altos com sistemas de modificação dinâmica (conclusão).

Nro.	Nome do edifício	Cidade	Altura (m)	Nro. de Andares	Material	Categoria do amortecedor	Tipo do amortecedor
12	<i>23 Marina</i>	<i>Dubai</i>	392	88	Concreto	Massa	TMD
13	<i>30 Hudson Yards</i>	<i>New York</i>	387	73	Concreto/aço	Massa	TMD
14	<i>Vista Tower</i>	<i>Chicago</i>	363	101	Concreto	Massa	TLD
15	<i>Almas Tower</i>	<i>Dubai</i>	360	68	Concreto	Massa	TMD
16	<i>Emirates Tower One</i>	<i>Dubai</i>	355	54	Compósito	Massa	TMD
17	<i>Raffles City Chongqing T3N</i>	<i>Chongqing</i>	354	79	Concreto/aço	Distribuído - Isolação	Viscoso—LRB,FPB
18	<i>Raffles City Chongqing T4N</i>	<i>Chongqing</i>	354	79	Concreto/aço	Distribuído - Isolação	Viscoso—LRB,FPB
19	<i>T&amp;C Tower</i>	<i>Kaohsiung</i>	348	85	Compósito	Ativo	HMD
20	<i>Wilshire Grand Center</i>	<i>Los Angeles</i>	335	73	Compósito	Distribuído	BRB

**Fonte:** Adaptado de Lago, Trabucco e Wood (2018).

Por tanto, o aumento da população mundial e metropolitana, conjuntamente com o incremento da construção de edifícios altos e a preferência pelo uso dos TMD's, incentivam o estudo da otimização dos parâmetros de um TMD, para assim otimizar o comportamento dinâmico da estrutura como um todo, evitando ou minimizando danos nas estruturas e/ou desconforto dos ocupantes.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo geral**

Otimizar o comportamento dinâmico de estruturas altas e esbeltas sob excitações sísmicas, mediante o uso de amortecedores de massa sintonizada tipo pêndulo, minimizando o deslocamento máximo e a amplitude da vibração de uma estrutura equivalente de 1 GDL durante o regime forçado.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Controlar e reduzir a amplitude do deslocamento da estrutura principal durante o tempo da vibração da estrutura.
- Determinar o modelo equivalente de 1 GDL a partir de uma estrutura alta de vários graus de liberdade;
- Otimizar o processo para a determinação da configuração de um TMD tipo pêndulo para controlar os efeitos das vibrações em estruturas altas e esbeltas mediante a teoria de otimização;
- Otimizar as características físicas do TMD tipo pêndulo, que permitam minimizar os deslocamentos da estrutura submetida a 9 registros de aceleração sísmica;
- Analisar as respostas em deslocamento da estrutura com e sem uso de um TMD submetida a 9 registros de aceleração sísmica.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ESTADO DA ARTE

Em relação à otimização dos TMD's, vários autores têm realizado estudos para definir parâmetros ótimos, para TMD's tipo pêndulo normal, pêndulo virtual (ZEGARRA, GONÇALVES, 2015), oposto ou bidirecional (GUTIERREZ, ADELI, 2014;), ou para TMD's tipo translacionais (HOANG, FUJINO, WARNITCHAI, 2008; KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018; LARA, CAICEDO, VALENCIA, 2021; SGOBBA, MARANO, 2010; ELIAS, MATSAGAR, DATTA, 2018; SALVI, RIZZI, 2014; ESPINOZA; NEIRA; CIFUENTES, 2018; BEKDAS, NIGDELI, 2013)

Alguns autores utilizam somente duas variáveis de decisão para a otimização de parâmetros de um TMD, como a frequência e amortecimento ótimo, impondo uma relação de massa de 2,5%, no caso de Sgobba e Marano (2010), e 2 e 5% para o caso de Lara, Caicedo e Valencia (2021), ou impondo uma massa constante (KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018; SALVI, RIZZI, 2014), no caso de este estudo, as variáveis de decisão adotadas foram 3 (massa do TMD, comprimento do pendulo e amortecimento do TMD).

Para a obtenção dos parâmetros ótimos do TMD, alguns autores utilizam expressões previamente definidas e estudadas (GUTIERREZ, ADELI, 2014; HOANG, FUJINO, WARNITCHAI, 2008), alguns autores realizaram a otimização dos parâmetros utilizando pacotes e métodos de otimização como Matlab Genetic Algorithms (SGOBBA, MARANO, 2010), algoritmo de busca gravitacional (GSA) (KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018), *charged system search* (CSS), *gray wolf optimization* (GWO) (KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018), *whale optimization algorithm* (WOA)(LARA, CAICEDO, VALENCIA, 2021 ) outros autores como Brown e Singh (2011) e Salvi e Rizzi (2014) utilizam o já conhecido algoritmo *Minimax optimization* (implementado em Matlab) para minimizar o máximo valor de uma variável de decisão, este algoritmo é desenvolvido como uma programação quadrática sequencial (SQP) baseada em gradientes.

Quando a otimização é feita mediante teorias de otimização, podem ser utilizadas distintas funções objetivo a minimizar, podendo ser a minimização do deslocamento máximo da estrutura ou a raiz quadrada da média das respostas de deslocamento (SGOBBA, MARANO, 2010; PEZO, GONÇALVES, 2015; KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018; LARA, CAICEDO, VALENCIA, 2021; ELIAS, MATSAGAR, DATTA, 2018; SALVI, RIZZI, 2014), minimização da energia dissipada (SGOBBA, MARANO, 2010, ESPINOZA; NEIRA;

CIFUENTES, 2018 ), minimização do valor da Intensidade de Arias (KAMGAR, SAMEA, KHATIBINIA, 2018), minimização da força cortante na base ou uma combinação de estes objetivos.

Os resultados dos autores antes indicados mostram que a colocação de um TMD com características ótimas reduz a quantidade de energia dissipada (SGOBBA, MARANO, 2010), reduziu o deslocamento máximo da estrutura, no caso de Gutierrez e Adeli (2014), a redução de deslocamento máximo, no caso de Elias, Matsagar e Datta (2018), foi de 35% para o sismo de Kobe, no caso de Lara, Caicedo e Valencia (2021), a redução foi de 43.4%, para Kamgar, Samea e Khatibinia (2018) a redução no deslocamento máximo foi de 36 a 38 % para os vários métodos de otimização utilizados, já para os casos estudados por Salvi e Rizzi (2014) a redução da resposta com o TMD ótimo foi de 30% para estruturas com taxa de amortecimento inerente de 5% e de 80% para estruturas como taxa de amortecimento de 0% (caso ideal).

Observasse que na maioria de autores citados o tipo de TMD utilizado ou seu equacionamento foi para TMD's tipo translacional e para edifícios com altura de até 100m e utilizando diferentes algoritmos e pacotes de otimização. A principal contribuição deste trabalho é que o equacionamento é o correspondente a um TMD tipo pendulo e é descrito todo o processo do cálculo de obtenção de modelos de 1 GDL equivalentes edifícios altos e esbeltos (maiores a 200m), além disso o algoritmo utilizado para a otimização é o conhecido IPOPT, utilizando o pacote de otimização chamado de *Gekko* na linguagem de programação de Python, que não foi utilizado pelos autores previamente citados.

## **2.2. CONTROLE ESTRUTURAL**

A tendência de construir estruturas cada vez mais altas, esbeltas ou com vãos horizontais maiores, como também mecanismos sensíveis, implica impor restrições mais controladas, A exemplo do controle de vibrações em edifícios altos, controle de vibrações de equipamentos médicos sensíveis às vibrações, como as equipes de ressonância, os veículos autônomos e veículos que se transportam a grandes velocidades, os quais precisam de parâmetros de controle mais rigorosos. Nesse sentido, o controle do movimento da estrutura se torna um aspecto dominante no projeto de estruturas (CONNOR, 2003).

Os dispositivos de controle de resposta dinâmica têm a capacidade de reduzir tanto os deslocamentos e acelerações da estrutura quanto o dano estrutural e não estrutural em uma faixa aceitável (SHU, 2019). Um objetivo do controle estrutural é modificar o período de vibração

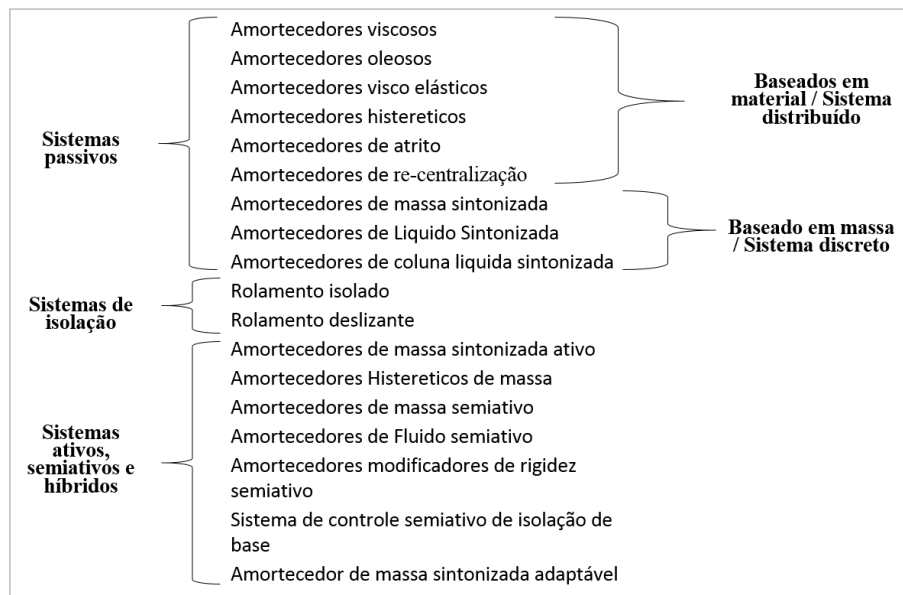
para assim afastá-lo da ressonância com a força de excitação (GÓMEZ; MARULANDA; THOMSON, 2008).

Segundo Thomson (2001), as vibrações nas estruturas podem ser controladas por sistemas independentes que diminuem a resposta estrutural melhorando o seu comportamento dinâmico, os sistemas de controle podem ser classificados como sistemas de controle passivo, ativo, semiativo e híbrido. Segundo Connor (2003), as estratégias de controle estrutural se classificam somente em controle passivo e controle ativo. A **Figura 7** apresenta uma outra classificação de controle estrutural realizada por Lago, Trabucco e Wood (2018).

No caso deste projeto, o enfoque será em amortecedores de massa sintonizada ou TMD, que é um tipo de controle passivo pelo qual os autores anteriormente mencionados têm concordância na classificação.

Segundo Gómez, Marulanda e Thomson (2008), um sistema de controle passivo não precisa de uma fonte externa de potência que inicie sua ação, o sistema reage quando a estrutura entra em movimento. Os sistemas passivos são completamente reativos, sua resposta depende da força que excita a estrutura, modificando suas propriedades dinâmicas e atenuando a resposta estrutural.

**Figura 7** - Classificação de sistemas controle estrutural.



**Fonte:** Adaptado de Lago, Trabucco e Wood (2018).

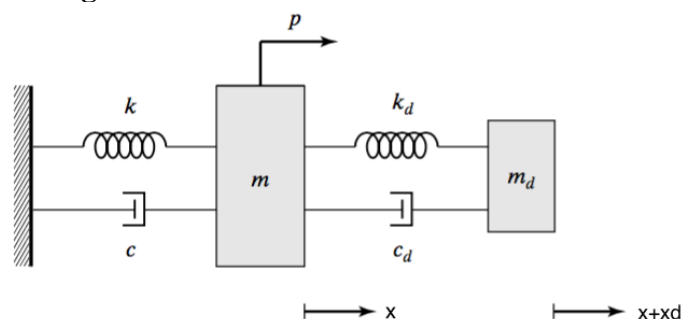
### 2.2.1. Amortecedor de massa sintonizada TMD

O amortecedor de massa sintonizada foi inventado e patenteado por Frahm em 1911. Um TMD consiste em uma massa, um amortecedor e uma mola presos a uma estrutura principal com o objetivo de absorver suas vibrações. A frequência do amortecedor é sintonizada com a frequência da estrutura principal de maneira que sob excitações externas o TMD entre em ressonância com a excitação externa e vibre fora de fase com a frequência da estrutura, minimizando a resposta estrutural (CONNOR, 2003). Um TMD absorve energia e incrementa a nível total a absorção de energia da estrutura de forma que o dano sofrido devido a um sismo é reduzido (ESPINOZA; NEIRA; CIFUENTES, 2018). Segundo Lago, Trabucco e Wood (2018) o objetivo principal do projeto dum TMD é sintonizar sua frequência natural com uma frequência específica da estrutura, que usualmente é a frequência fundamental.

Nesse sentido, Villaverde e Koyama (1993) demonstraram que o esforço de cisalhamento na base da estrutura de um edifício com um período de 2s, analisado de forma linear, se reduz em 40% quando é instalado um TMD. Den Hartog (1985) demonstrou que para sistemas de 1 GDL não amortecidos, a amplitude de vibração de um sistema excitado é nula quando a frequência de excitação é igual à frequência do TMD, indicando que toda a energia do sistema foi transferida para o TMD.

Uma das formas mais simples de representar um sistema TMD é apresentado na **Figura 8**, idealizado para um sistema de um grau de liberdade que possui uma massa, uma mola e um amortecedor para o sistema principal e para o TMD (CONNOR, 2003).

**Figura 8 – Modelo TMD translacional.**



Fonte: Connor (2003).

### 2.2.2. Critérios de projeto de um TMD

Segundo Soong e Dargush (1997), há muitos critérios para alcançar as ótimas características de um TMD, como as que se indicam a seguir:



- Mínimo deslocamento da estrutura principal;
- Máximo amortecimento efetivo da estrutura combinada com o TMD;
- Deslocamento mínimo da massa do amortecedor em relação à estrutura principal;
- Mínima velocidade da estrutura principal;
- Mínima aceleração da estrutura principal;
- Força mínima na estrutura principal.

Segundo Gutierrez e Adeli (2014), diferentes pesquisadores apresentaram equações para o cálculo de parâmetros ótimos de um TMD em função da relação de massas  $\mu$  e do tipo de carregamento.

Onde:  $\mu = \frac{m_{TMD}}{M_{Est}}$  sendo  $\mu$  a relação de massa,  $m_{TMD}$  a massa do TMD e  $M_{Est}$  a massa da estrutura principal.

No **Quadro 4** foram selecionadas somente as expressões que estão baseadas em carregamentos aleatórios ou sísmicos, aplicados na base da estrutura, onde a partir de uma determinada seleção de relação de massa  $\mu$  são obtidas a razão de frequência  $\gamma_{opt}$  e taxa de amortecimento  $\xi_{dopt}$  ótimas para o TMD.

$$\text{Onde: } \gamma_{opt} = \frac{\omega_{TMD}}{\omega_{EST}} \text{ e } \xi_{dopt} = \frac{\xi_{TMD}}{\xi_s}$$

sendo  $\omega_{TMD}$  a frequência do TMD,  $\omega_{EST}$  a frequência predominante da estrutura principal da estrutura principal,  $\xi_{TMD}$  o amortecimento do TMD,  $\xi_{EST}$  o amortecimento inerente da estrutura principal da estrutura principal,

Conhecida a frequência da estrutura principal é possível conhecer a frequência do TMD a partir da razão de frequências previamente calculada e calcular o comprimento do TMD, a qual unicamente depende desse parâmetro.

**Quadro 4 - Equações de parâmetros ótimos para o design de um TMD.**

Autor	Ano de publicação	Razão de frequência $Y_{opt}$	Taxa de amortecimento $\xi_{dopt}$	Comentários
Warburton	1982	$\frac{\sqrt{1-\mu/2}}{1+\mu}$	$\sqrt{\frac{\mu(1-\mu/4)}{4(1+\mu)(1-\mu/2)}}$	Baseado em uma excitação de aceleração aleatória e um sistema de 1 GDL não amortecido.
Fujino e Abe	1993	$\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu(1+3\mu/4)}{(1+\mu)(1+\mu/2)}}$	Baseado em excitações aleatórias para um sistema de 2 GDL não amortecido.
Sadek <i>et al.</i>	1997	(i) $\frac{1}{1+\mu}$ (ii) $\frac{1}{1+\mu} \left[ 1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right]$	(i) $\sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$ (ii) $\frac{\xi_s}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}$	Baseado em uma excitação sísmica para um sistema não amortecido (i) e amortecido (ii) de 30 GDL.

Fonte: Adaptado de Gutierrez e Adeli (2014).

### 2.3. AMORTECIMENTO INERENTE AOS EDIFÍCIOS ALTOS

O amortecimento é o mecanismo mediante o qual as estruturas reduzem a amplitude de suas vibrações. Neste processo se produz uma liberação de energia produzida pela fonte de excitação. Segundo Lago, Trabucco e Wood (2018), em um edifício existem 4 fontes de amortecimento: inerente ou intrínseco (estrutural), aerodinâmico, histerético e suplementar ou adicional.

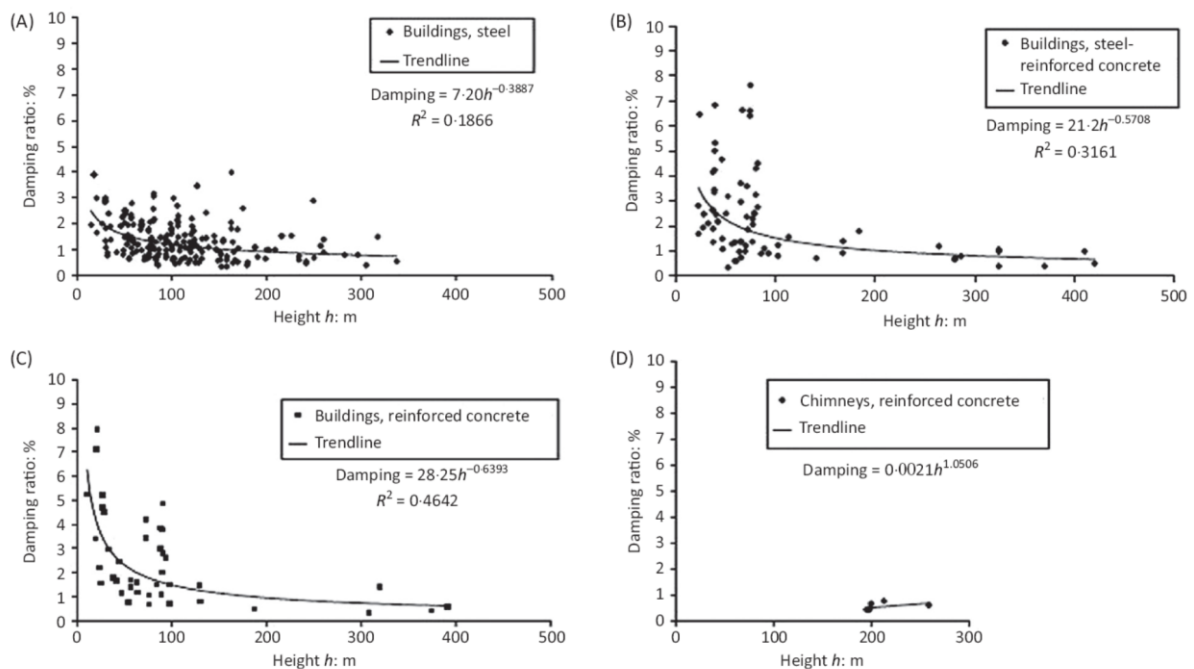
Para o caso do amortecimento inerente, sua estimativa ainda é muito diversa e incerta, pois existem vários estudos realizados que ainda tem muitas discrepâncias. Segundo Tamura (2012), estas discrepâncias têm origem de várias fontes, por exemplo:

- Amortecimento de material;
- Atrito entre membros e conexões;
- Sistema estrutural;
- Fundação e tipo de solo;
- Amplitude de vibração;

- Membros não estruturais.

Estas discrepâncias são apresentadas no **Gráfico 7** em que Smith, Merello e Willford (2010) revisaram e atualizaram dados de amortecimento medidos por vários autores para edifícios com diferentes alturas e material de construção. Neste gráfico pode-se observar que, para edifícios maiores a 200m, a taxa de amortecimento intrínseco, não é maior a 2%.

**Gráfico 7 - Fonte primária de dados de amortecimento inerente para o modo fundamental em edifícios altos.**



Fonte: Smith *et al.*, (2010).

Além disso, na análise de resistência ao vento de edifícios altos, alguns autores propõem expressões para a predição do amortecimento em função das frequências e material, outros propõem expressões em função do deslocamento máximo e da altura da estrutura. Já para o caso da análise sísmica as expressões podem incluir também o número de andares da estrutura. Segundo Lago, Trabucco e Wood (2018), para a análise sísmica, as seguintes expressões são sugeridas:

- Fritz *et al.*, (2009)

$$\xi_{i1} = \frac{0.06}{\sqrt[4]{N}} \quad (\text{aço})$$

$$\xi_{i1} = \frac{14}{\sqrt{N}} \quad (\text{concreto reforçado})$$

$$\xi_{i1} = \frac{14}{\sqrt{N}} \quad (\text{compósito})$$

Onde N é o número de andares ( $N > 100$ ),  $\xi_{i1}$  é o amortecimento inerente no primeiro modo de vibrar.

- Bernal *et al.*, (2015)

$$\xi_{i1} = 1.2 + 4.26e^{-0.013H} \quad (\text{aço})$$

$$\xi_{i1} = 3.01 + 3.45e^{-0.019H} \quad (\text{concreto reforçado})$$

- Cruz e Miranda (2017)

$$\xi_{i1} = 0.9H^{-0.76} \quad (\text{aço})$$

$$\xi_{i1} = 15.6H^{-1.31} \quad (\text{concreto reforçado})$$

- Cruz (2017)

$$\xi_{i1} = 0.21H^{-0.47} \quad (H < 50m)$$

$$\xi_{i1} = 0.51H^{-0.68} \quad (H > 50m)$$

Onde H é a altura do edifício

No caso da estimação do amortecimento por parte dos códigos e normas dos países, a taxa de amortecimento pode variar em função dos fatores anteriormente mencionados e outros como o decremento logarítmico da amplitude de vibração. Algumas normas, como E030 (Peru), ASCE 2013 (Estados Unidos), NTC-2008 (Itália), recomendam o uso máximo de 5% de amortecimento para o design sísmico, dependendo do material e altura do edifício.

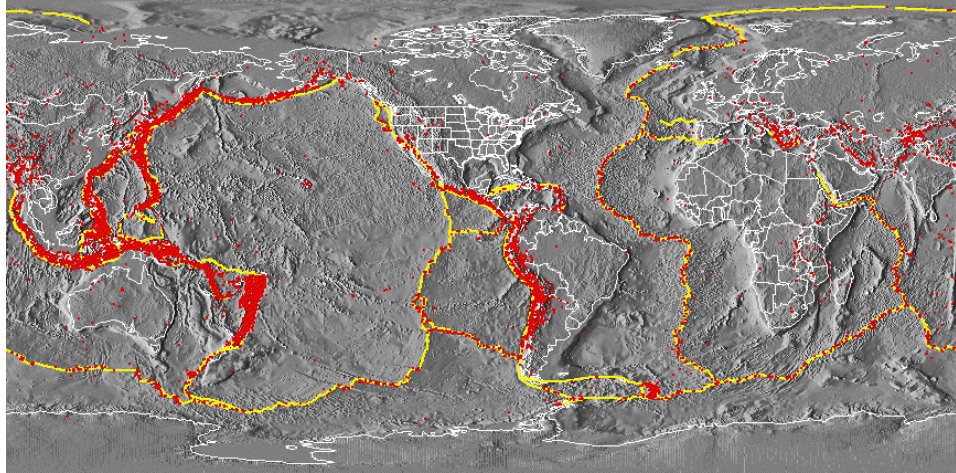
## 2.4. ANÁLISE SÍSMICA

Um sismo libera energia, transmitida por meio de ondas sísmicas conduzidas pela crosta terrestre e são registradas pelos acelerogramas, os quais registram a aceleração do movimento do solo. O incremento da disponibilidade de registros de acelerômetros faz deles uma opção cada vez mais atraente para o uso como dados de entrada da análise dinâmicas (BOMMER; ACEVEDO, 2004).

O principal indicador do grau de sismicidade de uma região é obtido dos registros históricos de terremotos da zona de estudo. A ocorrência de terremotos é registrada por uma rede de sismógrafos que compila a informação e a apresenta em mapas de sismicidade, que indicam parâmetros de magnitude e localização. Uma das conclusões observadas nestes mapas

é que os terremotos não são distribuídos uniformemente sobre a superfície, eles se concentram ao longo das bordas das placas tectônicas (CLOUGH; PENZIEN, 2003), Na **Figura 9**, pode-se observar as fronteiras de países e cidades (linhas brancas), as bordas das placas (linhas amarelas) e os locais de ocorrência dos terremotos (pontos vermelhos).

**Figura 9 - Sismicidade nas bordas das placas tectônicas.**



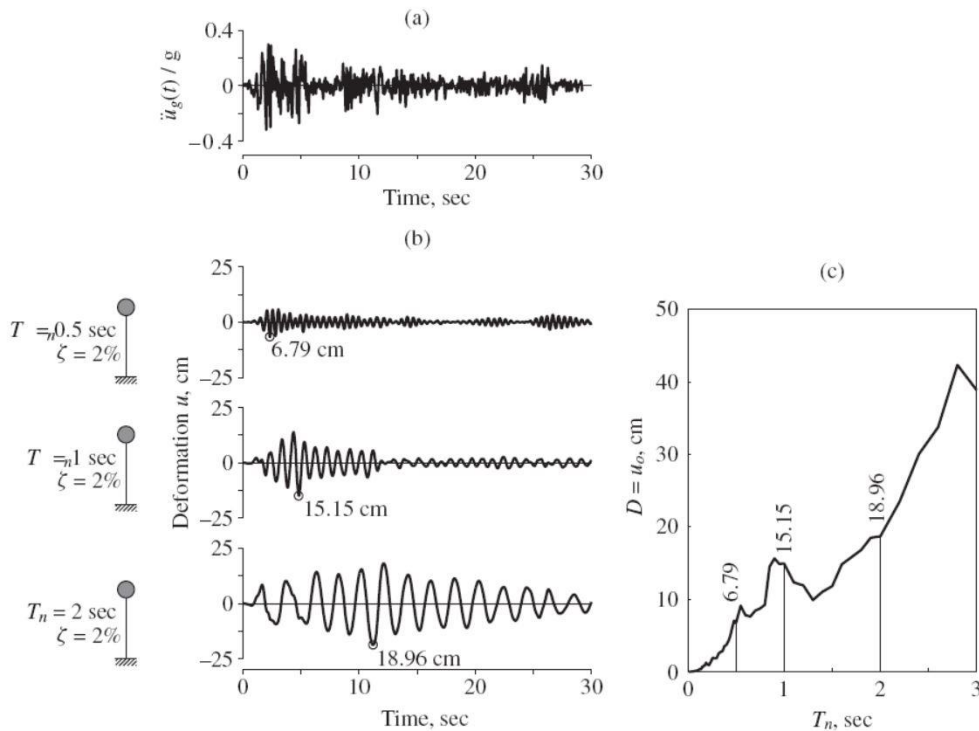
Fonte: Wordpress (2010).

A partir das acelerações medidas, mediante integração simples e dupla, podem ser obtidos dados de velocidade e deslocamento em função do tempo.

#### **2.4.1. Conceito de espectro de resposta**

O espectro de resposta proporciona as respostas máximas em deslocamento, pseudo velocidade e pseudo aceleração para um intervalo de períodos de sistemas de 1 grau de liberdade com uma taxa de amortecimento fixo, para uma componente de movimento do solo (X, Y ou Z) quando é atingido por um movimento sísmico (Chopra ,2020). Na **Figura 10** é apresentado o processo da construção do espectro de resposta, onde na **Figura 10c** é apresentado o espectro de resposta de deslocamento para o registro de acelerações do sismo El Centro de 1940, para o intervalo de períodos de 0 a 3s.

**Figura 10 - (a) Aceleração do solo; (b) deslocamentos máximos de 3 sistemas de 1 GDL com amortecimento de  $\xi=2\%$  e períodos de vibração de 0,5, 1 e 2s; (c) Espectro de resposta de deslocamento.**

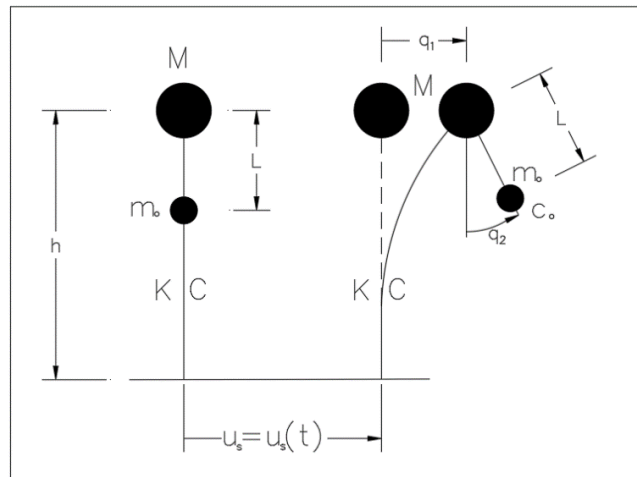


Fonte: Chopra (2020).

### 2.5. MODELO MATEMÁTICO VIA LAGRANGE

No presente estudo as equações de movimento foram derivadas da idealização do sistema apresentado na **Figura 11**, onde foram assumidas como coordenadas generalizadas as variáveis  $q_1$  e  $q_2$ .

**Figura 11 - Sistema estrutural idealizado tipo pêndulo de 2 GDL.**



Fonte: Brasil (2019).

Onde as coordenadas generalizadas adotadas são:

$q_1$ = Deslocamento elástico (m);

$q_2$ = Ângulo do pendulo (rad).

E os parâmetros do sistema são:

$\mu_s$ = Deslocamento imposto pelo sismo (m);

$K$ = Rigidez equivalente do edifício (N/m);

$C$ = Amortecimento inerente do edifício (N s/m);

$M$ = Massa equivalente do edifício (klg);

$m_0$ = Massa do TMD (klg);

$c_0$ = Amortecimento do TMD (N s/m);

$L$ = Comprimento do pendulo (m);

$h$ = Altura do edifício (m).

Coordenadas e velocidades das massas

$$\text{Posição da massa } M: \quad x_M = u_s + q_1 \quad (4.1)$$

$$y_M = 0 \quad (4.2)$$

$$\text{Posição da massa } m_0: \quad x_0 = u_s + q_1 + L \sin q_2 \quad (4.3)$$

$$y_0 = h - L \cos q_2 \quad (4.4)$$

Derivando as equações (4.1), (4.2), (3.3) e (4.4) para obter as velocidades:

$$\dot{x}_M = \dot{u}_s + \dot{q}_1 \quad (4.5)$$

$$\dot{y}_M = 0 \quad (4.6)$$

$$\dot{x}_0 = \dot{u}_s + \dot{q}_1 + L \dot{q}_2 \cos q_2 \quad (4.7)$$

$$\dot{y}_0 = L \dot{q}_2 \sin q_2 \quad (4.8)$$

a. Energia cinética

$$T = \frac{1}{2} [M(\dot{x}_M^2 + \dot{y}_M^2) + m_0(\dot{x}_0^2 + \dot{y}_0^2)]$$

$$T = \frac{1}{2} [M(\dot{u}_s + \dot{q}_1)^2 + m_0((\dot{u}_s + \dot{q}_1 + L \dot{q}_2 \cos q_2)^2 + (L \dot{q}_2 \sin q_2)^2)]$$

$$T = \frac{1}{2} \left[ M(\dot{u}_s^2 + 2\dot{u}_s\dot{q}_1 + \dot{q}_1^2) + m_0 \left( \dot{u}_s^2 + \dot{q}_1^2 + L^2\dot{q}_2^2 + 2\dot{u}_s\dot{q}_1 + 2\dot{u}_s L \dot{q}_2 \cos q_2 + 2L\dot{q}_1\dot{q}_2 \cos q_2 \right) \right] \quad (4.9)$$

b. Energia de deformação  $U = \frac{1}{2}Kq_1^2$  (4.10)

c. Trabalho de força peso  $W = -m_0gL(1 - \cos q_2)$  (4.11)

d. Energia potencial total  $V = U - W$  (4.12)

e. Lagrangiano  $\mathcal{L} = T - V$  (4.13)

f. Equações de Lagrange  $\frac{d(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_i})}{dt} - \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial q_i} = N_{ci} \quad i = 1,2$  (4.14)

Substituindo (4.9), (4.12) e (4.13) e derivando obtém-se as seguintes expressões:

I. Para  $i=1$  tem-se  $q_1$

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_1} = M(\dot{u}_S + \dot{q}_1) + m_0(\dot{u}_S + \dot{q}_1 + L \dot{q}_2 \cos q_2) \quad (4.15)$$

$$\frac{d(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_1})}{dt} = (M + m_0)(\ddot{u}_S + \ddot{q}_1) + m_0 L (\ddot{q}_2 \cos q_2 - \dot{q}_2^2 \sin q_2) \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial q_1} = -Kq_1 \quad (4.17)$$

Como força não conservativa tem-se:

$$N_{c1} = -C\dot{q}_1 \quad (4.18)$$

$$\text{Onde } C = \xi C_c \quad \text{e} \quad C_c = \sqrt{4KM} = 2M\omega_n$$

$$\text{Por tanto } C = 2\xi M\omega_n \quad (4.19)$$

sendo:  $C_c$  : Amortecimento crítico da estrutura principal

$\xi$  : Taxa de amortecimento da estrutura principal

$\omega_n$  : Frequência natural da estrutura principal

II. Para  $i=2$  tem-se  $q_2$

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_2} = m_0L((\dot{u}_S + \dot{q}_1)\cos(q_2) + L\dot{q}_2) \quad (4.20)$$

$$\frac{d(\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \dot{q}_2})}{dt} = m_0L^2\ddot{q}_2 + m_0L((\ddot{u}_S + \ddot{q}_1)\cos q_2 - (\dot{u}_S + \dot{q}_1)\sin q_2) \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial q_2} = -m_0L\dot{q}_2(\dot{u}_S + \dot{q}_1)\sin q_2 - m_0gL\sin q_2 \quad (4.22)$$

Como força não conservativa tem-se:

$$N_{c2} = -c_0\dot{q}_2 \quad (4.23)$$



$$\text{Onde } c_0 = \xi_0 c_{c0} \text{ e } c_{c0} = 2J \sqrt{\frac{g}{L}}$$

$$\text{Por tanto } c_0 = 2\xi_0 J \sqrt{\frac{g}{L}} \quad (4.24)$$

sendo:  $J$  : momento de inércia polar

$\xi_0$  : taxa de amortecimento do TMD

g. Equações de movimento de segunda ordem

Substituindo as equações (4.15) a (4.19) em (4.14) obtém-se:

$$\text{I. } (M + m_0)\ddot{q}_1 + m_0L(\ddot{q}_2 \cos q_2 - \dot{q}_2^2 \sin q_2) + Kq_1 + C\dot{q}_1 = -(M + m_0)\ddot{u}_S \quad (4.25)$$

Substituindo as equações (4.20) a (4.24) em (4.14) obtém-se:

$$\text{II. } m_0L^2\ddot{q}_2 + m_0L\ddot{q}_1 \cos q_2 + c_0\dot{q}_2 = -m_0L(g \sin q_2 + \ddot{u}_S \cos q_2) \quad (4.26)$$

h. Assumindo pequenos deslocamentos e rotações lineariza-se as equações (4.25) e (4.26), fazendo:

$$\sin \theta \cong \theta, \cos \theta \cong 1, q_i q_i = \dot{q}_i \dot{q}_i = \ddot{q}_i \ddot{q}_i = q_i \dot{q}_i = q_i \ddot{q}_i = \dot{q}_i \ddot{q}_i = 0 \quad \text{tem-se:}$$

$$\text{I. } (M + m_0)\ddot{q}_1 + m_0L\ddot{q}_2 + Kq_1 + C\dot{q}_1 = -(M + m_0)\ddot{u}_S \quad (4.27)$$

$$\text{II. } m_0L^2\ddot{q}_2 + m_0L\ddot{q}_1 + c_0\dot{q}_2 + m_0Lgq_2 = -m_0L\ddot{u}_S$$

Dividindo por  $m_0L^2$  tem-se:

$$\ddot{q}_2 + \frac{\ddot{q}_1}{L} + \frac{c_0\dot{q}_2}{m_0L^2} + \frac{g}{L}q_2 = -\frac{\ddot{u}_S}{L} \quad (4.28)$$

As equações (5.27) e (5.28) correspondem às equações de movimento do sistema proposto.

Matricialmente tem-se:

$$\begin{bmatrix} M + m_0 & m_0L \\ 1/L & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & g/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & \frac{c_0}{m_0L^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -(M + m_0) \\ -1/L \end{Bmatrix} \ddot{u}_S \quad (4.29)$$

Para a solução do sistema de equações diferenciais de segunda ordem é possível utilizar qualquer método numérico. Neste estudo utilizou-se os métodos de Newmark ( $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/4$ ) e *Runge Kutta* de 4ª ordem.

## 2.6. OTIMIZAÇÃO

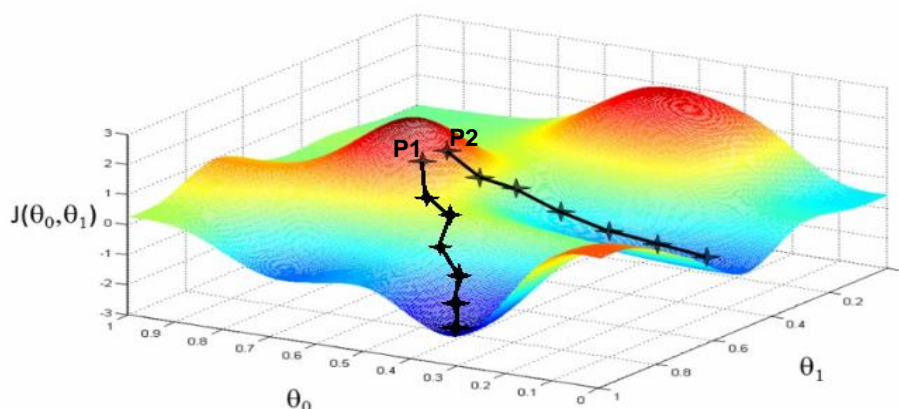
Otimização é um processo matemático, o qual visa obter valores extremos de uma função (função objetivo), que depende de uma ou mais variáveis. Esta função pode ou não ter restrições de igualdade ou desigualdade (BRASIL; SILVA, 2019). Um valor extremo de uma função é chamado de máximo ou mínimo, o qual é um ponto ótimo da função objetivo.

Uma função objetivo pode ter mais de um valor extremo, por tanto um valor extremo pode não ser um ótimo global, mas um ótimo local. A obtenção do ponto ótimo global da função objetivo depende do conhecimento amplo da função, seus limites, restrições e o ponto inicial das variáveis do projeto.

Para melhor contextualização, na **Figura 12** se apresenta o processo de otimização de uma função objetivo  $J$  que depende somente de 2 variáveis de projeto ( $\theta_0$ ,  $\theta_1$ ). Na figura pode-se observar que a função objetivo tem vários pontos ótimos mínimos diferentes, estes pontos ótimos, serão atingidos em função dos valores iniciais (pontos  $P1$ ,  $P2$ ) das variáveis de projeto.

Na maioria dos casos de engenharia, a função objetivo depende de mais de 2 variáveis, a exemplo de dimensões como altura ou largura, forças, esforços, deformações, deslocamentos, resistência ou outras.

**Figura 12 – Pontos ótimos de projeto em função do ponto inicial.**



Fonte: Adaptado de JalFaizy Shaikh (2017).

Quando as variáveis não possuem limitações, trata-se de um problema de otimização sem restrições. Segundo Arora (2015) algumas técnicas para a solução de problemas de otimização sem restrições são:

- ✓ Gradiente descendente;
- ✓ Método de Newton;
- ✓ Método de Newton modificado;
- ✓ Método de Levenberg–Marquardt;
- ✓ Método de Gradiente conjugado de Fletcher–Reeves;
- ✓ Método DFP.

Segundo o mesmo autor estas técnicas utilizam procedimentos de busca do ponto ótimo, que podem ser baseados em gradiente ou busca direta, como são:

- ✓ Método da Bissecção;
- ✓ Método de Newton–Raphson;
- ✓ Método da Secante;
- ✓ Método ajuste cubico polinomial;
- ✓ Método da busca da secção dourada (busca direta).

Quando as variáveis de projeto possuem limitações, por exemplo a secção máxima ou mínima de um pilar, a deformação máxima ou resistência mínima de um elemento, estas limitações tornam o processo de otimização em um problema com restrições.

Um problema com restrições pode ser resolvido por vários métodos, dentre os quais podem ser Lagrangianos, de barreira, de penalização, ou outros que podem ser uma combinação dos anteriores. Alguns métodos são listados a seguir:

- ✓ Método dos multiplicadores de Lagrange;
- ✓ Método de função de penalização;
- ✓ Método de função de barreira;
- ✓ Programação Sequencial Quadrática (SQP);
- ✓ Método do Lagrangiano aumentado;
- ✓ Método das direções fatíveis;

✓ Método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG).

Para o caso de problemas de otimização dinâmica a função objetivo e as restrições variam no tempo e o esquema de problema é definido da seguinte forma (Beal, Hill, Hedengren, 2018):

$$\min_{\theta_1, \theta_2} J\left(\frac{d\theta_1}{dt}, \theta_1, \theta_2\right) \quad (4a)$$

$$0 = f\left(\frac{d\theta_1}{dt}, \theta_1, \theta_2\right) \quad (4b)$$

$$0 \leq g\left(\frac{d\theta_1}{dt}, \theta_1, \theta_2\right) \quad (4c)$$

Onde  $f$  são as restrições de igualdade,  $g$  são as restrições de desigualdade e  $\frac{d\theta_1}{dt}$  é a variação de uma variável de decisão no tempo.

### 2.6.1. Método do Lagrangiano aumentado

Um dos métodos, mais utilizados para solucionar problemas com restrições é o chamado Método do Lagrangiano Aumentado, que é uma combinação do método dos multiplicadores de Lagrange e o método de penalização (Arora, 1989, Arora 1991).

Segundo Brasil e Silva (2019), Silva (2000) e Arora, Chahande e Paeng (1991), este método foi proposto para resolver problemas com restrições estáticas e na década dos 90 foi utilizado também para problemas com restrições dinâmicas, proposto por Powell (1969), Haarhoff (1970) e posteriormente por Buys (1972).

O método consiste em transformar o problema com restrições em um problema sem restrições utilizando os multiplicadores de Lagrange e aplicando fatores de penalização quadrática sobre as restrições. O método é iterativo e ao cumprir as condições de tolerância e de ponto ótimo de *Karush Kuhn Tucker* (KKT) o problema converge para a solução do problema com restrições.

A seguir é se apresentado o algoritmo proposto por Brasil e Silva (2019) para formular o método do Lagrangiano aumentado.

Seja a função objetivo a minimizar  $f(\mathbf{x})$ , sujeito a

restrições de igualdade:  $g_i(\mathbf{x}) = 0; \quad i = 1, l$

restrições de desigualdade:  $g_i(\mathbf{x}) \leq 0; \quad i = l + 1, m$

Onde  $l$  é o número de restrições de igualdade e  $m$  é o número de restrições de desigualdade

A função objetivo com restrições é transformada em uma função objetivo sem restrições chamada *Função Lagrangiana*, onde são introduzidos fatores  $u$  chamados multiplicadores de Lagrange como segue:

$$L(x, u) = f(x) + \sum_{i=1}^m u_i g_i(x)$$

onde  $\mathbf{u} \in \mathbf{R}^m$  é o vetor dos multiplicadores de Lagrange.

Para o caso da função do *Lagrangiano aumentado* -  $\Phi(x, u, r)$ , este é formado incrementando termos de penalidade quadrática, relacionados com as restrições e o vetor de parâmetros de penalidade  $r$ , como segue:

$$\Phi(x, u, r) = f(x) + \sum_{i=1}^l u_i g_i(x) + \sum_{i=l+1}^m u_i g_i(x) + \sum_{i=1}^l r_i g_i(x)^2 + \sum_{i=l+1}^m r_i g_i(x)^2$$

Uma outra forma de apresentar o Lagrangiano aumentado é o apresentado por Fletcher (1985):

$$\Phi(x, \theta, r) = f(x) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^l r_i (g_i(x) + \theta_i)^2 + \frac{1}{2} \sum_{i=l+1}^m r_i (g_i(x) + \theta_i)_+^2$$

Onde é introduzido um vetor  $\theta$  que relaciona os parâmetros de penalidade com os multiplicadores de Lagrange da forma  $u_i = r_i \theta_i$ . No caso do Lagrangiano de Fletcher, ao ser desenvolvido, aparece o termo  $\sum_{i=1}^m r_i \theta_i^2$ , o qual difere do Lagrangiano original, o termo em questão não depende das variáveis de projeto, portanto os valores das variáveis de projeto não são modificadas, embora o valor da função objetivo sim.

As soluções dos problemas sem restrições geram uma sequência de pontos, soluções ótimas, que sob certas hipóteses convergem para a solução do problema com restrições Brasil e Silva (2019).

O símbolo  $()_+$  no Lagrangiano de Fletcher  $((g_i(x) + \theta_i)_+^2)$ , significa  $\max(0, h)$  que é o máximo valor de violação de restrição.

O método do Lagrangiano aumentado pode ser resumido pelo seguinte algoritmo:

**Algoritmo I** (Lagrangiano):

**passo 1** - faça  $k=0$ , adote os vetores  $\mathbf{u}$  e  $\mathbf{r}$ ;

**passo 2** - minimize  $\Phi(\mathbf{x}, \mathbf{u}^k, \mathbf{r}^k)$  em relação a  $\mathbf{x}$ ; considere  $\mathbf{x}^k$  a solução;

**passo 3** - caso os critérios de convergência forem satisfeitos, pare o processo iterativo;

**passo 4** - atualize  $\mathbf{u}^k$  e  $\mathbf{r}^k$ , se necessário;

**passo 5** - faça  $k=k+1$  e vá ao passo 2.

Para o caso de restrições dinâmicas o Lagrangiano aumentado definido por Fletcher é:

$$\Phi(\mathbf{x}, \theta, \mathbf{r}, t) = f(\mathbf{x}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^l r_i (g_i(\mathbf{x}) + \theta_i)^2 + \frac{1}{2} \sum_{i=l+1}^m r_i (g_i(\mathbf{x}) + \theta_i)_+^2 + \frac{1}{2} \int_{t_0}^{t_f} \left\{ \sum_{i=m+1}^{l'} r_i (g_i(\mathbf{x}, t) + \theta_i)^2 + \sum_{i=l'+1}^{m'} r_i (g_i(\mathbf{x}, t) + \theta_i)_+^2 \right\} dt$$

Onde:

$g_i(\mathbf{x}, t)=0; i=m+1, l'$  para  $t \in [t_0, t_f]$  são restrições dinâmicas de igualdade

$g_i(\mathbf{x}, t)=0; i=l'+1, m'$  para  $t \in [t_0, t_f]$  são restrições dinâmicas de desigualdade

### 2.6.2. Otimização com o Solver do Excel

Uma ferramenta usada para resolver problemas de otimização estáticos e dinâmicos é o suplemento Solver do Excel, que utiliza métodos como o Método Simplex, para problemas lineares; Gradiente Reduzido Generalizado (GRG), para problemas não lineares e o *Evolutionary*.

Para contextualização com este trabalho, na **Figura 13** se mostra a configuração feita no Solver e no Excel para o sistema dinâmico.

O sistema de equações de movimento foi resolvido pelo método de Newmark ( $\beta=1/4$  e  $\gamma=1/2$ ) a partir da linha 49 como se mostra na imagem desde  $t=t_0$  a  $t_f$ , que é o tempo de duração do movimento sísmico.

Na linha 04 foram configuradas as variáveis de projeto e um fator de penalidade. Dentre as variáveis de projeto foi criada uma variável auxiliar  $x_1$ , com o objetivo de utilizá-lo como parâmetro de comparação com o deslocamento  $q_1$ . Nas filas 10 e 11 foram configuradas as restrições do modelo.

Na janela de parâmetros do Solver estabelece-se o objetivo que, para este caso é a célula B6 do Excel, em seguida seleciona-se o objetivo, seja de minimizar, maximizar ou atingir um valor específico. Posteriormente seleciona-se as células correspondentes às variáveis de projeto configura-se as restrições do projeto. Finalmente seleciona-se o método de resolução e realiza-se a otimização.

No solver também podem ser configuradas algumas opções como o tipo de derivação, precisão ou convergência para cada método de resolução.

Figura 13 - Configuração da janela do Solver para otimização do modelo com TMD.

The image shows an Excel spreadsheet with a Solver dialog box overlaid. The spreadsheet is organized into several sections:

- Table 1: Variáveis de Projeto**

Max. Desl.	Massa	L Pendulo	Penalidade
u1 (cm)	u2	u3 (m)	r
147.1994	0.0500	0.0425	10000
- Table 2: Restrição**

Max. Desl.	L Max	Massa	
g1	g2	g3	
valor	342.142	-11.957	0.000
- Table 3: GL 1 - Sistema Original**

m1 (kg)	k1 (N/m)	g1	c1 (N.s/m)	ω1 (rad/s)	f1 (Hz)	T1 (s)
2.1E+07	17265789.56	2%	763793.56	0.90	0.14	6.95
- Table 4: GL 2 - TMD**

m2 (kg)	k2 (N/m)	g2	c2 ((Kg m/s) <sup>2</sup> /m)	ω2 (rad/s)	f2 (Hz)	T2 (s)
1055882	1	1.0%	1.5083E+06	1.10	0.18	5.69
- Table 5: M =**

2.217E+07	8.432E+06	K =	1.727E+07	0.000E+00	C =	7.638E+05	0.000E+00
(kg)	1.243E-01	1.000E+00	(Nm)	0.000E+00	1.219E+00	(N.s/m)	0.000E+00
- Table 6: Ms =**

2.217E+07	0.000E+00	Gravidade =	9.807E+00	m/s <sup>2</sup>
0.000E+00	1.243E-01	J (momento de inercia) =	6.830E+07	kg.m <sup>2</sup>
- Table 7: Keq =**

3.548E+12	1.359E+12
1.989E+04	1.600E+05
- Table 8: Equações do movimento linearizadas**

$$\begin{bmatrix} M + m_0 & m_0 L \\ 1/L & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & g/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & c_0/m_0 L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -(M + m_0) \\ -1/L \end{Bmatrix} \ddot{u}_s$$
- Table 9: Results**

i	u (s)	a <sub>1</sub> i (m/s <sup>2</sup> )	p <sub>1,i</sub> (N)	p <sub>2,i</sub> (N)	Δ11 (N)	Δ21 (N)	q <sup>1</sup> (m/s <sup>2</sup> )	q <sup>2</sup> (m/s <sup>2</sup> )	q <sup>1</sup> (m/s)	q <sup>2</sup> (m/s)	q <sup>1</sup> (m)	q <sup>2</sup> (m)	1/2(q <sup>1</sup> -x) <sup>2</sup>	q <sup>1</sup> (m) inicio
49	1	0.000	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.0	0
50	2	0.005	8.360E+03	5.024E-05	2.525E-09	2.399E-14	4.040E-04	4.739E-09	1.019E-06	1.199E-11	2.525E-03	2.399E-14	0.0	2.53E-09
51	3	0.010	4.479E+04	2.519E-04	1.262E-08	2.134E-13	8.077E-04	1.970E-08	4.039E-06	7.325E-11	1.510E-08	2.431E-13	0.0	1.51E-08
52	4	0.015	1.0748E+05	6.0276E-04	3.0292E-08	7.453E-13	8.072E-04	4.0939E-08	8.0772E-06	2.2487E-10	4.5442E-08	9.8849E-13	0.0	4.54E-08
53	5	0.020	1.790E+05	1.0044E-03	5.0473E-08	1.7815E-12	8.0666E-04	6.4205E-08	1.212E-05	4.8772E-10	9.5915E-08	2.7693E-12	0.0	9.59E-08
54	6	0.025	2.5064E+05	1.4059E-03	7.0639E-08	3.3939E-12	8.0607E-04	8.9509E-08	1.6144E-05	8.7200E-10	1.6695E-07	6.1632E-12	0.0	1.67E-07
55	7	0.030	3.224E+05	1.8071E-03	9.0791E-08	5.6496E-12	8.0544E-04	1.9693E-07	2.0173E-05	1.3878E-09	2.5735E-07	1.1819E-11	0.0	2.57E-07

The Solver dialog box is configured as follows:

- Estabelecer objetivo:** \$B\$4
- Para:**  Máx  Mín  Valor de: 0
- Cambiando las celdas de variables:** \$A\$4:\$C\$4
- Sujeto a las restricciones:**
  - \$B\$11 = 0
  - \$C\$11 <= 0
  - \$D\$11 <= 0
- Convertir variables sin restricciones en no negativas
- Método de resolución:** GRG Nonlinear
- Método de resolución:** Seleccione el motor GRG Nonlinear para problemas de Solver no lineales suavizados. Seleccione el motor LP Simplex para problemas de Solver lineales, y seleccione el motor Evolutionary para problemas de Solver no suavizados.

Fonte: Elaboração própria.



### 2.6.3. Gekko otimização dinâmica

Gekko é um pacote de otimização na linguagem de programação de Python de código aberto como licença do *Massachusetts Institute of Technology* (MIT), desenvolvido por PRISM Lab em *Brigham Young University*, que é especializado em problemas de otimização dinâmica para equações diferenciais algébricas, não lineares, inteiras e mistas. Gekko está implementado com solucionadores de problemas de larga escala linear, quadrática, não linear e de inteiros mistos lineares e não lineares, com Gekko é possível resolver problemas de modelos de controle preditivo, otimização no tempo real, simulação dinâmica e estimação de horizonte móvel (Beal, Hill, Martin e Hedengren, 2018).

Para resolver o problema de otimização dinâmica apresentado nas Eqs. 4a, 4b e 4c, em Gekko, os sistemas de equações diferenciais algébricas são resolvidas discretizando as equações diferenciais para um sistema de equações algébricas, para assim obter uma solução numérica

Gekko utiliza o método de colocação ortogonal em elementos finitos para a discretização, que é uma forma implícita dos métodos de *Runge Kutta*, o qual proporciona estabilidade na solução (Beal, Hill, Martin e Hedengren, 2018). Tornando assim as equações 4a, 4b e 4c em:

$$\min_{z_i, \theta_2} \sum_i^n J(z_i, \theta_{2i}) \quad (4d)$$

$$0 = f(z_i, \theta_2) \quad \forall i \in n \quad (4e)$$

$$0 \leq g(z_i, \theta_2) \quad \forall i \in n \quad (4f)$$

$$\text{Equações de colocação} \quad (4g)$$

Onde  $n$  é o número de pontos discretos no horizonte de tempo e  $z = \left[ \frac{d\theta_1}{dt}, \theta_1 \right]$  é o vetor das equações de estado, as equações de colocação são incrementadas para relacionar os termos diferenciais aos valores de estado.

Para a solução do problema de otimização Gekko proporciona para um solucionador de programação não linear os seguintes (Beal, Hill, Martin e Hedengren, 2018):

- ✓ Variáveis com valores iniciais e limites
- ✓ Avaliação das restrições residuais e função objetivo
- ✓ Jacobiano com gradientes das restrições e função objetivo

- ✓ Hessiano do Lagrangiano com segundas derivadas das restrições e função objetivo
- ✓ Estrutura de esparcidade da primeira e segunda derivada

Quando a solução for obtida os resultados serão carregados como variáveis de Python. Gekko contém vários modos de operação sendo os mais importantes o modo de estado estacionário e o modo dinâmico,

### 3. METODOLOGIA

Em seguida, tem-se uma descrição das atividades realizadas para alcançar os objetivos.

#### 3.1. Revisão bibliográfica

Nesta etapa foi realizada a revisão bibliográfica descrita no Capítulo 2, em que foram analisados temas sobre a dinâmica, sísmica, controle e otimização relacionada com este projeto de pesquisa, os quais serviram também como base para a discussão dos resultados.

#### 3.2. Criação dos modelos em elementos finitos e modelos equivalentes de 1GDL

Mediante o uso de software comercial em elementos finitos (*Extended Three dimensional Analysis of Building Systems -Etabs 2019*), foi reproduzido o modelo principal de uma estrutura esbelta (modelo 1), semelhante ao edifício *432 Park Avenue* (**Figuras 14 e 15**).

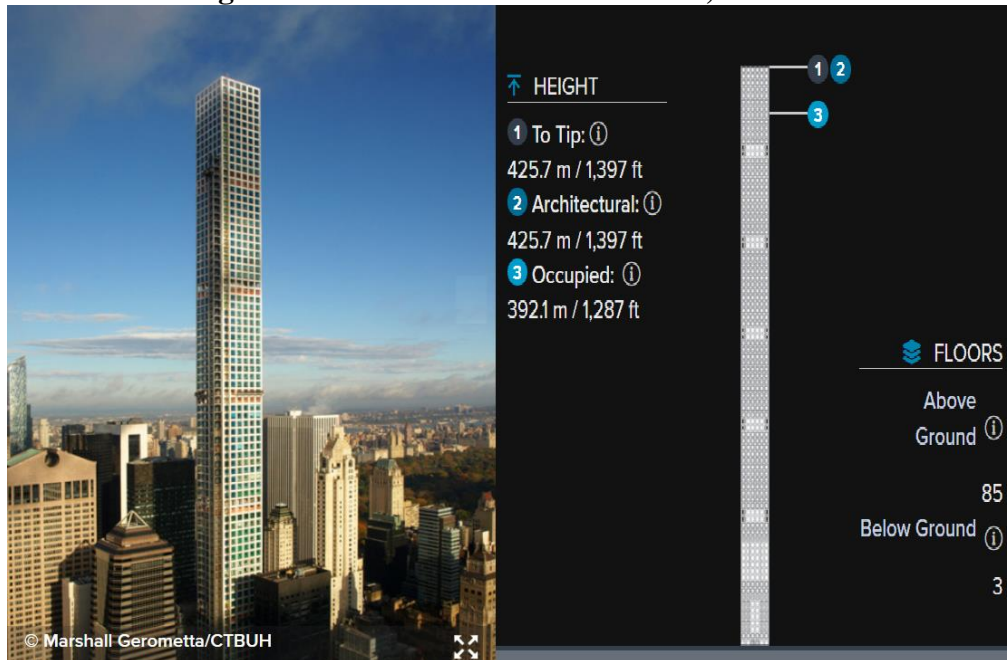
A partir deste modelo, foram criados outros 2 modelos (modelo 2 e 3), diminuindo o número de andares, com a finalidade de obter modelos com diferentes frequências naturais.

A escolha deste modelo foi feita devido à disponibilidade de dados referentes a sua estrutura, seu grau de esbeltez, que segundo o **Quadro 1** ocupa o oitavo lugar no mundo, com uma relação de esbeltez de 15:1, considerado um edifício super alto. As características quanto as dimensões e sistema estrutural foram obtidas de vários autores como são CTBUH (2021), Kaplan (2020), Nasvik (2016), as quais são detalhadas a seguir:

- Altura : 425 m
- Base : 27,4m x 27,4 m de eixo a eixo de pilares
- Número de andares : 85 andares + 3 porões
- Altura do andar : 5 m
- Material : concreto estrutural com resistência característica a compressão  $f_{ck}=96$  MPa para os 40 primeiros andares,  $f_{ck}=82$  MPa do andar 40 ao 51 e  $f_{ck}=69$  MPa do andar 51 para o topo.
- Aço : grado 97
- Dimensões pilares : variável desde 1,12 m x 1,67 m na base e 1,12 m x 50,8 no topo da estrutura
- Dimensões vigas : Altura 1,12 m x Variável em função da profundidade do pilar.
- Espessura de paredes do núcleo central: 0.61 m

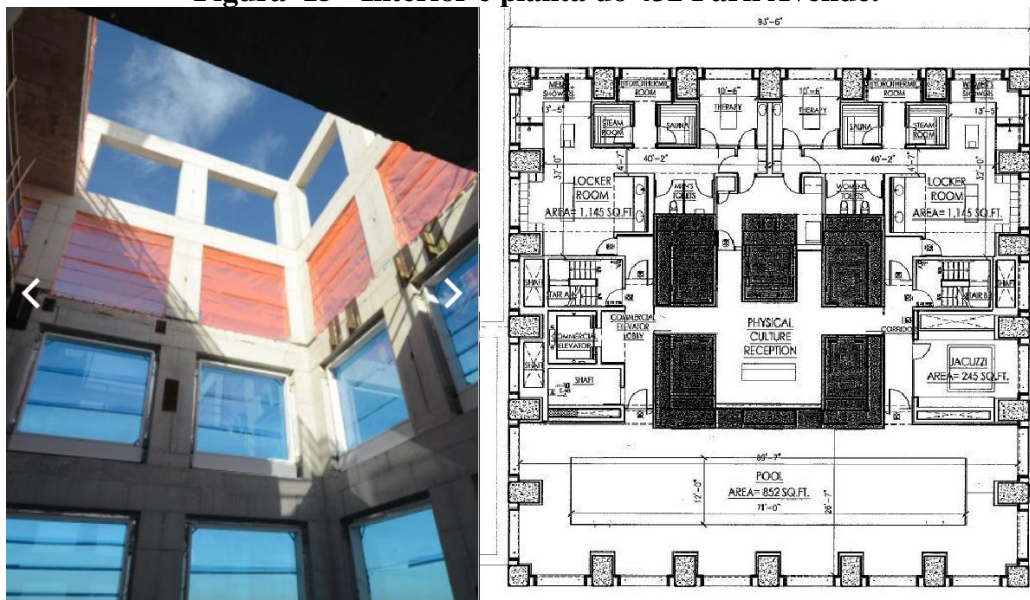
- Espessura da laje : 0.254 m
- Distância entre pilares : 4,72 m
- Tipo de amortecedor : pendulo oposto
- Peso TMD : 2 TMD's com 1370 ton. Em total

**Figura 14 - Edifício 432 Park Avenue, New York.**



Fonte: Adaptado CTBUH (2021).

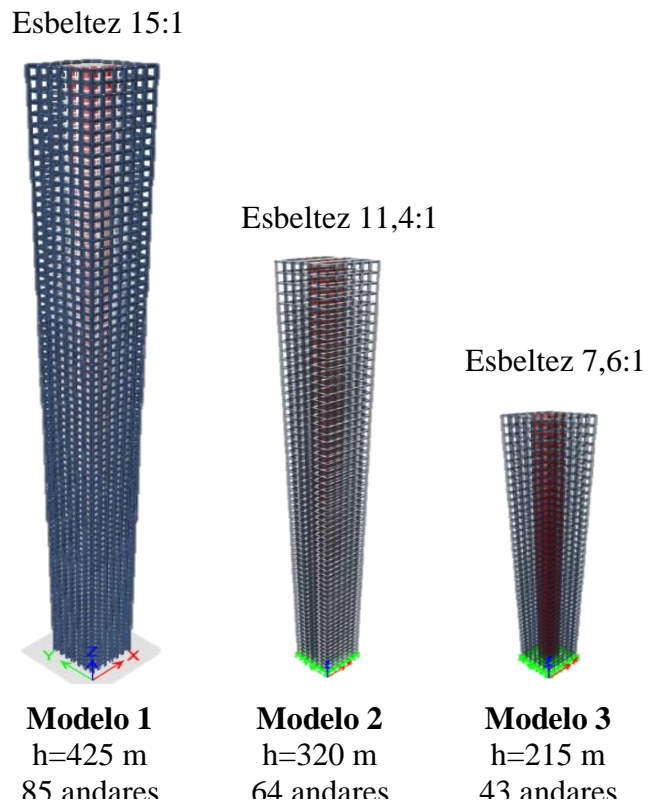
**Figura 15 - Interior e planta do 432 Park Avenue.**



Fonte: Adaptado CTBUH (2021).

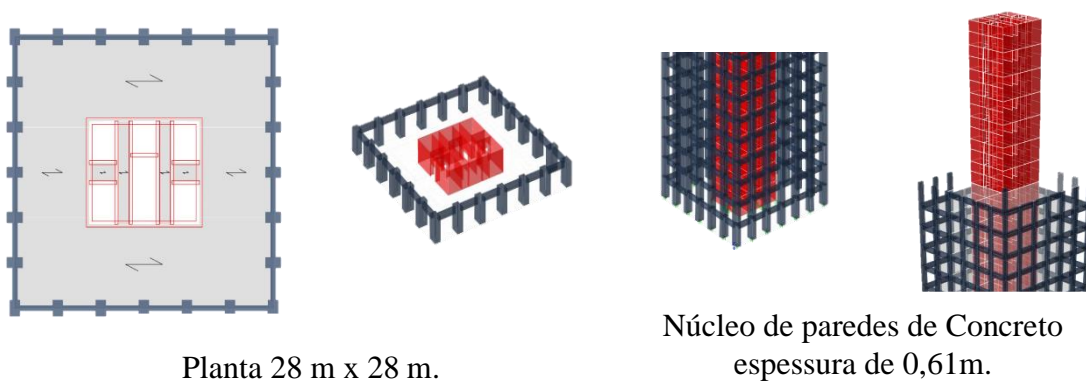
Com os dados anteriormente apresentados realizou-se a construção dos modelos 1, 2 e 3 em elementos finitos, mostrados nas **Figuras 16 e 17**.

**Figura 16 - Modelos 1, 2 e 3 em elementos finitos.**



Fonte: Elaborado pelo autor.

**Figura 17 - Planta e núcleo do modelo.**

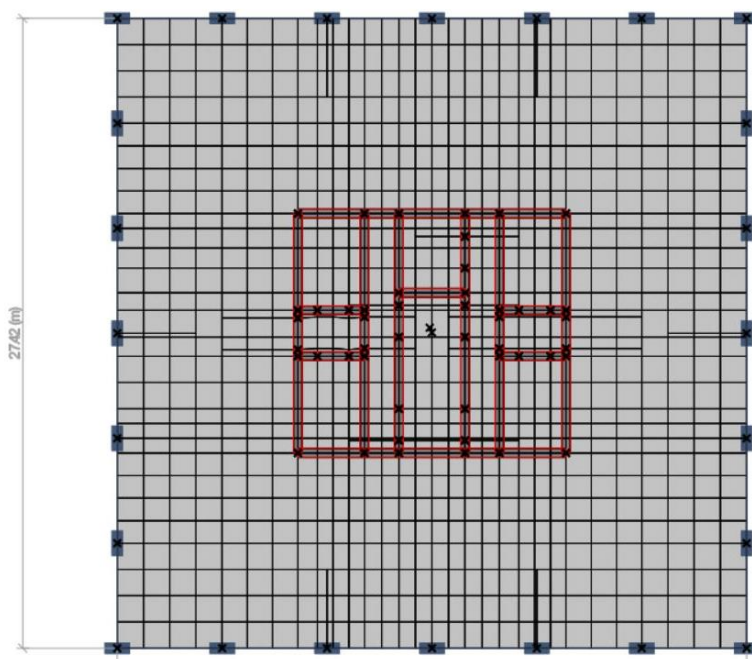


Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o modelo em elementos finitos, foi utilizado elementos tipo barra para pilares e vigas, e elementos tipo área (Shell Thick) com 6 GDL por nó, para as lajes e muros a resistentes a esforços cortantes,

Para o caso das lajes foram considerados 8 elementos área por laje como é mostrado na **Figura 17** (planta), fazendo um total de 673 elementos área para o modelo total. A discretização dos elementos área para as lajes maciças, foi realizada de forma automática com um tamanho máximo lado de elemento retangular de 1,143m **Figura 18**.

**Figura 18 – Discretização de lajes maciças de tamanho máximo 1,143m.**



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

No caso das placas para muros estruturais, a discretização foi feita de forma automática pelo software, considerado a divisão de cada placa em 9 elementos, desconsiderando o tamanho da placa.

Para as vigas a discretização foi feita de forma automática com um tamanho máximo de elementos finito de barra de 0,6096m e para o caso de pilares a discretização foi feita dividendo cada pilar em 3 elementos finitos como máximo.

Maiores considerações sobre o modelo do projeto são colocadas no Anexo I, onde são apresentados dados necessários para a reconstrução do modelo extraídos diretamente do software, como distancia de eixo a eixo, número y coordenadas de nós dos elementos tipo barra e placa, secções e características do material dos elementos tipo barra e placa e outros.

Uma vez construídas as estruturas, utilizando o mesmo software procedeu-se à análise modal dos modelos para assim obter os períodos, frequências e autovalores dos modos de vibração.

### 3.3. Determinação de rigidez equivalente a 1 GDL

Após a aplicação de uma força estática  $F$  de valor conhecido, no topo do modelo de elementos finitos, direcionada no sentido do primeiro modo de vibrar, foram obtidos os deslocamentos  $u$  produzidos. De maneira que, mediante a aplicação da expressão  $K=Fu$ , foi possível obter a rigidez  $K$  para um sistema equivalente de 1 GDL para cada modelo.

### 3.4. Determinação de massa equivalente a 1 GDL

Para o cálculo da massa equivalente para os modelos de 1 GDL foram empregadas seguintes equações:

$$\omega^2 = \lambda \quad (5.1)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (5.2)$$

Onde:  $\omega$  = frequência natural da estrutura (rad/s)

$\lambda$  = autovalor correspondente à frequência natural (rad<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>)

$K$  = rigidez da estrutura (N/m)

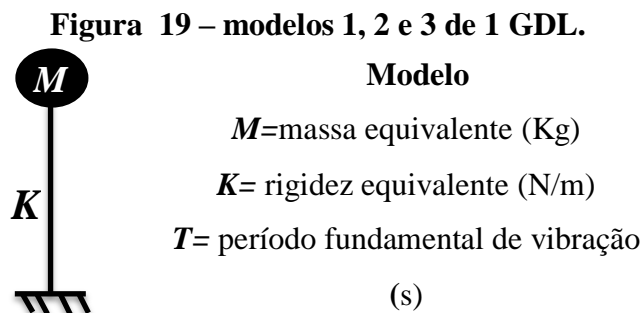
$M$  = massa equivalente para modelo de 1 GDL (kg)

Igualando as equações 5.1 e 5.2 obtemos a equação para o cálculo da massa equivalente:

$$M = \frac{K}{\lambda} \quad (5.3)$$

### 3.5. Modelos de 1 GDL

Com os dados obtidos, os modelos 1, 2 e 3 são apresentados segundo a **Figura 19**.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

### 3.6. Seleção de acelerogramas

Nesta etapa foram selecionados 9 registros de acelerogramas disponíveis na bases de dados da *Pacific Earthquake Engineering Research Center- PEER (USA)*(2021), *Red acelerográfica del Peru* (2021) e *Cismid (PERU)*(2021), os quais foram filtrados e corrigidos da linha de base. Para a seleção foi considerada a magnitude dos sismos na escala de Richter (superiores a 5,0 Mw) e sismos que produziram maiores deslocamentos no espectro de resposta para os períodos correspondentes aos modelos 1, 2 e 3.

A **Tabela 1** apresenta os sismos selecionados e o Apêndice A apresenta a história do solo (registro do acelerograma, velocidade e deslocamento).

**Tabela 1 - Sismos selecionados.**

Nro.	Nome	País	Ano	Magnitude (Mw)	Período Predominante (s)	Frequência predominante (Hz)
1	Angol	Chile	2010	8,8	0,175	5,714
2	Barranca	Perú	2021	7,5	0,299	3,344
3	Chi Chi	Taiwán	1999	7,6	3,908	0,256
4	Darfiel	N. Zelanda	2010	7,0	1,302	0,768
5	Imperial Valley	EEUU	1940	7,5	0,851	1,175
6	Kobe	Japão	1995	6,9	0,686	1,458
7	Kocaeli	Turquia	1999	7,51	3,889	0,257
8	Northridge	EEUU	1994	6,69	0,449	2,227
9	Tohoku	Japão	2011	9,1	0,167	5,988

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

#### 3.6.1. Espectro de resposta e determinação de períodos dominantes do sismo

Para cada registro sísmico foi realizada uma análise de espectro de resposta de deslocamento para valores de taxa de amortecimento de 0%, 2%, 5%, 10%, 15% e 20%.

Desta forma, pode-se apreciar os máximos deslocamentos esperados para os modelos em estudo, assim como também conhecer quais estruturas são as que sofrem maiores deslocamentos.

Mediante uma análise de Fourier das acelerações (carregamento) foram determinados o conteúdo de períodos e os períodos predominantes da aceleração dos sismos selecionados, com a finalidade de verificar a incidência dos mesmos na resposta dos modelos.



Além disso, foi realizado uma análise de Fourier dos deslocamentos do solo, com a finalidade de analisar o seu conteúdo de frequências.

### 3.7. Análise dinâmica

Nesta etapa foi realizada a análise dinâmica da estrutura idealizada, por meio da solução da equação (5.1) para o modelo de 1 GDL (estrutura sem TMD) e as equações (4.27) e (4.28) para o modelo de 2 GDL com valores iniciais das variáveis de projeto (estrutura com TMD sem otimizar).

#### 3.7.1. Obtenção da resposta sem TMD

As respostas foram obtidas via métodos numéricos (*Runge Kutta* de 4<sup>a</sup>), usando como fonte de excitação os sismos selecionados.

$$M\ddot{q}_1 + C\dot{q}_1 + Kq_1 = -M\ddot{u}_g \quad (5.1)$$

Onde:

$q_1$ = Deslocamento elástico (m);

$\ddot{u}_g$ = Aceleração do solo ( $m/s^2$ );

$K$ = Rigidez equivalente do edifício (N/m);

$C$ = Amortecimento inerente do edifício (N s/m);

$M$ = Massa equivalente do edifício (klg);

#### 3.7.2. Obtenção da resposta da estrutura com TMD com valores iniciais aleatórios

Nesta etapa para cada modelo da estrutura de 1 GDL foi colocada uma massa adicional tipo pêndulo (TMD), tornando-a em uma estrutura de 2 GDL.

Os valores iniciais das características do TMD (massa, Comprimento do pêndulo e taxa de amortecimento), foram tomados dentro dos limites das restrições.

Para ter como referência de limites superior e inferior das restrições, foi utilizado o **Quadro 4** conforme segue:

- ✓ Impõe-se uma relação de massa conveniente  $\mu$
- ✓ Substituindo  $\mu$  nas equações do **Quadro 4**, obtém-se os valores de  $\gamma_{opt}$  e  $\zeta_{opt}$

- ✓ A partir da relação de frequências  $\gamma_{opt}$  conhecida, pode-se obter o comprimento ótimo do pêndulo do TMD

$$\gamma_{opt} = \frac{\omega_{TMD}}{\omega_{EST}} = \frac{\sqrt{\frac{g}{L_{TMD}}}}{\sqrt{\frac{K}{M}}} \quad (5.2)$$

Sendo  $g$  a gravidade e  $K, M$  a rigidez e massa da estrutura principal conhecidos, é possível obter o valor do comprimento do pêndulo do TMD.

- ✓ Além disso, foi obtido também o comprimento do TMD que é ressonante com a estrutura ( $L_{resso}$ ), igualando a frequência da estrutura  $\omega_{EST}$  à frequência do TMD  $\omega_{TMD}$ ,

$$\begin{aligned} \omega_{TMD} &= \omega_{EST} \\ \sqrt{\frac{g}{L_{resso}}} &= \sqrt{\frac{K}{M}} \end{aligned} \quad (5.3)$$

Conhecidos os limites das nossas variáveis de decisão ( $L$ ,  $m$  e  $\zeta_{TMD}$ ), impõe-se, os valores iniciais para o TMD, e por meio da solução das equações 4.27 e 4.28, obtém-se as respostas em deslocamento da estrutura com TMD (sem otimizar).

### 3.8. Objetivo- Otimização das características do TMD

Para a otimização das características do TMD, foi utilizado o pacote de otimização chamado de *Gekko* na linguagem de programação *Python*, que utiliza entre outros métodos de otimização o método de Lagrangiano aumentado.

Para o processo de otimização é necessário definir a função objetivo, as variáveis de projeto, as restrições, e as condições iniciais das variáveis de estado, sendo assim:

#### o Função Objetivo

Neste trabalho foram definidos 2 tipos de função objetivo, com a finalidade de comparar e selecionar o melhor resultado. As funções objetivo definidas foram as seguintes:

- ✓ Função objetivo deslocamento ( $D_{max}$ ), que minimiza o máximo deslocamento  $q_1$  correspondente ao deslocamento da massa principal  $M$  (**Figura 11**), objetivo que foi colocado no código de otimização em *Python* na forma:

$$m.Minimize (\mu * q_1^2).$$

Onde,  $\mu=1000$  é um fator de penalização.

- ✓ Função objetivo integral (*Integral*), que minimiza a integral sob a curva de deslocamento  $q_1$ . Para atingir este objetivo foi criada uma variável artificial  $x_1$ , sendo a função objetivo a minimizar:

m.Minimize ( $x_1$ ).

Onde:

$$x_1 = \frac{1}{2} \int_0^t q_1^2 dt$$

- Variáveis de projeto.

Comprimento do TMD :  $L_{TMD}$

Massa do TMD :  $m$  (% de massa de M)

Taxa de amortecimento TMD :  $\xi_0$

- Sujeito as seguintes restrições:

Momento de inercia do TMD :  $J=m L^2$

Coefficiente de amortecimento do TMD :  $c_0 = 2\xi_0 J \sqrt{\frac{g}{L}}$

Equações de estado no horizonte de tempo t:

$$\dot{q}_1 = \frac{dq_1}{dt}$$

$$\ddot{q}_1 = \frac{-Kq_1 - C\dot{q}_1 + mgq_2 + \frac{c_0\dot{q}_2}{L}}{M} - \ddot{u}_s$$

$$\dot{q}_2 = \frac{dq_2}{dt}$$

$$\ddot{q}_2 = \frac{Kq_1 + C\dot{q}_1 - (M+m)gq_2}{ML} - \frac{(M+m)c_0\dot{q}_2}{MmL^2}$$

Integral sob a curva  $q_1$ , no caso de objetivo integral:

$$x_1 = \frac{1}{2} \int_0^t q_1^2 dt$$

Limites para  $L$ ,  $m$  e  $\xi_0$ :

$$l \leq L \leq L_{max};$$

$$0,005M \leq m \leq 0,05M;$$

$$0,005 \leq \xi_0 \leq \xi_{max}.$$

- Condições iniciais das variáveis de estado

As condições iniciais de posição e velocidade de  $q_1$  e  $q_2$  para todos os modelos no tempo  $t=0$ , foram iguais a zero, pois a resposta de nossa estrutura parte do repouso.

### 3.9. Comparação e seleção das respostas

Considerando que durante o processo de otimização foram escolhidas 2 funções objetivo diferentes a otimizar durante o regime forçado, sendo estes:

- Minimizar o máximo deslocamento da massa principal M;
- Minimizar a vibração total (minimizando a integral sob a curva deslocamento de M).

Para uma função objetivo pode-se encontrar um os mais pontos ótimos locais. Para cada combinação de modelo e sismo, foi realizado vários testes de otimização, com diferentes valores iniciais para nossas variáveis de projeto, identificando o ponto, ou os pontos locais ótimos.

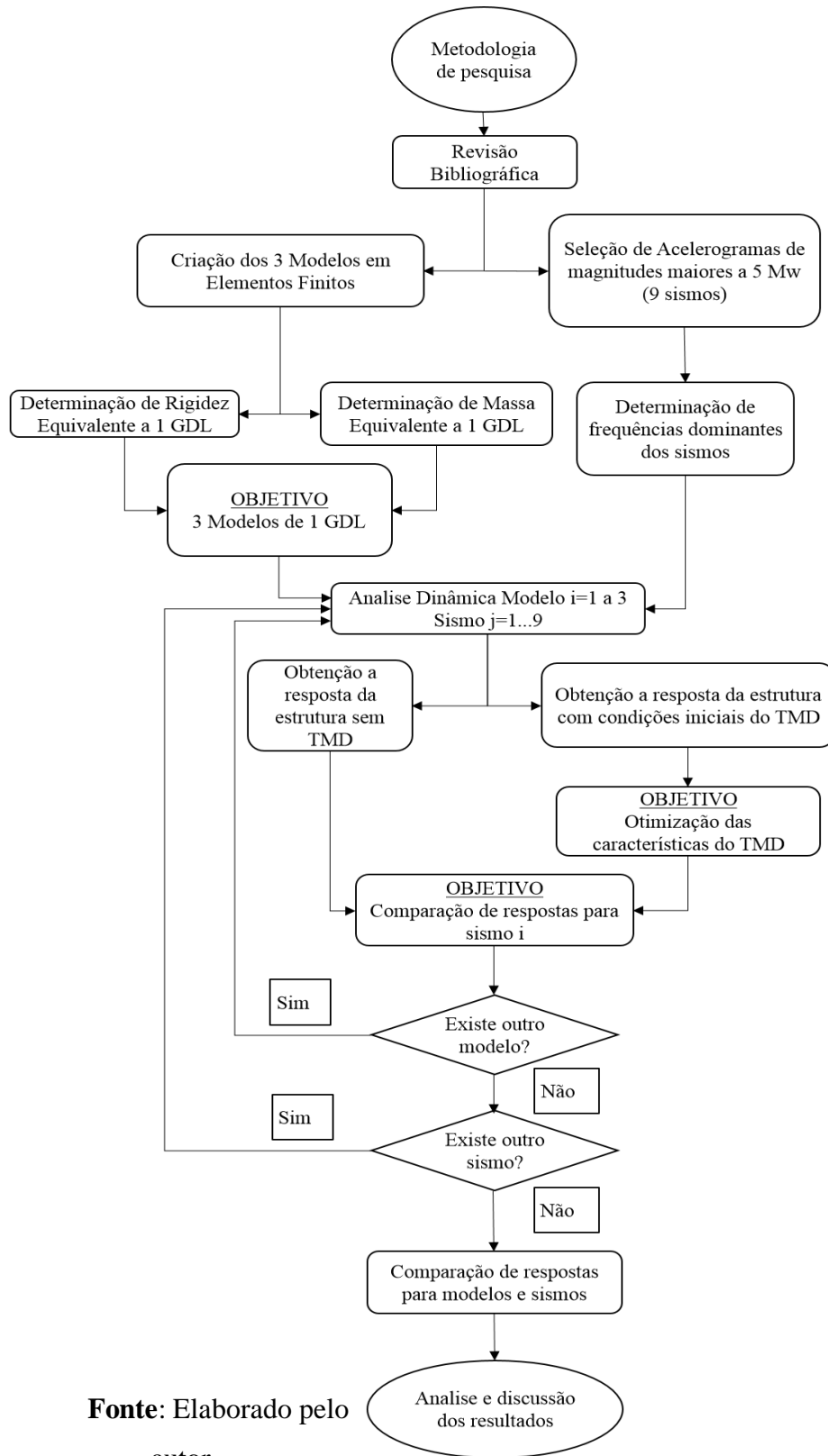
A seleção do melhor ponto ótimo local, em primeiro lugar foi selecionado graficamente, considerando, qual dos pontos tinha um melhor controle da vibração da estrutura. A seguir, o ponto ótimo selecionado foi comparado com o ponto ótimo, obtido pela otimização utilizando a outra função objetivo.

Um outro critério para a seleção do ponto ótimo, foi selecionando qual dos pontos ótimos produz um melhor controle da vibração em todo o régimen de vibração (vibração forçada mais vibração livre).

Nos casos em que as respostas dos pontos ótimos foram similares ou de difícil seleção gráfica, procedeu-se a obter o valor da integral sob a curva dos valores absolutos do deslocamento da estrutura principal, sendo selecionado a resposta com menor valor da integral.

A seguir se apresenta a descrição dos procedimentos metodológicos realizados para se alcançar os objetivos propostos, conforme o fluxograma da **Figura 20**.

**Figura 20 - Fluxograma da metodologia de pesquisa.**



**Fonte:** Elaborado pelo autor.



## 4. RESULTADOS

Neste Item, são apresentados os resultados obtidos desde o processo da criação dos modelos, até a otimização do TMD. Considerando os 3 modelos e os 9 sismos selecionados, foram feitos 27 casos de otimização. A otimização foi feita em código próprio, na linguagem de programação Python.

### 4.1. Obtenção de modelos de 1 GDL.

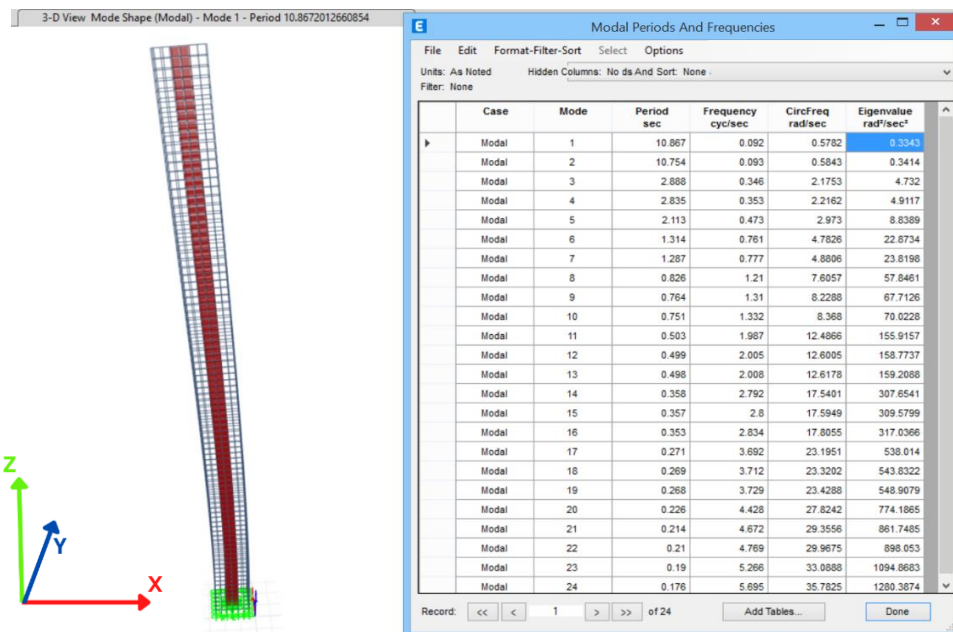
#### 4.1.1. Determinação dos autovalores dos modos de vibrar de cada modelo

Na **Figura 21**, correspondente ao Modelo 1, observa-se os primeiros 24 modos de vibração com seus respectivos períodos, frequências e autovalores, onde para o primeiro modo de vibrar tem-se um período de 10,867s no sentido Y e para o segundo modo, um período de 10,754s no sentido X, com 0,3343 e 0,3414 como autovalores correspondentes.

Pode-se observar também, que no terceiro modo, o qual corresponde ao sentido Y, o valor do período tem uma diminuição considerável sendo de 2,888 s, a partir do qual as variações para os seguintes períodos são menores.

Observou-se também que os primeiros 4 modos são maiormente translacionais e o quinto modo tem a característica de ser rotacional.

**Figura 21 - Obtenção de períodos e auto valores dos modos de vibrar do modelo 1.**



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na **Tabela 2** consta um resumo das características dos modos de vibração para os modelos 1,2 e 3. Considerando até o decimo modo de vibrar.

**Tabela 2** – Características dos 10 primeiros modos de vibrar.

Modo	Modelo 1				Modelo 2				Modelo 3			
	Período T	Frequência $\omega$	Autovalor $\lambda$	Dir	Período T	Frequência $\omega$	Autovalor $\lambda$	Dir	Período T	Frequência $\omega$	Autovalor $\lambda$	Dir
	s	rad/s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>		s	rad /s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>		s	rad /s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>	
1	<b>10,867</b>	0,5782	<b>0,3343</b>	Y	<b>6,949</b>	0,9042	<b>0,8176</b>	Y	<b>3,824</b>	1,643	<b>2,6994</b>	Y
2	10,754	0,5843	0,3414	X	6,87	0,9146	0,8366	X	3,774	1,6649	2,7717	X
3	2,888	2,1753	4,732	Y	1,795	3,5006	12,,2543	Y	1,196	5,2542	27,6068	Rot
4	2,835	2,2162	4,9117	X	1,765	3,56	12,6734	X	0,952	6,5987	43,5431	Y
5	2,113	2,973	8,8389	Rot	1,684	3,7308	13,9191	Rot	0,939	6,6891	44,7445	X
6	1,314	4,7826	22,8734	Y	0,8	7,8571	61,7338	Y	0,412	15,2554	232,7269	Y
7	1,287	4,8806	23,8198	X	0,787	7,9835	63,7366	X	0,41	15,3385	235,2705	X
8	0,826	7,6057	57,8461	Rot	0,612	10,2637	105,344	Rot	0,406	15,4762	239,5132	Rot
9	0,764	8,2288	67,7126	Y	0,463	13,5613	183,91	Y	0,243	25,8603	668,7545	y
10	0,751	8,368	70,0228	X	0,459	13,6823	187,2052	X	0,238	26,3694	695,3458	X

**Fonte:** Elaborado pelo autor.



A **Tabela 2** mostra que para o modelo 1 e 2, os 4 primeiros modos são translacionais nos dois eixos X e Y, e o quinto modo é rotacional, em quanto para o modelo 3, os 2 primeiros modos são translacionais o terceiro modo é rotacional.

Pode-se observar também que, nos 3 modelos a diferença do período entre o primeiro modo translacional em cada sentido é quase 4 vezes o valor do período para o segundo modo correspondente, como no caso do modelo 1 que o primeiro período fundamental no sentido Y é de 10,867s e para o segundo período fundamental é de 2,888s. Segundo Sgobba e Marano (2010), o TMD oferece maior proteção e torna-se mais efetivo quando sua frequência é sintonizada com a primeira frequência da estrutura principal.

Sendo assim, para este trabalho considerou-se somente o primeiro modo de vibração, e que o sismo tem a mesma direção do sentido Y da estrutura, como se mostra na **Tabela 1**. Os respectivos auto valores para o primeiro modo de vibração dos modelos 1, 2 e 3 são 0,3343; 0,8176 e 2,6994  $\text{rad}^2/\text{s}^2$  de maneira correspondente, estes foram uteis no cálculo da massa necessária para que o modelo de 1 GDL vibre com a mesma frequência do modelo original.

#### 4.1.2. Rigidez equivalente de cada modelo

As forças aplicadas, deslocamentos produzidos e rigidezes equivalentes são apresentados na **Tabela 3**.

**Tabela 3 - Rigidez calculada dos modelos 1, 2 e 3.**

Modelo	Força estática aplicada F (N)	Deslocamento u (m)	Rigidez $K=F/u$ (N/m)
1	1,00E+06	0,125872	7,94458E+06
2	1,00E+06	0,057918	1,72658E+07
3	1,00E+06	0,001176	8,50340E+08

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

#### 4.1.3. Massa equivalente de cada modelo

Conhecidos os valores de  $\omega$  e  $\lambda$  para o primeiro modo de vibrar de cada modelo e a rigidez equivalente de cada modelo, por meio da equação 5.3 foi determinada a massa  $M$  equivalente para os modelos de 1 GDL como se apresenta na **Tabela 4**.

Tabela 4 - Massa equivalente para 1 GDL.

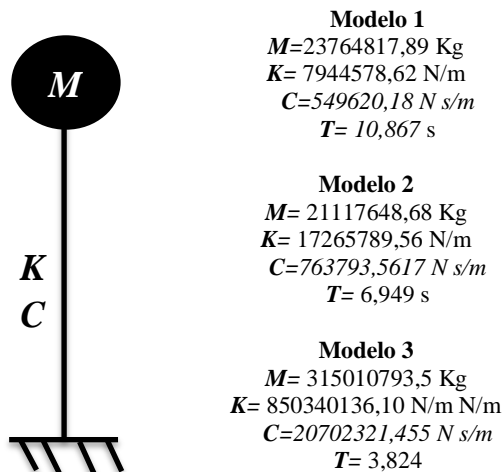
Modelo	Frequência natural $\omega_n$ (rad/s)	Autovalor $\lambda$ rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>	Rigidez $K$ N/m	Massa equivalente $M$ kg
1	5,78E-01	0,3343	7,94458E+06	2,37648E+07
2	9,05E-01	0,8176	1,72658E+07	2,11176E+07
3	1,64E+00	2,6994	8,50340E+08	3,15011E+08

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.1.4. Modelos de 1 GDL

A partir dos dados obtidos, os modelos 1, 2 e 3 são apresentados segundo a **Figura 20**.

Figura 22 – modelos 1, 2 e 3 de 1 GDL.



Fonte: Elaborado pelo autor.

## 4.2. Espectro de resposta e análise de frequências dos sismos selecionados

Os espectros de resposta de deslocamento, análise de Fourier das acelerações e dos deslocamentos são apresentados nos **Gráficos 8 a 16**, onde em linhas vermelhas tracejadas, são indicados os períodos de interesse, correspondentes aos modelos de estudo.

Nos **Gráficos 8 a 16** pode-se observar que, na maioria dos sismos, os períodos predominantes obtidos da análise de Fourier das acelerações (carregamento), não geraram os maiores deslocamentos no espectro de resposta correspondente, o que seria esperado como efeito de ressonância.

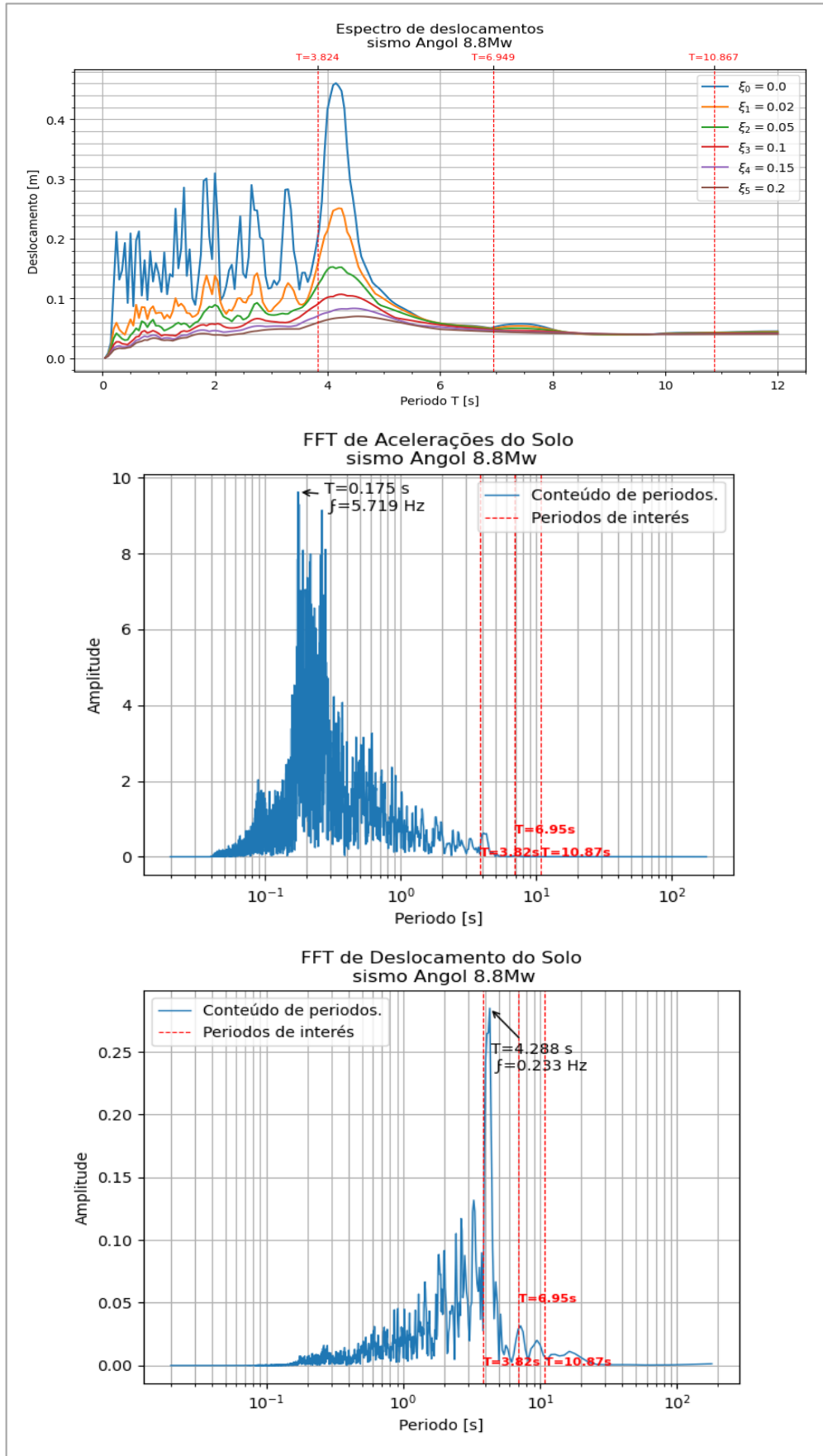
Porém, os períodos predominantes obtidos da análise de Fourier dos deslocamentos são mais próximos aos períodos em que o espectro de deslocamento atingiu os maiores valores.

Isso pode ser observado no registro do sismo de Angol (**Gráfico 8**), onde o valor do período predominante, na análise de Fourier das acelerações e deslocamentos são de 0,175s e 4,288s, e os valores máximos atingidos no espectro de deslocamentos nesses períodos, são de 0,20m e 0,46m aprox., sendo este último o valor máximo no espectro de resposta.

No registro do sismo de Barranca (**Gráfico 9**), os períodos predominantes de acelerações e deslocamentos foram de 0,299s e 4,639s, e os máximos correspondentes no espectro de resposta foram de 0,02m e 0,12m aprox., sendo esse último um dos máximos valores atingidos no espectro de resposta.

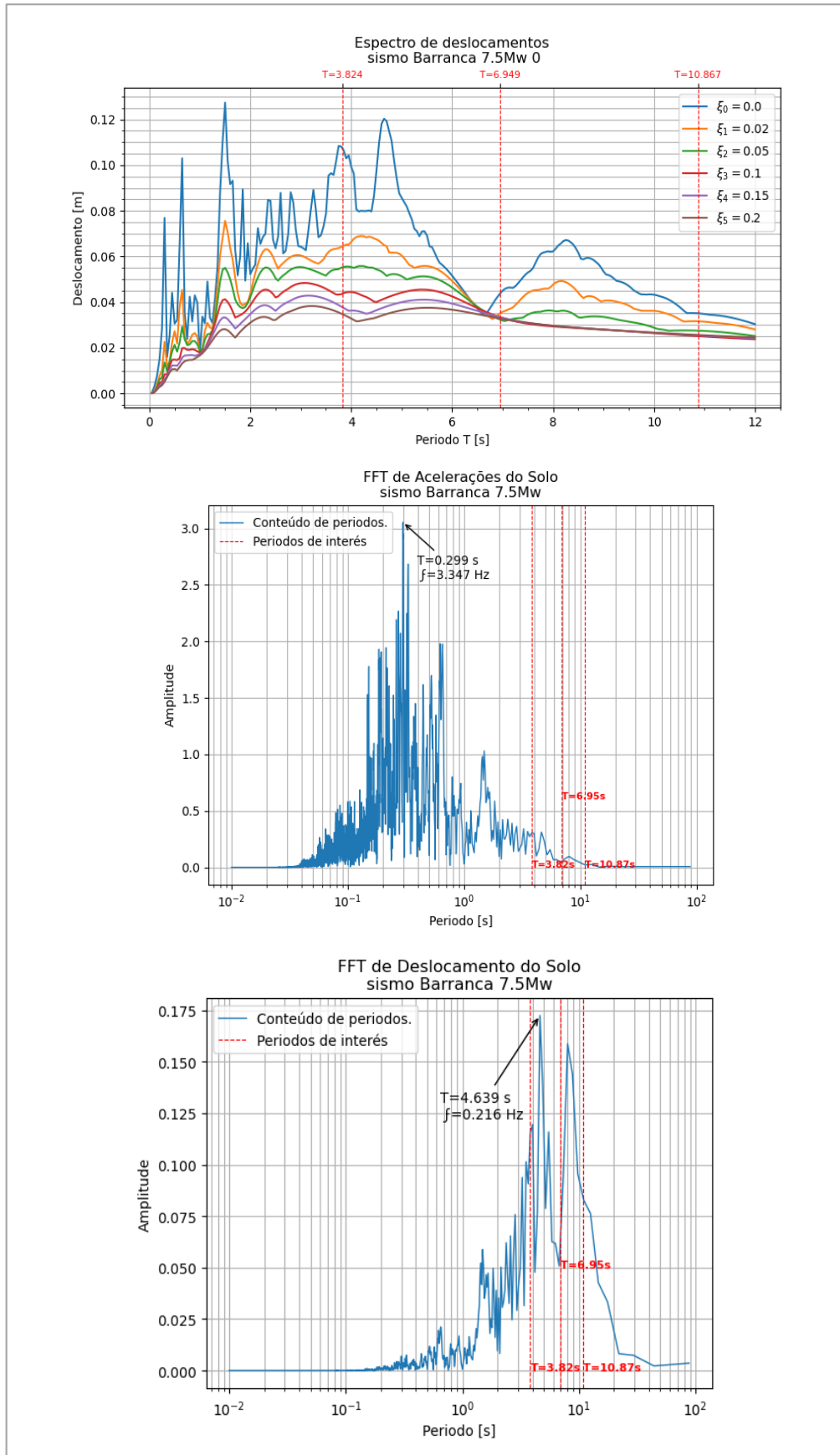
Além disso para o registro do sismo de Northride (**Gráfico 15**), onde o período predominante da análise de Fourier de deslocamentos é de 8,00s, sendo esse valor de período onde o espectro de deslocamentos atinge o seu máximo valor.

**Gráfico 8 – Espectro e análise de Fourier para o sismo Angol.**

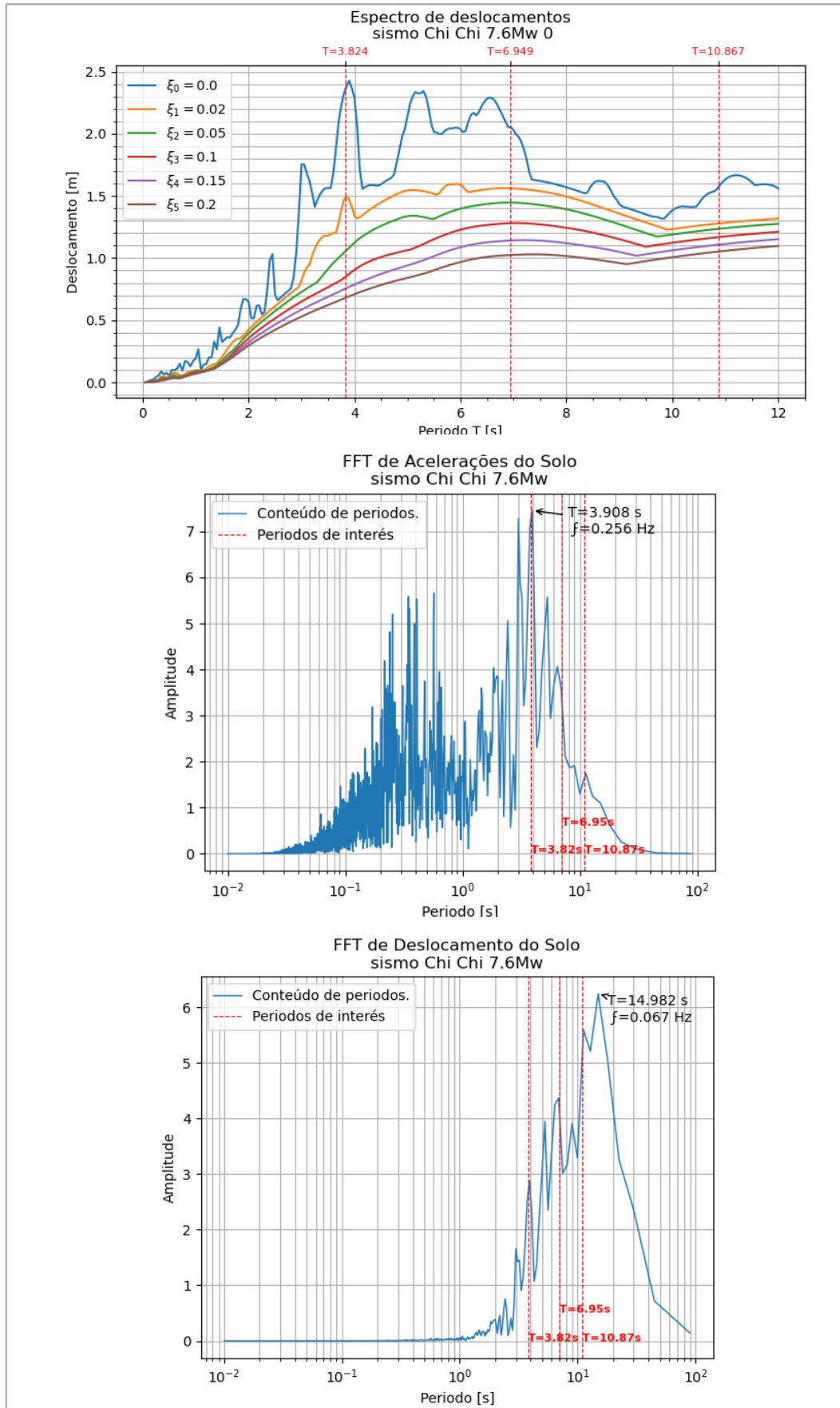


**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 9** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Barranca.

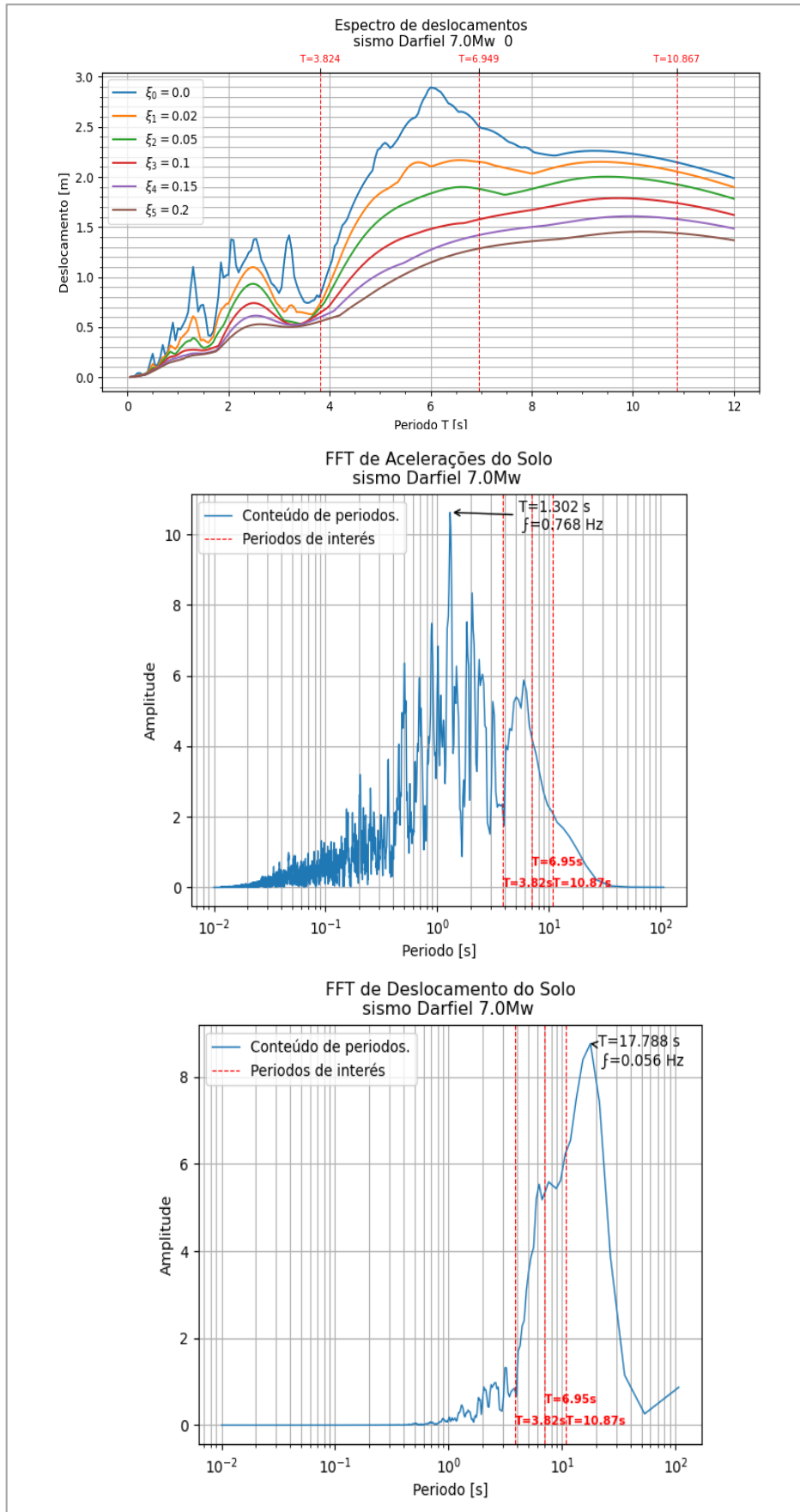


**Gráfico 10** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Chi Chi.

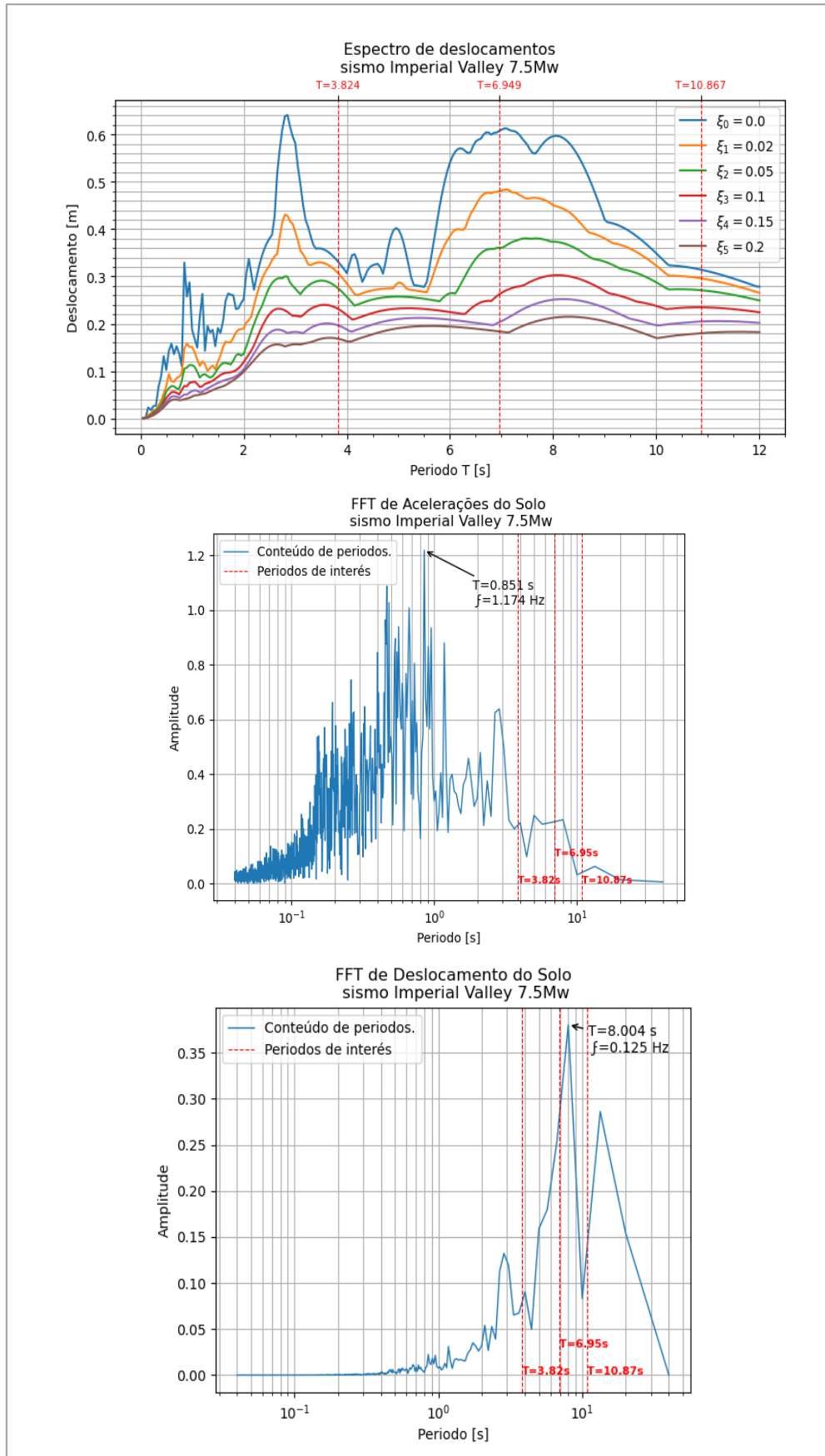


**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 11** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Darfiel.



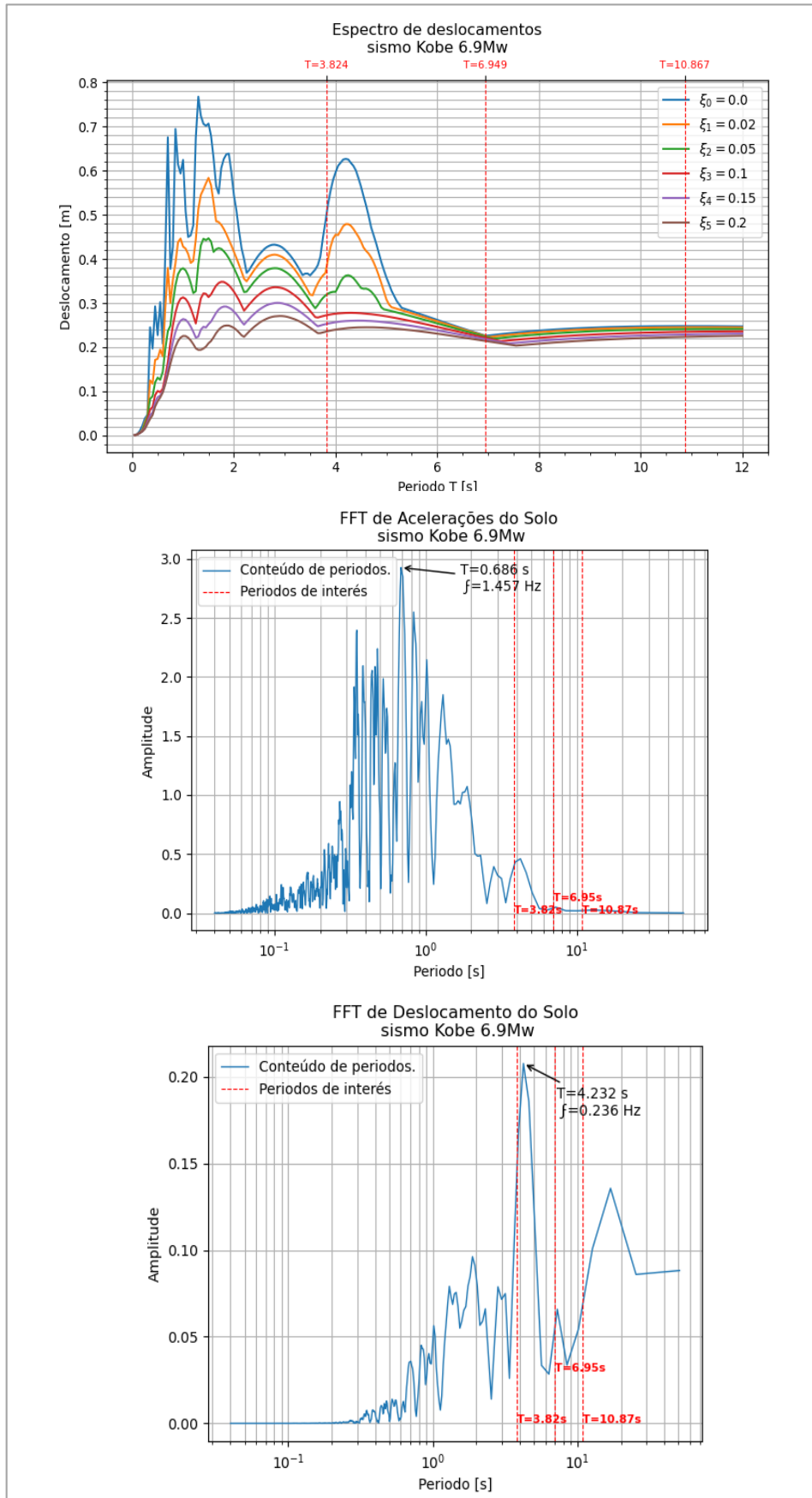
**Gráfico 12** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Imperial Valley.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

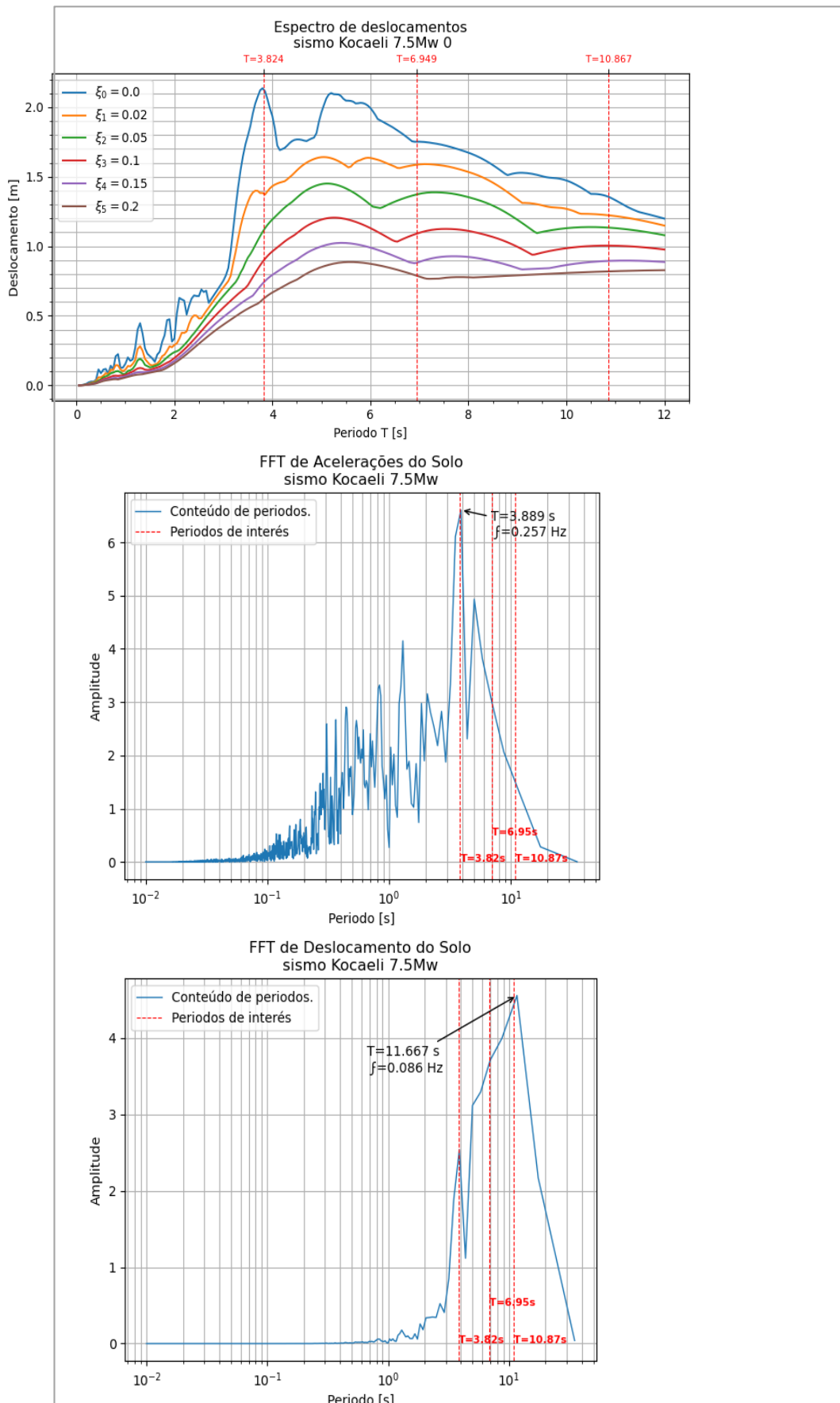


**Gráfico 13** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Kobe.



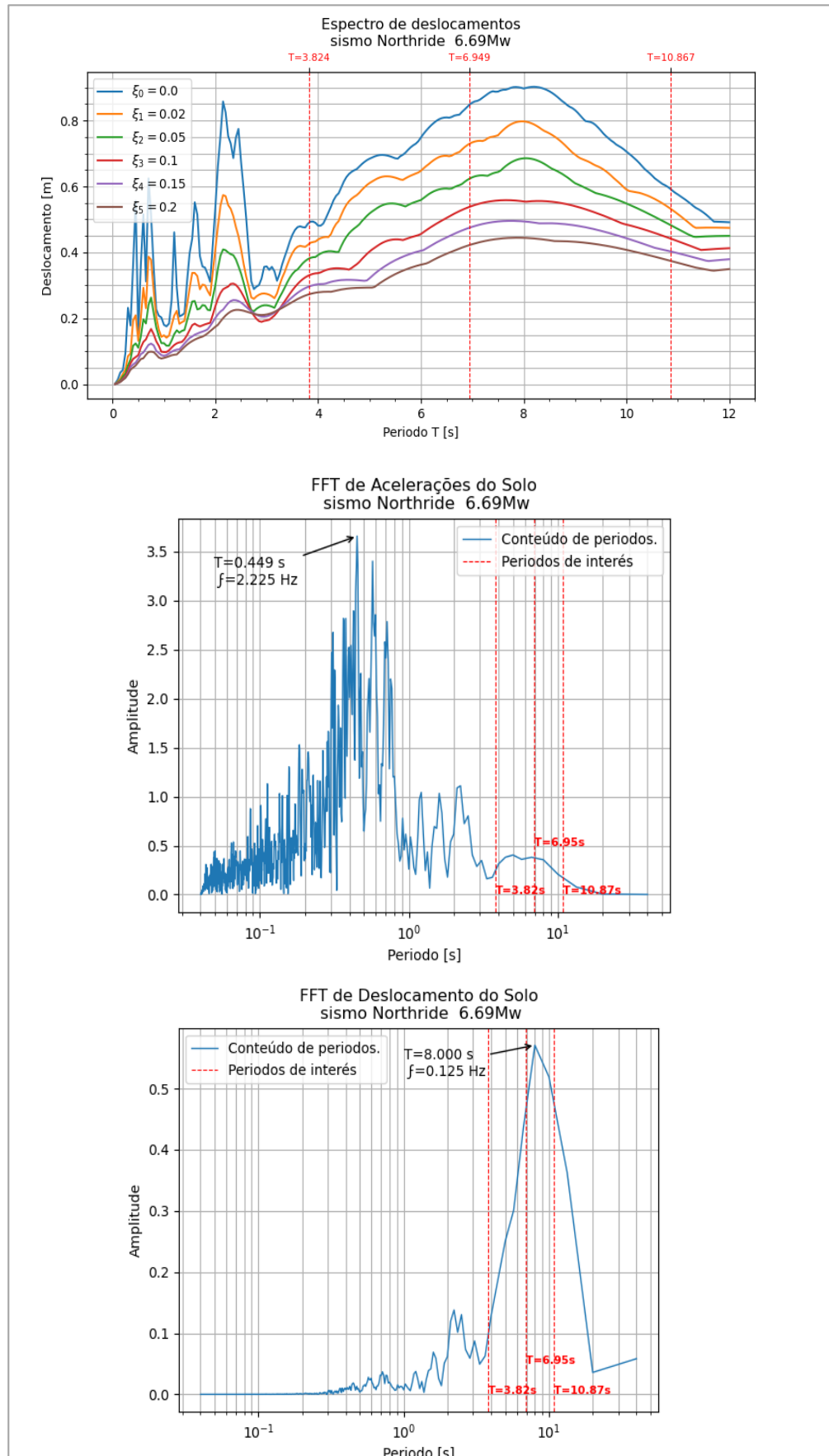
**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 14** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Kocaeli.



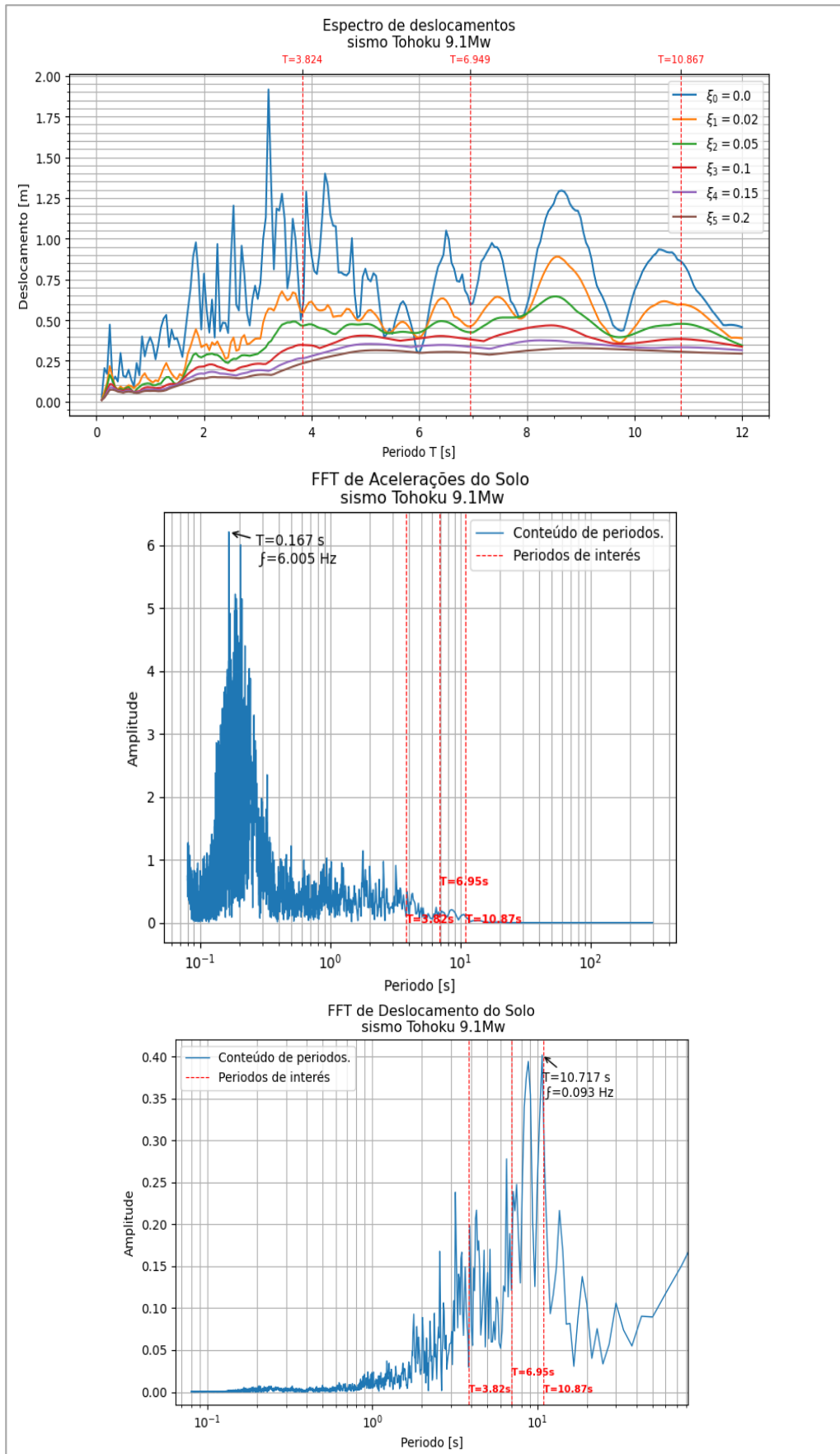
**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 15** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Northridge.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 16** – Espectro e análise de Fourier para o sismo Tohoku.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

### 4.3. Resposta da estrutura sem TMD (1 GDL)

A resposta em deslocamentos da estrutura idealizada de 1 GDL foi obtida da Eq. 5.1 que descreve a resposta do sistema sob solicitações sísmicas.

A **Tabela 5** apresenta a duração do sismo e o intervalo de registro adotado (passo do tempo), este intervalo será utilizado para a integração numérica via *Runge Kutta* e para a otimização.

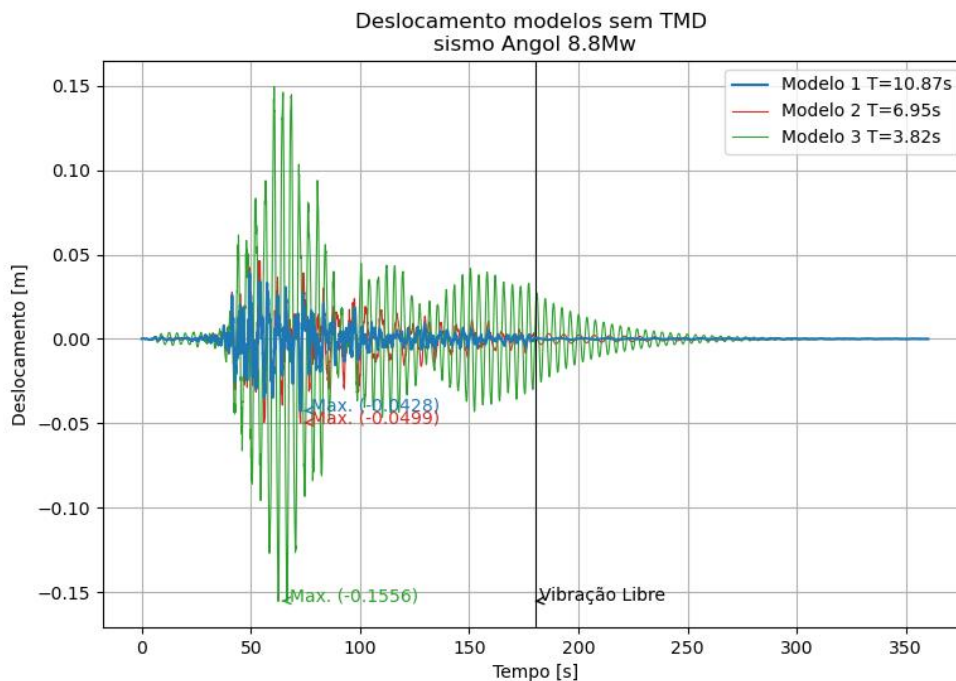
**Tabela 5 – Duração e intervalo de registro dos sismos selecionados.**

Nro.	Nome	Tempo de duração (s)	Passo do tempo (s)
1	Angol	180,08	0,01
2	Barranca	88,14	0,005
3	Chi Chi	89,895	0,005
4	Darfiel	106,735	0,005
5	Imperial Valley	40,04	0,02
6	Kobe	50,76	0,02
7	Kocaeli	34,995	0,005
8	Northridge	39,98	0,02
9	Tohoku	300,04	0,04

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

A solução foi obtida pelo método de *Runge Kutta* de 4a ordem, utilizando as características de rigidez  $K$  e massa equivalente  $M$ , calculados para cada modelo. Além disso, para o amortecimento inerente  $C$  de todos os modelos, foi assumido uma taxa de amortecimento  $\zeta$  igual a 2% do amortecimento crítico  $C_c$ .

Nos **Gráficos 17 a 25** se apresenta a resposta em deslocamentos para os modelos 1, 2 e 3 sem TMD, para cada sismo selecionado indicando também as respostas máximas alcançadas em cada modelo.

**Gráfico 17** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Angol.

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

No **Gráfico 17**, tem-se as respostas dos modelos para o sismo Angol, pode-se observar que a maior resposta em deslocamento foi atingida pelo modelo 3, o qual tem um período de vibração de  $T= 3,82s$ . Esta resposta é condizente com os valores encontrados no espectro de resposta, onde os maiores deslocamentos foram alcançados para estruturas com frequências próximas a  $4,288s$ , que é a frequência predominante da análise de Fourier dos deslocamentos do solo (**Gráfico 8**).

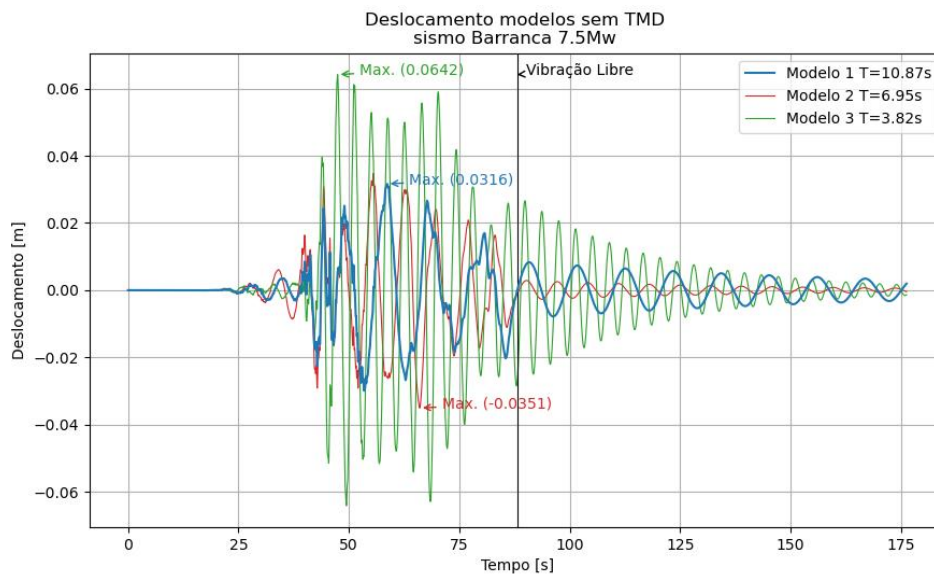
No **Gráfico 18** se observa a respostas de os modelos sem TMD ao sismo de Barranca, onde os máximos deslocamentos também foram atingidos pelo modelo 3 ( $T=3,82s$ ), o que também tem concordância com o seu espectro de resposta e a análise de Fourier dos deslocamentos (**Gráfico 9**).

Por outro lado, na resposta dos modelos ao sismo Chi Chi, no **Gráfico 19** observa-se que os máximos deslocamentos dos 3 modelos foram próximos, o que também pode ser verificado no espectro de respostas. Para este sismo, os períodos dos modelos estão próximos dos períodos predominantes obtidos na análise de Fourier de acelerações e deslocamentos do solo (**Gráfico 10**).

Na análise da resposta para os seguintes sismos, observou-se que os períodos predominantes obtidos pela análise de Fourier de deslocamentos, condizem com o espectro de resposta.

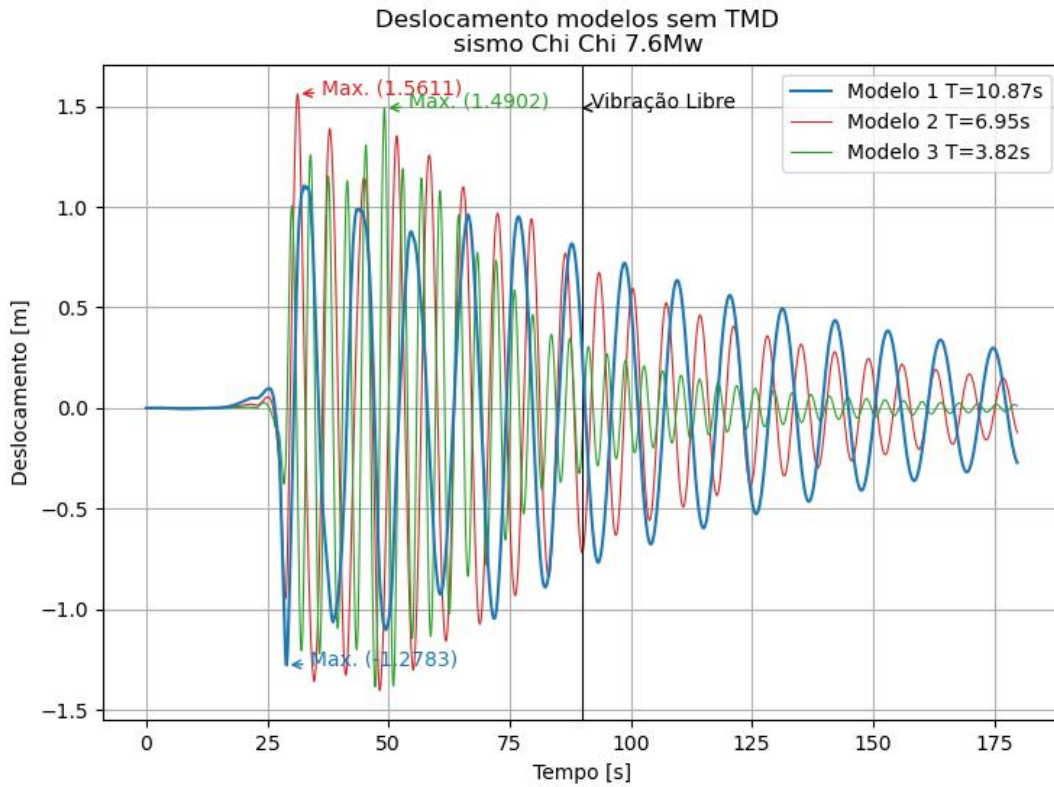
Por outro lado, as frequências predominantes obtidas da análise de Fourier das acelerações, não produziram os maiores deslocamentos no espectro de resposta, o qual era esperado como efeito de ressonância.

**Gráfico 18** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Barranca.



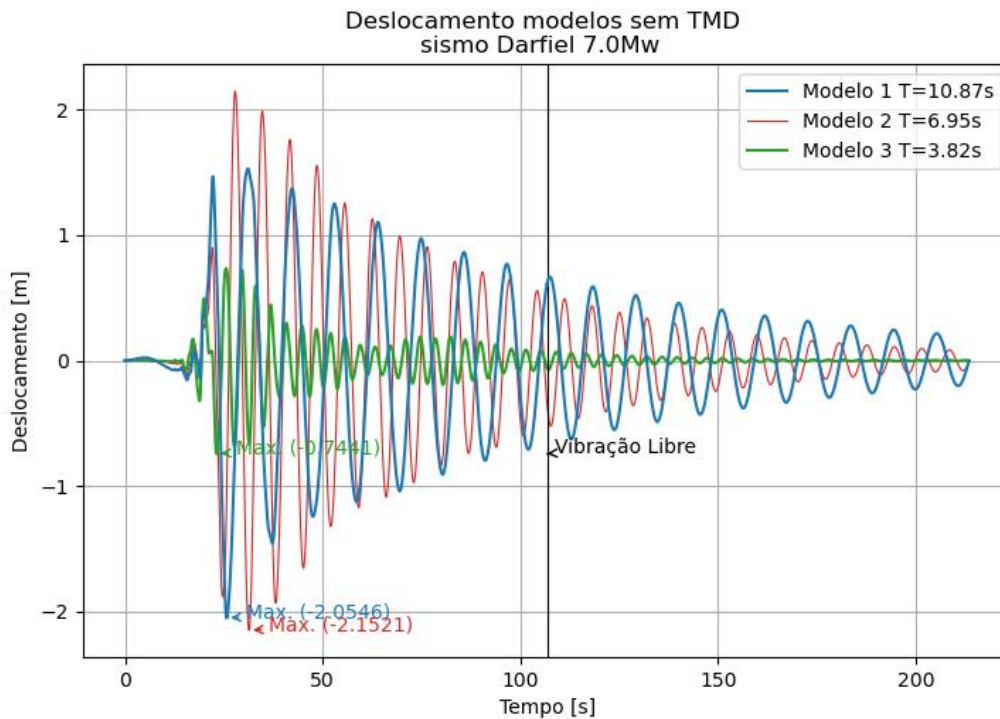
**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 19** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Chi Chi.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

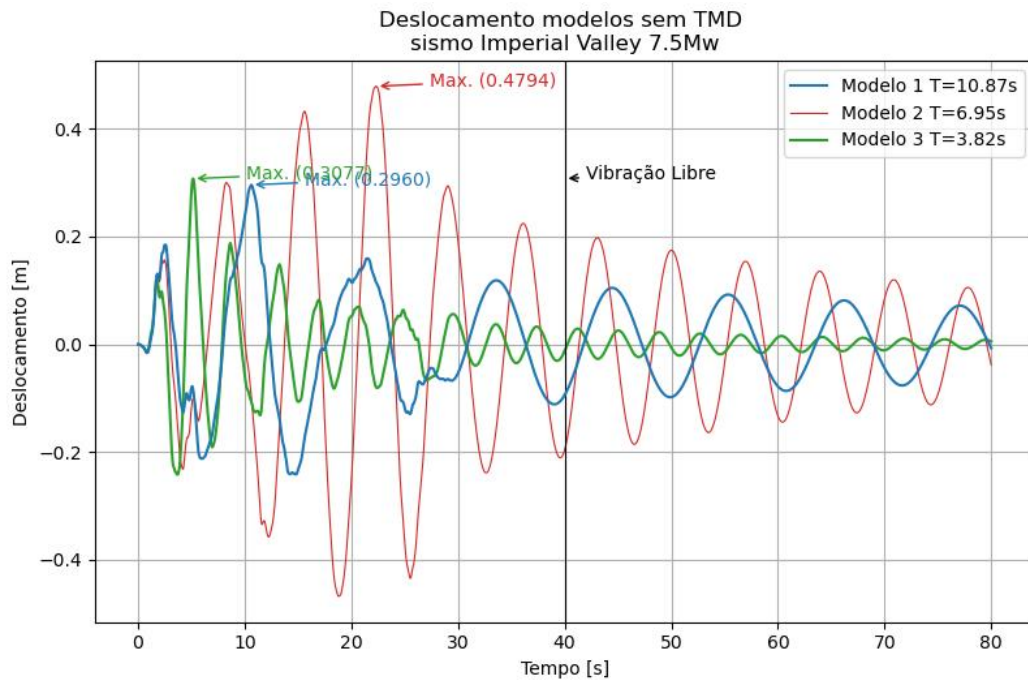
**Gráfico 20** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Darfiel.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

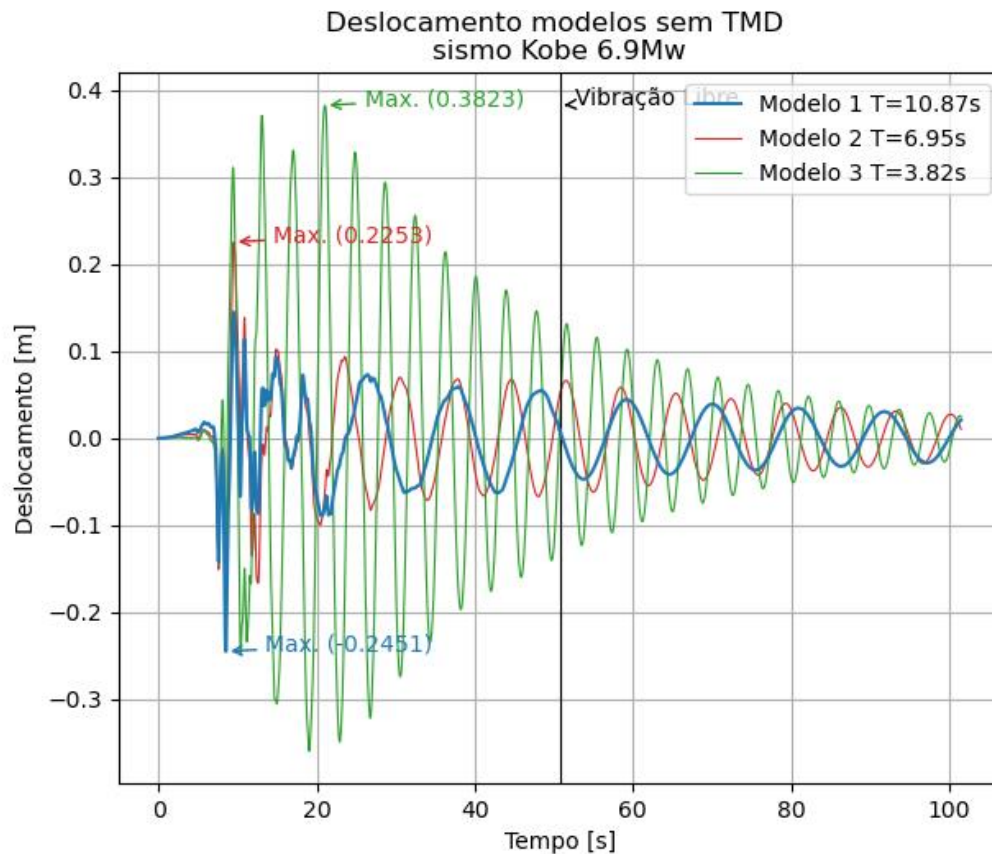


**Gráfico 21** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Imperial Valley.



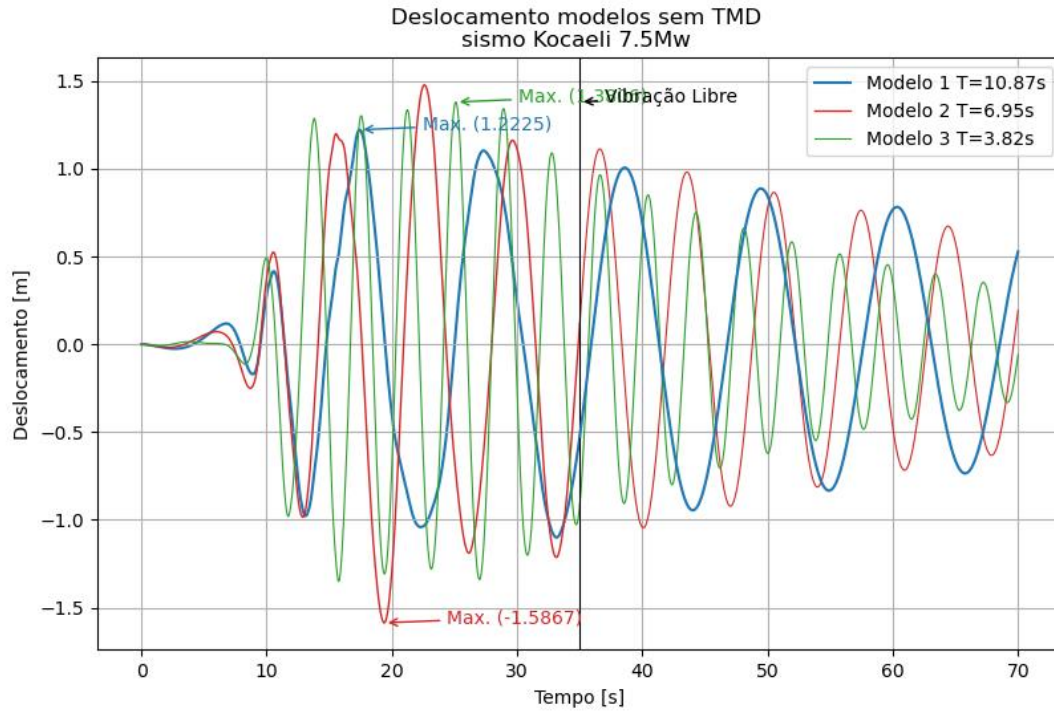
**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 22** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Kobe.



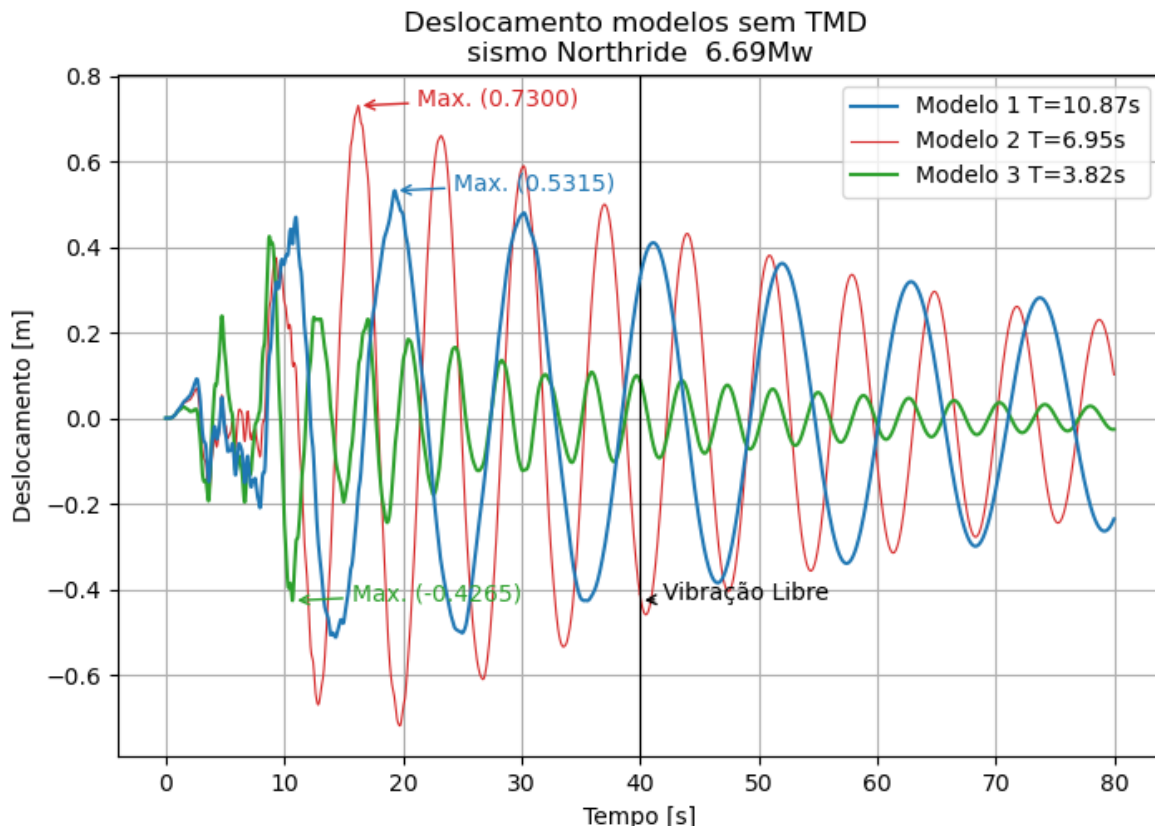
**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 23** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Kocaeli.

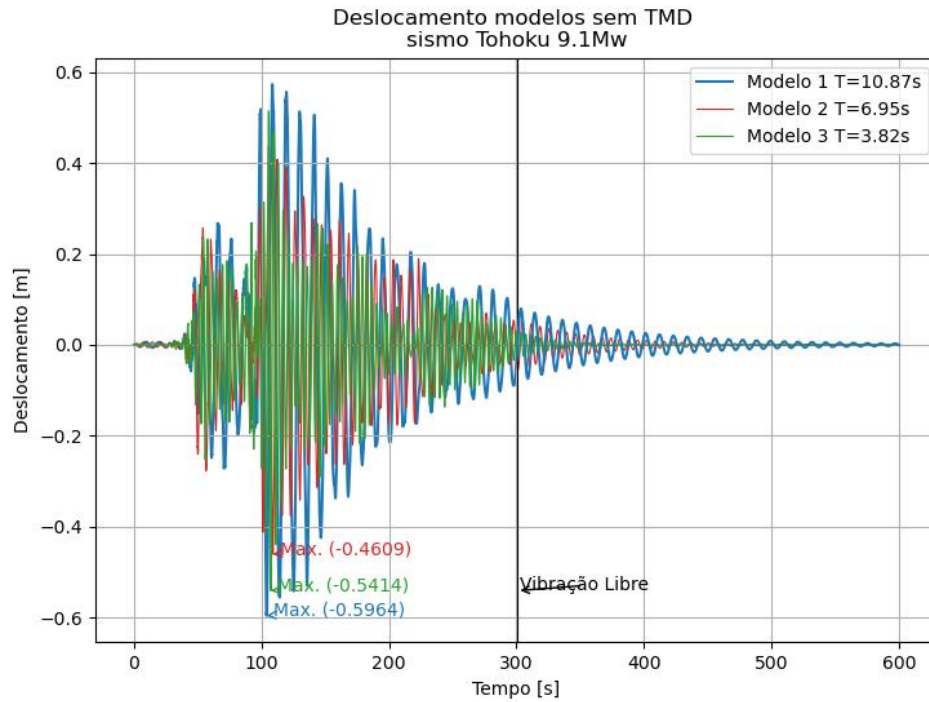


Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 24** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Northridge.



Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 25** – Resposta dos modelos sem TMD para o sismo Tohoku.

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.4. Resposta da estrutura com TMD sem otimizar

Em seguida para cada modelo, a partir das expressões indicadas no **Quadro 04** e assumindo uma relação de massas de 5% foram calculados os parâmetros ótimos do TMD (Comprimento  $L$  e taxa de amortecimento  $\zeta$ ), como se mostra nas **Tabelas 6, 7 e 8**.

Para o modelo 1:

$$K=7944578,62 \text{ N/m}, \quad M=23764817,89 \text{ Kg}$$

**Tabela 6 - Parâmetros ótimos  $\gamma_{\text{opt}}$  e  $\xi_{\text{opt}}$  para o modelo 1 segundo o Quadro 04.**

Relação de massas $\mu$ $\mu=0.05$	Razão de frequência	Taxa de amortecimento %	Frequência da Estrutura (rad/s)	Frequência do TMD (rad/s)	Comprimento do TMD (m)
<b>Autor</b>	$\gamma_{\text{opt}}$	$\xi_{\text{opt}}$	$\omega_{\text{est}}$	$\omega_{\text{TMD}}$	$L_{\text{opt}}$
Warburton	0,9404	0,1098	0,5782	0,5437	33,171
Fujino-Abe	0,9524	0,1098	0,5782	0,5507	32,342
Sadek <i>et al.</i>	0,9524	0,2182	0,5782	0,5507	32,342

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o modelo 2:

$$K=17265789,56 \text{ N/m}, \quad M=21117648,68 \text{ Kg}$$

**Tabela 7 - Parâmetros ótimos  $\gamma_{opt}$  e  $\xi_{opt}$  para o modelo 2 segundo o Quadro 04.**

Relação de massas $\mu$ $\mu=0.05$	Razão de frequência	Taxa de amortecimento %	Frequência da Estrutura (rad/s)	Frequência do TMD (rad/s)	Comprimento do TMD (m)
<b>Autor</b>	$\gamma_{opt}$	$\xi_{opt}$	$\Omega_{est}$	$\Omega_{TMD}$	$L_{opt}$
Warburton	0,9404	0,1098	0,9042	0,8503	13,563
Fujino-Abe	0,9524	0,1098	0,9042	0,8612	13,224
Sadek <i>et al.</i>	0,9524	0,2182	0,9042	0,8612	13,224

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Para o modelo 3:

$$K=850340136,10 \text{ N/m}, \quad M=315010793,5 \text{ Kg}$$

**Tabela 8 - Parâmetros ótimos  $\gamma_{opt}$  e  $\xi_{opt}$  para o modelo 3 segundo o Quadro 04.**

Relação de massas $\mu$ $\mu=0.05$	Razão de frequência	Taxa de amortecimento %	Frequência da Estrutura (rad/s)	Frequência do TMD (rad/s)	Comprimento do TMD (m)
<b>Autor</b>	$\gamma_{opt}$	$\xi_{opt}$	$\Omega_{est}$	$\Omega_{TMD}$	$L_{opt}$
Warburton	0,9404	0,1098	1,6430	1,5451	4,108
Fujino-Abe	0,9524	0,1098	1,6430	1,5647	4,005
Sadek <i>et al.</i>	0,9524	0,2182	1,6430	1,5647	4,005

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

A partir da Eq. 5.3 foram obtidos os comprimentos do pêndulo de TMD, ressonantes com cada modelo:

$$\text{Modelo 1:} \quad L_{resso}=29,335m;$$

$$\text{Modelo 2:} \quad L_{resso}=11,994m;$$

$$\text{Modelo 3:} \quad L_{resso}=3,633m.$$

Como se observa nos resultados prévios apresentados **Tabelas 5, 6 e 7**, o comprimento máximo do TMD para o modelo 1 foi de 33,171m e mínima para o modelo 3 de 4,005m, assim como a taxa de amortecimento ótima máxima e mínima do TMD foram de 0,2182 e 0,1098, respectivamente.

Considerando o indicado, para este estudo foram adotados os limites de restrições:

$$\text{Para a relação de massas} \quad 0 \leq \mu \leq 0,05;$$

$$\text{Para o comprimento do TMD} \quad 0 \leq L \leq 30 \quad (\text{para o modelo 1});$$

$$0 \leq L \leq 20 \quad (\text{para os modelos 2 e 3});$$

Para a taxa de amortecimento do TMD  $0 \leq \xi_{TMD} \leq 0,20$ .

A seguir, como exemplo, se apresenta a solução do modelo 1 com TMD sem otimização, sob a ação do sismo Chi Chi, tendo como valores iniciais 2 conjuntos de variáveis de projeto diferentes.

Conjunto de valores iniciais I  $L=25\text{m}$ ,  $m=2,0\%$  e  $\xi_{TMD}=0,02$ .

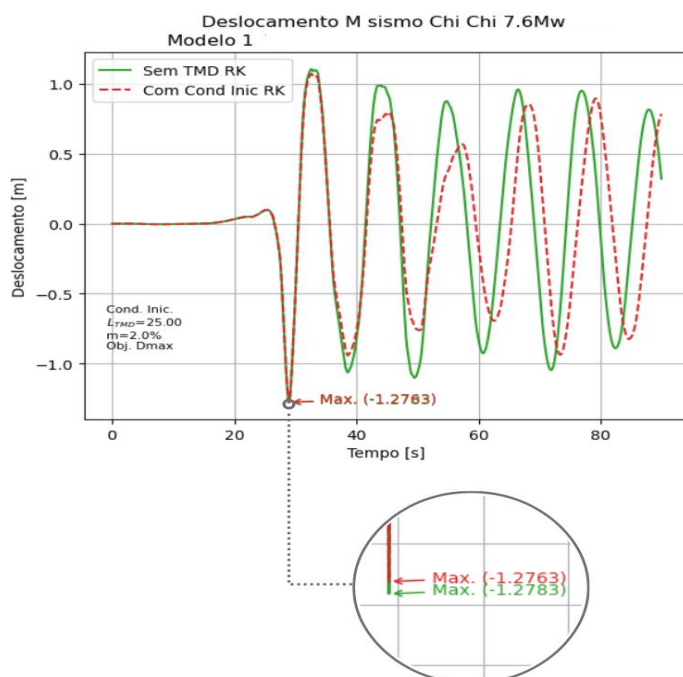
Conjunto de valores iniciais II  $L=5\text{m}$ ,  $m=0,5\%$  e  $\xi_{TMD}=0,02$

Os valores iniciais das variáveis de projeto, foram escolhidas de maneira aleatória, dentro dos limites de restrição.

Em seguida com o uso das equações (4.27) e (4.28), foi realizado a análise dinâmica, a solução do nosso sistema não otimizado foi obtido pelo método de *Runge Kutta* de 4ª ordem, obtendo os seguintes resultados:

**Conjunto de valores iniciais I.** No **Gráfico 26**, onde se apresenta a solução do sistema não otimizado, aplicando como valores iniciais  $L=25\text{m}$ , porcentagem de massa  $m=2,0\%$  da massa  $M$  e taxa de amortecimento do TMD  $\xi_{TMD}=0,02$ . Pode-se apreciar que a escolha das características iniciais do TMD não produzem uma diminuição significativa tanto para o deslocamento máximo da estrutura quanto para a vibração da estrutura principal.

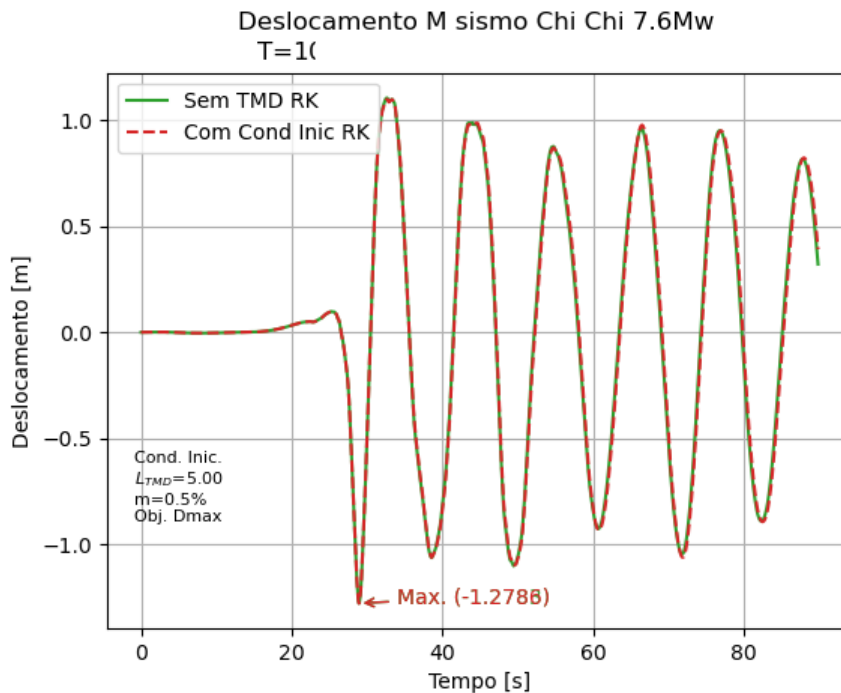
**Gráfico 26** – Resposta com valores iniciais  $L=25$  e  $m=2,0\%M$  e  $\xi_{TMD}=0,02$  do modelo 1 para o sismo Chi Chi.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Conjunto de valores iniciais II.** No **Gráfico 27** foram modificados os valores iniciais das variáveis do modelo, sendo  $L=5,0\text{m}$  e porcentagem de massa  $m=0,5\%$  da massa  $M$  e taxa de amortecimento do TMD  $\zeta_{TMD}=0,02$ , onde pode-se apreciar que, o aporte do TMD na diminuição da vibração e a redução do deslocamento máximo da estrutura foi praticamente nula.

**Gráfico 27** – Resposta com valores iniciais  $L=5$  e  $m=0,5\%$   $M$  e  $\zeta_{TMD}=0.02$  do modelo 1 para o sismo Chi Chi.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Para esses dois exemplos, os valores iniciais para o comprimento do pêndulo do TMD, foram tomadas perto dos extremos dos limites para o modelo 1 ( $0 \leq L \leq 30\text{m}$ ), portanto a escolha aleatória e/ou a combinação dos valores de comprimento do pêndulo, massa e taxa de amortecimento do TMD não garantem uma diminuição na vibração da estrutura principal. Em alguns casos pode inclusive incrementar o deslocamento máximo da estrutura principal.

Os resultados da análise dinâmica para os outros modelos e sismos (com valores iniciais das variáveis de projeto) serão apresentados junto aos de resultados otimizados para sua comparação.

#### 4.5. Otimização das características do TMD

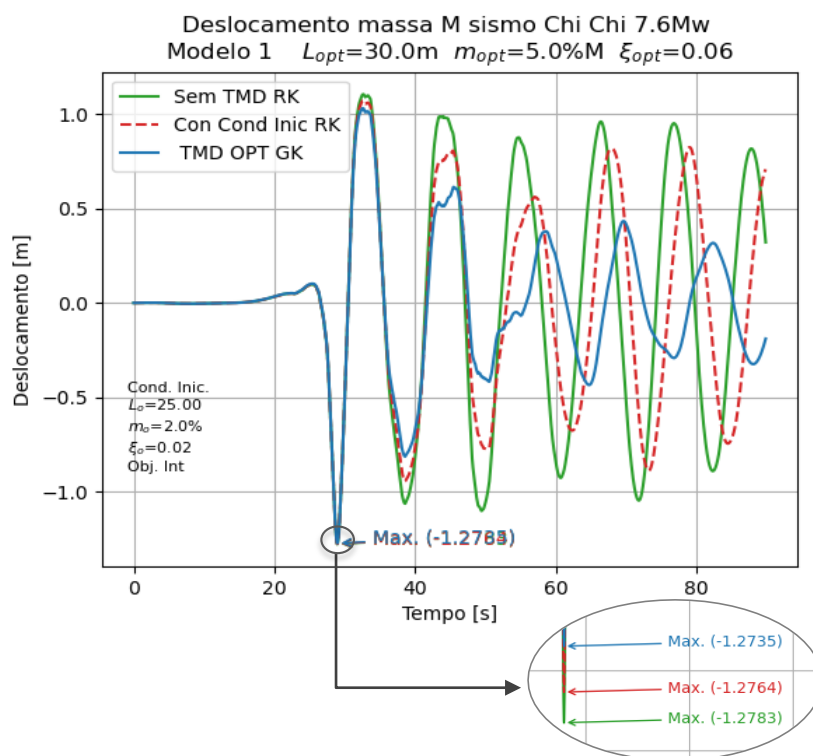
Feita a otimização, pode-se apreciar que, valores iniciais diferentes para as variáveis de projeto, podem atingir um mesmo objetivo. Nos **Gráficos 28 e 29** se apresenta a otimização das características do TMD do modelo 1 sob ação do sismo Chi Chi.

Continuando com os exemplos do Item 6.4, procedeu-se à otimização do modelo, considerando o conjunto de valores iniciais I ( $L=25\text{m}$ ,  $m=2,0\%$  e  $\xi_{TMD}=0,02$ ), e como função objetivo a minimização da integral sob a curva do deslocamento  $q_1$  (**Gráfico 28**).

Para o conjunto dos valores iniciais II ( $L=5$  e  $m=0,5\%$  e  $\xi_{TMD}=0.02$ ), a função objetivo foi de minimização do deslocamento máximo (**Gráfico 29**).

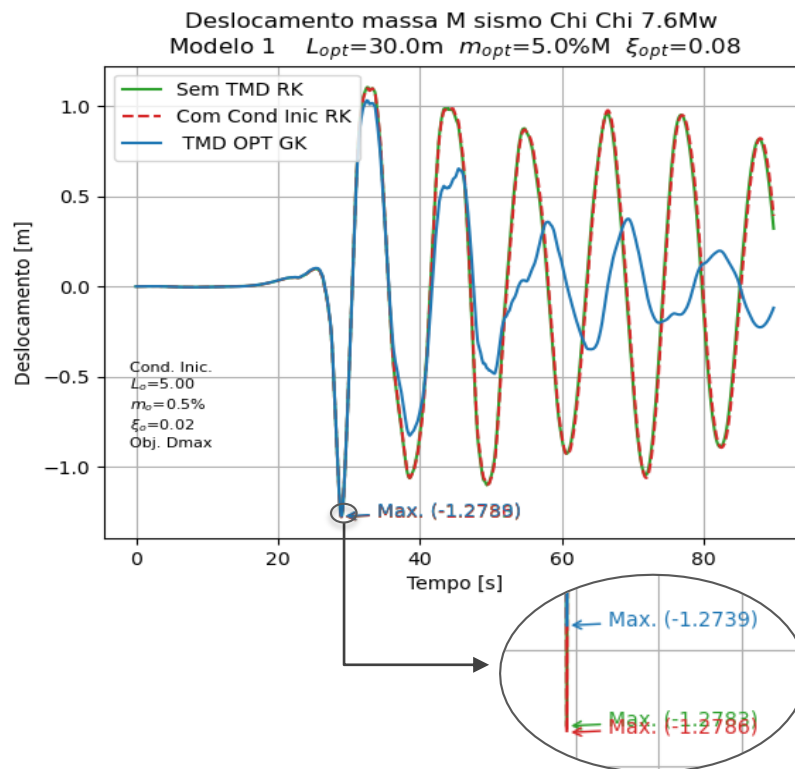
Nestas figuras pode-se observar que valores iniciais diferentes e os objetivos diferentes atingem os mesmos resultados, no caso do comprimento do pêndulo e quantidade de massa do TMD; e no caso da taxa de amortecimento do TMD; os resultados são muito próximos, como resultado da otimização, as características ótimas do TMD foram,  $L_{opt}=30\text{m}$  e  $m=5,00\%M$  para ambos objetivos e  $\xi_{TMD}=0.06$ ,  $\xi_{TMD}=0.08$  para o objetivo integral e  $D_{max}$  respetivamente.

**Gráfico 28** – Otimização objetivo integral com valores iniciais  $L=25$  e  $m=2,0\%$  e  $\xi_{TMD}=0.02$  do modelo 1 para o sismo Chi Chi.



Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 29** – Otimização objetivo  $D_{max}$  com valores iniciais  $L=5$  e  $m=0,5\% M$  e  $\xi_{TMD}=0.02$  do modelo 1 para o sismo Chi Chi.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

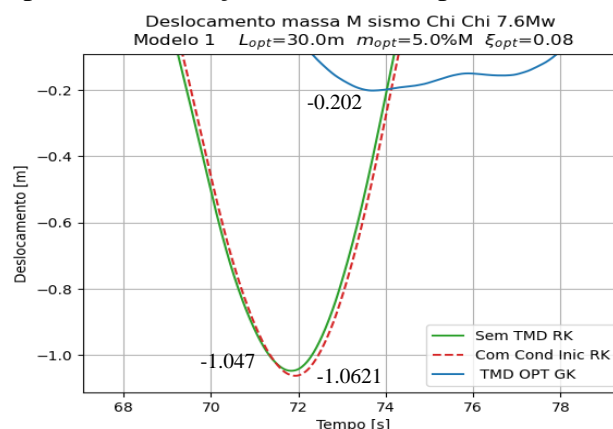
Pode-se observar que, para os 2 exemplos, a contribuição da otimização na diminuição do deslocamento máximo da estrutura principal foi mínima, no entanto, as características ótimas de TMD geraram uma diminuição considerável na vibração forçada da estrutura.

A partir do segundo ciclo de vibração ( $t=50s$ ) e especificamente no trecho no intervalo de  $t=68$  a  $78s$ , no caso do segundo exemplo (**Gráfico 30**), a otimização diminuiu o deslocamento máximo até em um 80,77% da vibração da estrutura sem TMD, comparado com a diminuição de 1,44% conseguida com o TMD sem otimizar, no mesmo ciclo de vibração.

Os deslocamentos máximos da estrutura, neste ciclo de vibração, foram de 0.202m, 1,0621m e 1,047m para os casos de TMD ótimo, TMD sem otimizar e sem TMD.



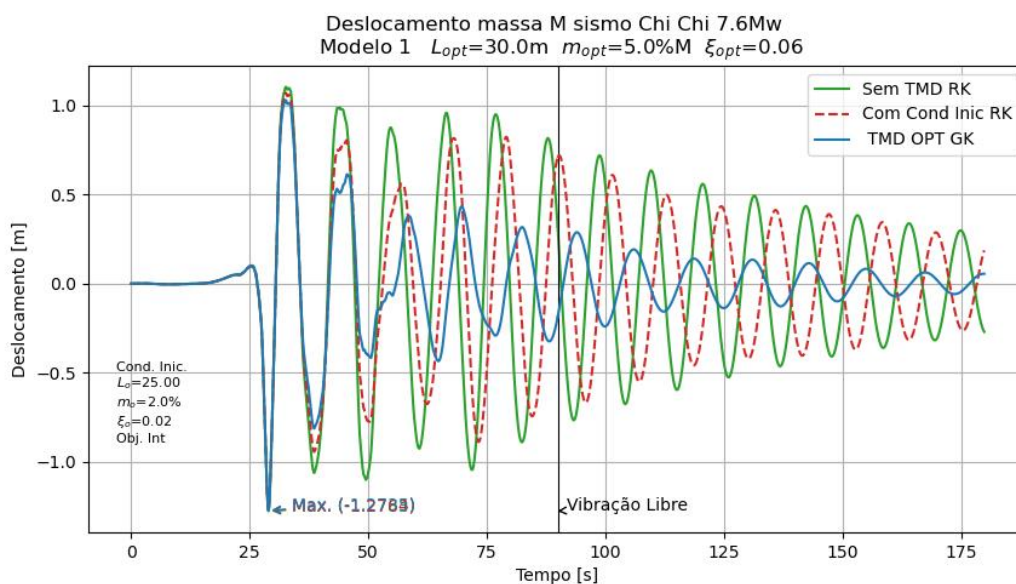
**Gráfico 30** – Resposta a otimização do modelo 1 para o sismo Chi Chi de t=68 a 78s.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Pode-se observar nestes dois casos que, no regime forçado, a colocação de um TMD otimizado produz uma maior diminuição na vibração da estrutura comparada com o TMD sem otimização. Além disso, e para uma melhor análise, no caso do exemplo 1, foi obtida a resposta da estrutura no regime da vibração livre, a partir dos valores finais da vibração forçada, apresentada no **Gráfico 31**, em que se observa que, a nível geral, o TMD otimizado produz um ganho na redução da vibração da estrutura no regime de vibração livre.

**Gráfico 31** – Resposta total da otimização do modelo 1 para o sismo Chi Chi.

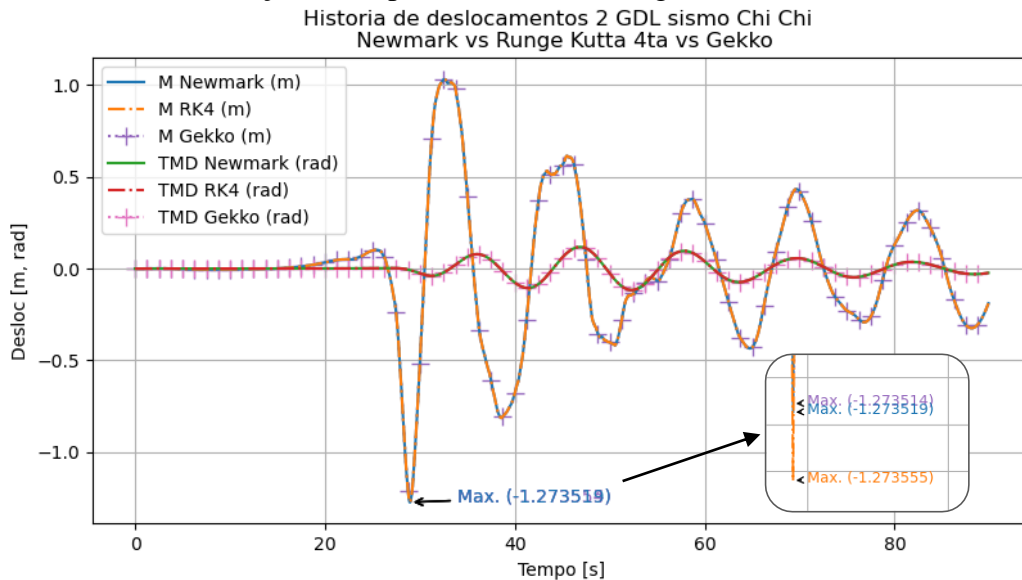


**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Os resultados finais da otimização para os demais modelos e sismos, serão apresentados mais em frente.

Com a finalidade de verificar os resultados obtidos da otimização via *Gekko*, foi realizada a solução das equações com os valores ótimos obtidos por meio dos métodos de *Runge Kutta* de 4ta ordem e *Newmark* ( $\beta=1/4$  e  $\gamma=1/2$ ) e comparada com a resposta obtida da otimização (**Gráfico 32**), observou-se a similaridade nos resultados obtidos até 5 casas decimais, validando assim os resultados da integração numérica e a solução obtida por *Gekko*.

**Gráfico 32** – Validação de resposta Gekko, vs Runge Kutta 4ta vs Newmark.



Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.6. Seleção da resposta ótima

Em alguns casos, foram atingidos para cada função objetivo, vários pontos ótimos (ótimos locais) e foi selecionado o melhor ponto obtido para cada tipo de objetivo.

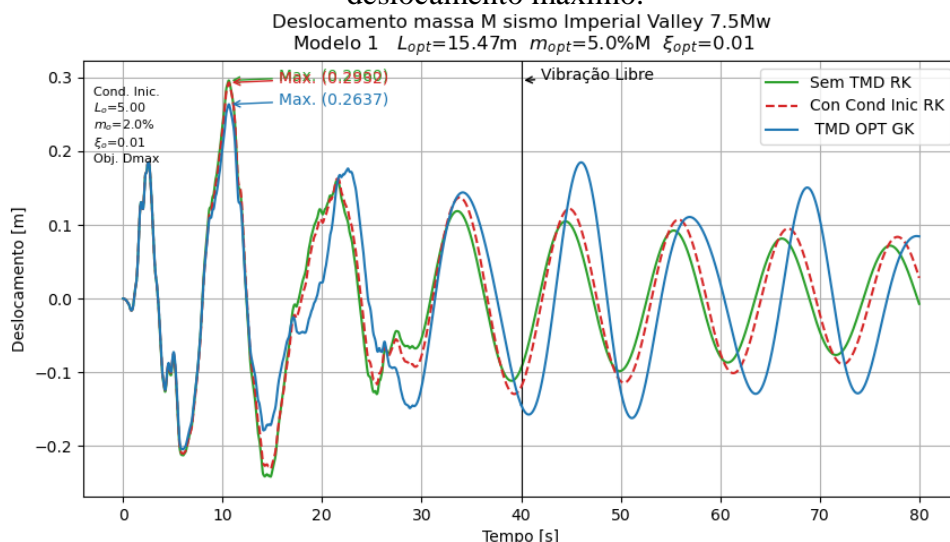
A seguir se mostra o procedimento de comparação de resultados para o sismo de Imperial Valley Modelo 1, onde foram atingidos 2 pontos ótimos locais considerando como função objetivo, minimizar o deslocamento máximo da estrutura ( $D_{max}$ ).

O primeiro ponto ótimo local ( $L_{opt}=15,47$ ,  $m_{opt}=5.00\%$  e  $\zeta_{opt}=0.01$ ) (**Gráfico 33**) foi atingido colocando como valores iniciais  $L_o=5,0m$ ,  $m_o=2,0\%$  e  $\zeta_o=0.01$  (as quais se encontram indicadas no interior do gráfico), e o deslocamento máximo atingido foi de 0,2637m,

Por outro lado, o segundo ponto ótimo local ( $L_{opt} =30m$ ,  $m_{opt} =5.00\%$  e  $\zeta_{opt} =0.14$ ) (**Gráfico 34**), atingido aplicando como valores iniciais  $L_o =18,0m$ ,  $m_o =2,5\%$  e  $\zeta_o =0.05$ , obtendo um deslocamento máximo de 0,2750m.

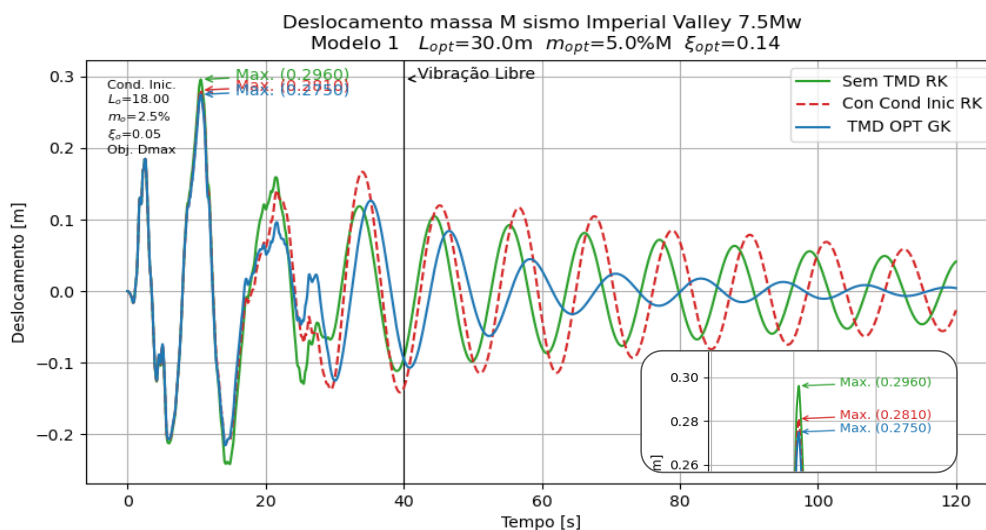
Os pontos ótimos locais atingidos, foram indicados na parte superior de cada gráfico, a continuação da indicação do modelo trabalhado.

**Gráfico 33** – 1º ponto ótimo local obtido para sismo Imperial V. modelo 1 minimizando o deslocamento máximo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 34** – 2º ponto ótimo local obtido para sismo Imperial V. modelo 1 minimizando o deslocamento máximo.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na **Tabela 9** são apresentados alguns resultados obtidos para este modelo, considerando como função objetivo minimizar o deslocamento máximo da estrutura principal ( $D_{max}$ ), para diferentes valores iniciais das variáveis de projeto.

Nesta tabela, pode-se observar que todos os valores iniciais selecionados conduzem aos 2 pontos ótimos locais indicados nos **Gráficos 33 e 34**.

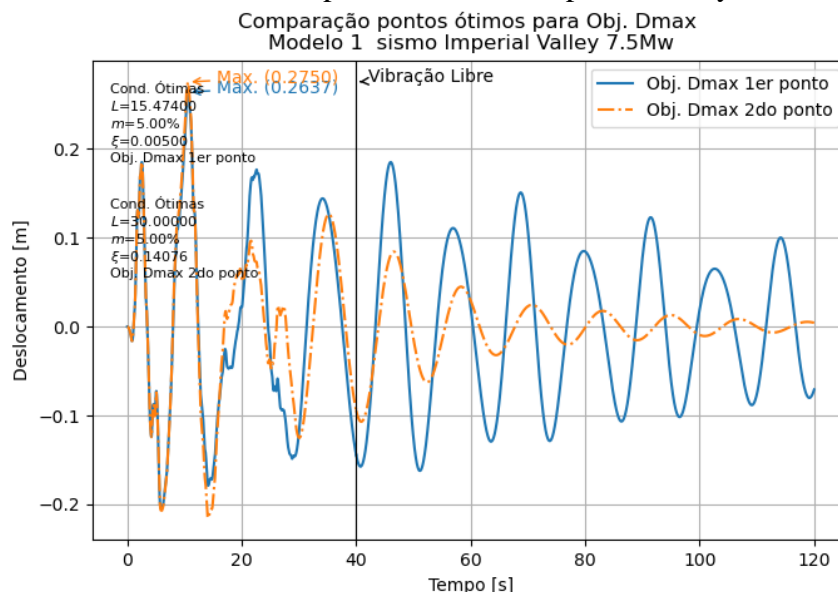
**Tabela 9 – Pontos ótimos obtidos considerando função objetivo  $D_{max}$ , para o sismo de Imperial Valley modelo 1.**

Otimização	Valores iniciais			Objetivo	Valores ótimos das variáveis		
	L	% M	taxa $\xi_{TMD}$	Valor Função Objetivo	$L_{OPT}$	% $M_{OPT}$	taxa $\xi_{OPT}$
1	7,00	4,00	0,08	806987,923	15,474	5,00	0,01
2	4,00	4,00	0,08	806987,923	15,474	5,00	0,01
3	10,00	0,50	0,01	806987,923	15,474	5,00	0,01
4	8,00	2,00	0,10	806987,923	15,474	5,00	0,01
5	10,00	4,00	0,05	806987,923	15,474	5,00	0,01
6	22,00	2,00	0,01	806987,923	15,474	5,00	0,01
7	22,00	0,50	0,08	806987,923	15,474	5,00	0,01
8	9,00	2,00	0,02	806987,923	15,474	5,00	0,01
9	5,00	2,00	0,01	806987,923	15,474	5,00	0,01
10	18,00	3,50	0,08	689742,489	30,000	5,00	0,14
11	15,00	4,00	0,03	689742,489	30,000	5,00	0,14
12	12,00	4,00	0,03	689742,489	30,000	5,00	0,14
13	12,00	2,00	0,01	689742,489	30,000	5,00	0,14
14	8,00	1,00	0,01	689742,489	30,000	5,00	0,14
15	20,00	3,00	0,01	689742,489	30,000	5,00	0,14
16	14,00	3,00	0,01	689742,489	30,000	5,00	0,14
17	15,00	4,00	0,02	689742,489	30,000	5,00	0,14
18	19,00	4,00	0,05	689742,489	30,000	5,00	0,14
19	22,00	0,50	0,15	689742,489	30,000	5,00	0,14
20	23,00	4,00	0,05	689742,489	30,000	5,00	0,14
21	25,00	2,00	0,08	689742,489	30,000	5,00	0,14
22	27,00	3,00	0,01	689742,489	30,000	5,00	0,14
23	29,00	2,00	0,02	689742,489	30,000	5,00	0,14
24	18,00	2,50	0,05	689742,489	30,000	5,00	0,14

**Fonte: Elaborado pelo autor.**

Em seguida, foram comparados estes dois resultados no **Gráfico 35** e foi selecionado o segundo ponto ótimo, pois como pode ser observado no gráfico, ele tem melhor controle da vibração em todo o regime.

**Gráfico 35** – Comparação de respostas de pontos ótimos obtidos minimizando o deslocamento máximo para o sismo de Imperial Valley modelo 1.



Obtida a melhor resposta por meio da minimização do deslocamento máximo da estrutura principal, esta foi comparada com a melhor resposta obtida pela minimização da integral sob a curva do deslocamento da estrutura principal.

Na **Tabela 10** se apresenta alguns resultados obtidos pela minimização da integral, onde pode-se verificar a existência de um ponto ótimo local em  $L_{opt}=29,165m$ ,  $m_{opt}=5.00\%$  e  $\xi_{opt}=0,106$ , o mesmo que foi atingido colocando diferentes pontos iniciais das variáveis de decisão.

**Tabela 10 - Pontos ótimos obtidos considerando função objetivo *Integral*, para o sismo de Imperial Valley modelo 1.**

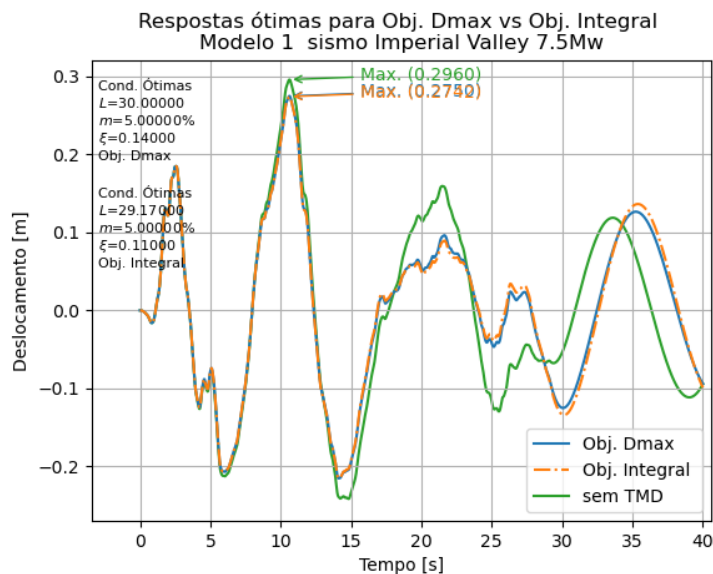
Otimização	Valores iniciais			Objetivo	Valores ótimos das variáveis		
	L	%M	taxa $\xi_{TMD}$	Valor função objetivo	$L_{OPT}$	% $M_{OPT}$	Taxa $\xi_{OPT}$
1	18,00	2,50	0,05	865,80915	29,165	5,00	0,106
2	17,00	2,00	0,01	865,80915	29,165	5,00	0,106
3	22,00	4,00	0,05	865,80915	29,165	5,00	0,106
4	2,00	4,00	0,01	865,80915	29,165	5,00	0,106
5	27,00	4,00	0,03	865,80915	29,165	5,00	0,106
6	24,00	1,00	0,01	865,80915	29,165	5,00	0,106
7	18,00	3,00	0,10	865,80915	29,165	5,00	0,106
8	15,00	3,50	0,07	865,80915	29,165	5,00	0,106
9	9,00	1,50	0,09	865,80915	29,165	5,00	0,106
10	7,00	1,50	0,02	865,80915	29,165	5,00	0,106

Fonte: Elaborado pelo autor.

As respostas ótimas selecionadas, foram comparadas de forma gráfica e numérica, por meio do valor da integral dos valores absolutos do deslocamento, em que o valor da integral para a estrutura sem TMD foi de 4.07 e para os valores ótimos selecionados foram de 3,46, para o objetivo *Dmax* e 3,50 para o objetivo *Integral*.

Finalmente foi considerado como melhor resposta, a obtida pela minimização do deslocamento máximo (*Dmax*), reduzindo a vibração em 15,1%, sendo o valor final das variáveis de projeto ótimas  $L_{opt}=30\text{m}$ ,  $m_{opt}=5.00\%$  e  $\xi_{opt}=0.14$ , como pode-se observar no **Gráfico 36**.

**Gráfico 36** – Comparação de respostas ótimas minimizando o deslocamento máximo e integral do deslocamento para o sismo de Imperial Valley modelo 1.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Este procedimento foi feito para todas as combinações de sismos e modelos deste trabalho, alguns casos observados na comparação dos resultados ótimos obtidos se descrevem a seguir.

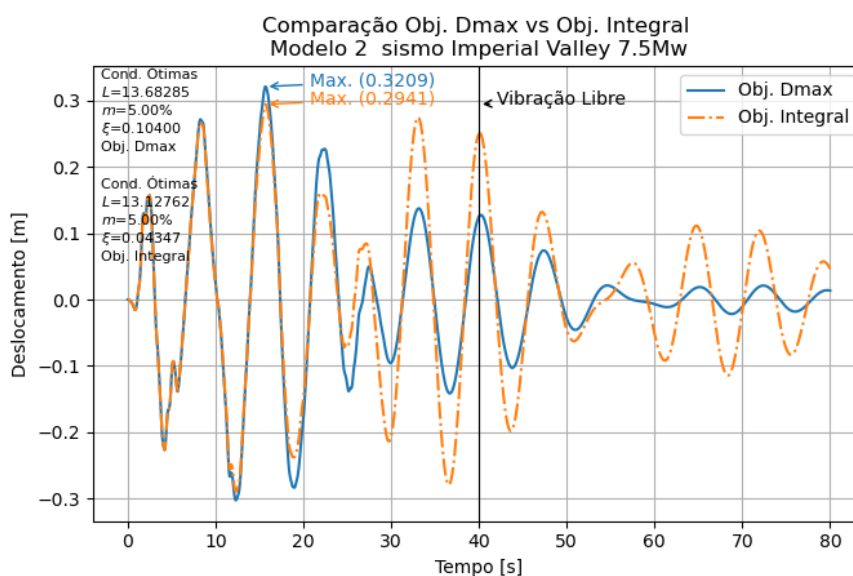
Nos gráficos destes casos, são indicados os pontos ótimos obtidos pelas funções objetivo, considerando que os valores iniciais para atingir estes valores ótimos, não são necessariamente as mesmas para as 2 funções objetivo.

Em alguns casos, quando o objetivo foi minimizar a vibração total estrutura principal (*Obj. Integral*), observou-se que o deslocamento máximo alcançado pelos valores ótimos obtidos, foi menor que o deslocamento máximo alcançado, quando se tem como objetivo minimizar o deslocamento máximo (*Obj. Dmax*).

No **Gráfico 37** observa-se as respostas ótimas para o modelo 2 e sismo Imperial Valley, onde o deslocamento máximo alcançado mediante a minimização do deslocamento máximo é de 0,3209m e o deslocamento máximo obtido mediante a minimização da integral do deslocamento foi de 0,2941.

Porém, como pode-se observar no gráfico os valores ótimos das variáveis de projeto obtidas pela minimização do deslocamento máximo ( $L_{opt}=13,6828$ ,  $m_{opt}=5,00\%$  e  $\xi_{opt}=0,1040$ ) controlam de melhor forma a vibração da estrutura incluindo o regímen de vibração livre.

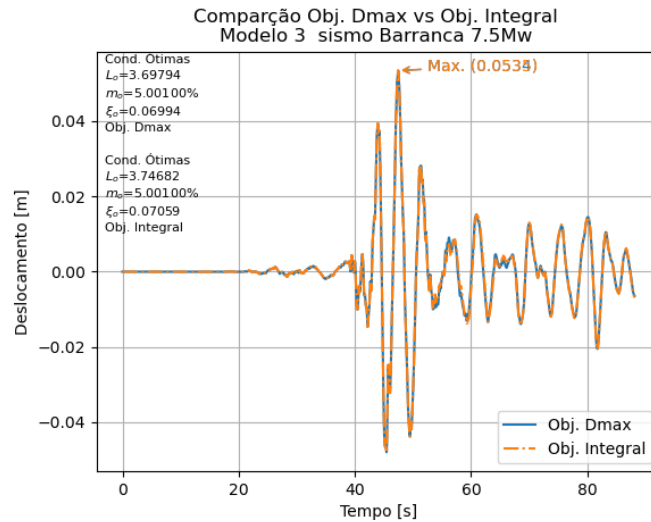
**Gráfico 37** – Comparação de respostas otimizadas para sismo Imperial Valley modelo 2.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Um outro caso é mostrado no **Gráfico 38**, para o sismo de Barranca e modelo 3, onde praticamente as respostas otimizadas coincidem no gráfico, tendo como valores máximos de 0,0534m no caso de otimização do *Obj. Dmax* e 0,0535m no caso de otimização do *Obj. Integral*.

Neste gráfico, os valores ótimos locais atingidos têm valores próximos, e a seleção do melhor ponto ótimo foi feita calculando e selecionando o menor valor da integral sob a curva deslocamento versus tempo.

**Gráfico 38** – Comparação de respostas otimizadas para sismo Barranca modelo 3.

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Na **Tabela 10** consta os resultados obtidos para cada modelo, sismo e tipo de otimização, onde destacou-se o resultado selecionado. Nesta tabela, na coluna “*Valor integral*”, foi calculado o valor da integral dos valores absolutos do deslocamento da estrutura principal, de maneira a quantificar a vibração e ser comparada na estrutura sem TMD e com TMD ótimo.

Como pode-se observar nesta **Tabela 11**, os resultados obtidos foram desde quase nulos, como no caso do sismo Angol modelo 1 com uma redução de vibração de 2,0%, até resultados ótimos, como no caso do sismo Chi Chi modelo 3, em que foi atingida uma redução de 77,9%.

De forma geral, dos 27 casos trabalhados, 10 casos tiveram uma redução na vibração superior a 50%, 15 casos entre 20% e 50% e 2 casos tiveram uma redução de vibração inferior a 20%.

**Tabela 11 - Valores ótimos e redução da vibração obtidos após otimização.**

Sismo	Modelo	Objetivo	Valores ótimos das variáveis			Valor Integral		%	%
			Função Objetivo	L <sub>OPT</sub> (m)	%M <sub>OP</sub> <sub>T</sub>	taxa $\xi_{OPT}$	Sem TMD		
Angol	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>24,95</b>	<b>5,00</b>	<b>0,17</b>	0,82	<b>0,81</b>	<b>98,0%</b>	<b>2,0%</b>
		Obj Integral	24,17	5,00	0,13		0,81		
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>13,38</b>	<b>5,00</b>	<b>0,04</b>	1,35	<b>1,00</b>	<b>74,3%</b>	<b>25,7%</b>
		Obj Integral	13,39	5,00	0,03		1,01		
	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>4,62</b>	<b>5,00</b>	<b>0,05</b>	4,66	<b>2,35</b>	<b>50,4%</b>	<b>49,6%</b>
		Obj Integral	4,65	5,00	0,03		2,49		
Barranca	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>29,33</b>	<b>5,00</b>	<b>0,09</b>	0,64	<b>0,45</b>	<b>70,2%</b>	<b>29,8%</b>
		Obj Integral	26,41	5,00	0,04		0,49		
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>16,84</b>	<b>5,00</b>	<b>0,09</b>	0,71	<b>0,52</b>	<b>73,0%</b>	<b>27,0%</b>
		Obj Integral	16,20	5,00	0,04		0,56		



Tabela 11 - Valores ótimos e redução da vibração obtidos após otimização (continua)

Sismo	Modelo	Objetivo	Valores ótimos das variáveis			Valor Integral		%	%
			Função Objetivo	L <sub>OPT</sub> (m)	%M <sub>OP</sub> T	taxa $\xi_{OPT}$	Sem TMD	TMD Ótimo	vibração
Sismo	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>3,70</b>	<b>5,00</b>	<b>0,07</b>	1,34	<b>0,50</b>	<b>37,7%</b>	<b>62,3%</b>
		Obj Integral	3,75	5,00	0,07		0,51	37,8%	62,2%
Chi Chi	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>30,00</b>	<b>5,00</b>	<b>0,08</b>	41,16	<b>20,92</b>	<b>50,8%</b>	<b>49,2%</b>
		Obj Integral	30,00	5,00	0,06		21,85	53,1%	46,9%
	2	Obj Dmax	11,80	5,00	0,08	45,55	15,29	33,6%	66,4%
		<b>Obj Integral</b>	<b>11,79</b>	<b>5,00</b>	<b>0,07</b>		<b>15,51</b>	<b>34,0%</b>	<b>66,0%</b>
	3	Obj Dmax	3,85	5,00	0,06	36,69	8,10	22,1%	77,9%
		<b>Obj Integral</b>	<b>3,86</b>	<b>5,00</b>	<b>0,06</b>		<b>8,13</b>	<b>22,2%</b>	<b>77,8%</b>
Darfiel	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>30,00</b>	<b>5,00</b>	<b>0,11</b>	63,63	<b>27,96</b>	<b>43,9%</b>	<b>56,1%</b>
		Obj Integral	30,00	5,00	0,09		29,17	45,9%	54,1%
	2	Obj Dmax	12,95	5,00	0,10	67,14	24,21	36,1%	63,9%
		<b>Obj Integral</b>	<b>12,95</b>	<b>5,00</b>	<b>0,10</b>		<b>24,21</b>	<b>36,1%</b>	<b>63,9%</b>
	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>5,10</b>	<b>5,00</b>	<b>0,13</b>	15,14	<b>8,82</b>	<b>58,2%</b>	<b>41,8%</b>
		Obj Integral	5,28	5,00	0,12		9,09	60,0%	40,0%
Imperial Valley	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>30,00</b>	<b>5,00</b>	<b>0,14</b>	4,07	<b>3,46</b>	<b>84,9%</b>	<b>15,1%</b>
		Obj Integral	29,17	5,00	0,11		3,50	86,0%	14,0%
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>13,68</b>	<b>5,00</b>	<b>0,10</b>	7,97	<b>4,86</b>	<b>61,0%</b>	<b>39,0%</b>
		Obj Integral	13,13	5,00	0,04		5,51	69,2%	30,8%
	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>4,30</b>	<b>5,00</b>	<b>0,13</b>	2,49	<b>1,84</b>	<b>74,2%</b>	<b>25,8%</b>
		Obj Integral	4,29	5,00	0,13		1,85	74,2%	25,8%
Kobe	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>30,00</b>	<b>5,00</b>	<b>0,04</b>	2,05	<b>1,51</b>	<b>74,0%</b>	<b>26,0%</b>
		Obj Integral	30,00	5,00	0,01		1,55	75,7%	24,3%
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>13,49</b>	<b>5,00</b>	<b>0,06</b>	2,28	<b>1,29</b>	<b>56,7%</b>	<b>43,3%</b>
		Obj Integral	13,16	5,00	0,04		1,36	59,8%	40,2%
	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>4,48</b>	<b>5,00</b>	<b>0,08</b>	7,04	<b>2,59</b>	<b>36,7%</b>	<b>63,3%</b>
		Obj Integral	4,47	5,00	0,06		2,77	39,3%	60,7%
Kocaeli	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>26,21</b>	<b>5,00</b>	<b>0,01</b>	17,47	<b>12,66</b>	<b>72,5%</b>	<b>27,5%</b>
		Obj Integral	24,10	5,00	0,01		12,91	73,9%	26,1%
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>12,27</b>	<b>5,00</b>	<b>0,03</b>	20,06	<b>12,08</b>	<b>60,2%</b>	<b>39,8%</b>
		Obj Integral	11,25	5,00	0,01		13,13	65,4%	34,6%
	3	<b>Obj Dmax</b>	<b>3,79</b>	<b>5,00</b>	<b>0,07</b>	19,98	<b>7,38</b>	<b>36,9%</b>	<b>63,1%</b>
		Obj Integral	3,76	5,00	0,05		8,03	40,2%	59,8%
Northridge	1	<b>Obj Dmax</b>	<b>26,72</b>	<b>5,00</b>	<b>0,01</b>	10,12	<b>6,46</b>	<b>63,9%</b>	<b>36,1%</b>
		Obj Integral	23,47	5,00	0,01		7,13	70,5%	29,5%
	2	<b>Obj Dmax</b>	<b>13,49</b>	<b>5,00</b>	<b>0,08</b>	12,38	<b>6,49</b>	<b>52,4%</b>	<b>47,6%</b>
		Obj Integral	13,42	5,00	0,03		7,33	59,2%	40,8%
	3	Obj Dmax	4,83	5,00	0,10	4,35	2,11	48,4%	51,6%
		<b>Obj Integral</b>	<b>4,81</b>	<b>5,00</b>	<b>0,08</b>		<b>2,19</b>	<b>50,3%</b>	<b>49,7%</b>
Tohoku	1	Obj Dmax	29,03	5,00	0,06	42,42	13,93	32,8%	67,2%
		<b>Obj Integral</b>	<b>29,05</b>	<b>5,00</b>	<b>0,05</b>		<b>14,33</b>	<b>33,8%</b>	<b>66,2%</b>
	2	Obj Dmax	13,00	5,00	0,10	28,89	13,46	46,6%	53,4%
		<b>Obj Integral</b>	<b>12,95</b>	<b>5,00</b>	<b>0,09</b>		<b>13,69</b>	<b>47,4%</b>	<b>52,6%</b>

**Tabela 11** -Valores ótimos e redução da vibração obtidos após otimização (conclusão)

Sismo	Modelo	Objetivo	Valores ótimos das variáveis			Valor Integral		%	%
			Função Objetivo	L <sub>OPT</sub> (m)	%M <sub>OP</sub> <sub>T</sub>	taxa $\xi_{OPT}$	Sem TMD	TMD Ótimo	vibração
3	Obj Dmax	4,30	5,00	0,12	23,69	12,29	51,9%	48,1%	
	Obj Integral	4,26	5,00	0,12		12,30	51,9%	48,1%	

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.7. Deslocamento máximo da estrutura principal

Com referência à minimização do deslocamento máximo, nos casos estudados, observou-se que, quando o deslocamento máximo na estrutura sem TMD é produzido no início da vibração, após a colocação do TMD a minimização deste deslocamento, é pequena. Alguns casos, que apresentam este comportamento são o sismo de Chi Chi para os modelos 1 e 2, sismo Darfiel modelos 1,2 e 3 e Kobe modelos 1 e 2, onde a porcentagem de redução de deslocamento é menor a 13.0%.

Por outro lado, quando o deslocamento máximo da estrutura sem TMD é produzido ciclos após o início da vibração, neste estágio o TMD já toma controle da estrutura, podendo reduzir em até mais de 50% a amplitude de deslocamento, nesse ciclo de vibração.

Estes resultados são apresentados na **Tabela 12**, onde são comparados os deslocamentos máximos das estruturas sem TMD e com TMD ótimo em todo o regime forçado.

**Tabela 12** - Redução do deslocamento máximo em todo o regime forçado.

Sismo	Modelo	função Objetivo	Valores Ótimos das variáveis			Deslocamento Máximo		%	%
			L <sub>OPT</sub>	%M <sub>OPT</sub>	taxa $\xi_{OPT}$	Sem TMD	TMD ótimo	deslocament o max.	reduçã o
Angol	1	Obj Dmax	24,95	5,00	0,17	0,0428	0,0428	100,0 %	0,0%
	2	Obj Dmax	13,38	5,00	0,04	0,0498	0,0484	97,2%	2,8%
	3	Obj Dmax	4,62	5,00	0,05	0,1560	0,0759	48,7%	51,3%
Barranca	1	Obj Dmax	29,33	5,00	0,09	0,0316	0,0276	87,3%	12,7%
	2	Obj Dmax	16,84	5,00	0,09	0,0351	0,0333	94,9%	5,1%
	3	Obj Dmax	3,70	5,00	0,07	0,0641	0,0534	83,3%	16,7%
Chi Chi	1	Obj Dmax	30,00	5,00	0,08	1,2783	1,2739	99,7%	0,3%
	2	Obj Integral	11,79	5,00	0,07	1,5610	1,4837	95,0%	5,0%

**Tabela 12** - Redução do deslocamento máximo em todo o regime forçado (conclusão).

Sismo	Modelo	função Objetivo	Valores Ótimos das variáveis			Deslocamento Máximo		% desloca mento max.	% redução	
			$L_{OPT}$	% $M_{OPT}$	taxa $\xi_{OPT}$	Sem TMD	TMD ótimo			
Sismo	3	Obj Integral	3,86	5,00	0,06	1,4903	1,0759	72,2%	27,8%	
	Darfiel	1	Obj Dmax	30,00	5,00	0,11	2,0571	1,9675	95,6%	4,4%
		2	Obj Integral	12,95	5,00	0,10	2,1559	1,8865	87,5%	12,5%
	3	Obj Dmax	5,10	5,00	0,13	0,7589	0,7444	98,1%	1,9%	
Imperial Valley	1	Obj Dmax	30,00	5,00	0,14	0,2960	0,2750	92,9%	7,1%	
	2	Obj Dmax	13,68	5,00	0,10	0,4794	0,3209	66,9%	33,1%	
	3	Obj Dmax	4,30	5,00	0,13	0,3077	0,2749	89,3%	10,7%	
Kobe	1	Obj Dmax	30,00	5,00	0,04	0,2451	0,2441	99,6%	0,4%	
	2	Obj Dmax	13,49	5,00	0,06	0,2253	0,2226	98,8%	1,2%	
	3	Obj Dmax	4,48	5,00	0,08	0,3823	0,3064	80,1%	19,9%	
Kocaeli	1	Obj Dmax	26,21	5,00	0,01	1,2216	1,1485	94,0%	6,0%	
	2	Obj Dmax	12,27	5,00	0,03	1,5871	1,3369	84,2%	15,8%	
	3	Obj Dmax	3,79	5,00	0,07	1,3808	1,1146	80,7%	19,3%	
Northrid e	1	Obj Dmax	26,72	5,00	0,01	0,5315	0,4811	90,5%	9,5%	
	2	Obj Dmax	13,49	5,00	0,08	0,7300	0,6343	86,9%	13,1%	
	3	Obj Integral	4,81	5,00	0,08	0,4265	0,3722	87,3%	12,7%	
Tohoku	1	Obj Integral	29,05	5,00	0,05	0,5964	0,3376	56,6%	43,4%	
	2	Obj Integral	12,95	5,00	0,09	0,4609	0,4482	97,2%	2,8%	
	3	Obj Dmax	4,30	5,00	0,12	0,5414	0,4333	80,0%	20,0%	

Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.8. Comparação com outros autores

Como foi visto nas **Tabelas 5, 6 e 7**, um resumo dos valores obtidos para as variáveis de decisão para os 3 modelos são apresentados na **Tabela 13**, além disso, é apresentado também, a média dos valores ótimos obtidos por meio da otimização, para as variáveis de decisão dos 3 modelos para um intervalo de confiança de 95%.

**Tabela 13** – Média dos valores obtidos da otimização comparada com outros autores

Modelo	Outros Autores			Otimização		
	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$
Warburton	0,05	0,1098	33,171	0,05	0,08 ± 0,04	28,47 ± 1,29
Fujino-Abe	0,05	0,1098	32,342			
Sadek <i>et al.</i>	0,05	0,2182	32,342			
Modelo 2	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$
Warburton	0,05	0,1098	13,563			

**Tabela 13** - Média dos valores obtidos da otimização comparada com outros autores (conclusão)

Outros Autores				Otimização		
Fujino-Abe	0,05	0,1098	13,224	0,05	$0,07 \pm 0,017$	$13,43 \pm 0,93$
Sadek <i>et al.</i>	0,05	0,2182	13,224			
<b>Modelo 3</b>	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$	$\mu$	$\xi_{opt}$	$L_{opt}$
Warburton	0,05	0,1098	4,108	0,05	$0,09 \pm 0,02$	$4,33 \pm 0,31$
Fujino-Abe	0,05	0,1098	4,005			
Sadek <i>et al.</i>	0,05	0,2182	4,005			

**Fonte:** Elaborado pelo autor.

Onde,  $\mu$  é a relação de massas,  $\xi_{opt}$  é a taxa de amortecimento ótimo do TMD e  $L_{opt}$  é o comprimento ótimo do pêndulo do TMD.

Como pode-se observar nesta tabela, os resultados para a relação de massas são os mesmos, isto é, porque no caso dos autores a relação de massa é imposta de maneira conveniente, e no caso da otimização esse valor é colocado como limite superior, sendo atingido no processo da otimização, tornando a relação de massa como uma variável com restrição ativa.

Quanto ao comprimento ótimo do pêndulo, observa-se que no modelo 1 tem uma diferença de 4.00m aproximadamente, que pode se tornar considerável em alguns projetos. Para o caso do modelo 2, pode-se observar que o intervalo de confiança inclui os valores calculados pelos autores, e no caso do modelo 3 somente Warburton entra no intervalo de confiança, mas, a diferença com os outros autores é mínima.

No caso da taxa de amortecimento ótima do TMD, os valores obtidos pelos autores são 0,1098 e 0,2182, independente do modelo ou sismo. Em contrapartida, no caso do valor ótimo calculado pela otimização, ele varia com a variação de modelo e sismo selecionado.

A diferença entre os valores calculados pelos outros autores e os obtidos pela otimização, é que estes valores são calculados por meio de diferentes expressões conhecidas e partir de uma relação de massa imposta e ela não varia em função do carregamento, por outro lado os valores procedentes da otimização, todos eles são calculados no processo da aplicação de teorias de otimização, segundo as restrições impostas.

#### 4.9. Análise dos resultados gráficos

A seguir se apresenta uma descrição dos resultados gráficos, das respostas em deslocamento da estrutura principal de cada modelo submetido aos 9 sismos, comparando tanto com a resposta da estrutura sem TMD quanto com os valores iniciais das variáveis do TMD previa à otimização.

Do **Gráfico 39 ao 56**, são apresentadas primeiro as respostas no regime forçado para os 3 modelos. A seguir, no seguinte gráfico, se apresenta as respostas no regime total, com a finalidade de observar a influência do TMD otimizado, na resposta da estrutura principal em todo o régimen.

Os **Gráficos 39 e 40** correspondem às respostas da massa  $M$  dos 3 modelos submetidos ao sismo Angol, sendo o **Gráfico 39** a resposta dos modelos no régimen forçado.

No caso do Modelo 1, a resposta da estrutura sem TMD e a resposta com o TMD otimizado são praticamente coincidentes, este resultado foi apresentado na **Tabela 11**, onde se mostrou que a colocação do TMD otimizado produziu uma redução na vibração de 2,00%.

Para o modelo 2 pode-se apreciar uma redução na vibração, correspondente ao 25,7% na segunda metade do régimen forçado, nestes 2 modelos aplicação de um TMD ótimo, não conduz a uma redução de vibração considerável, comparado com a estrutura sem TMD.

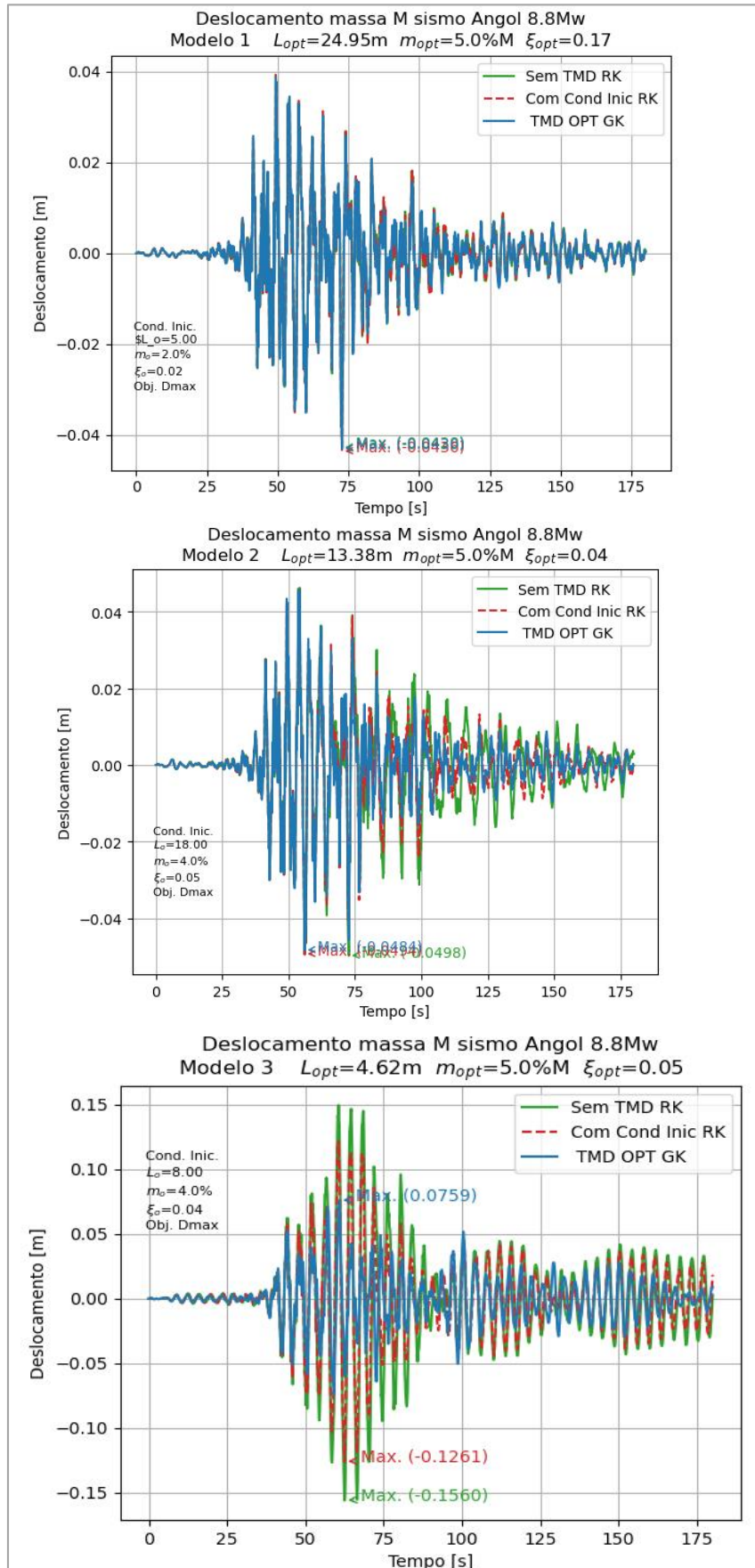
No caso do modelo 3, os valores ótimos das variáveis de decisão ( $L_{opt}=4,62m$ ;  $m_{opt}=5\%$  e  $\xi_{opt}=0,05$ ) conduzem a uma redução de vibração de 49% como mostrado na **Tabela 11**, nos **Gráficos 39 e 40**, pode-se apreciar a redução da amplitude de vibração em quase todos os ciclos da vibração forçada e inclusive no régimen de vibração livre (**Gráfico 40**).

É possível que a diferença na redução das respostas dos modelos 1 e 2, comparado com o modelo 3, seja devido ao conteúdo de frequências do sismo, pois, como foi mostrado no **Gráfico 8**, o período correspondente à maior frequência encontrada na análise de Fourier dos deslocamentos foi de 4,29s que é mais próxima à frequência do modelo 3 (3,82s).

Além disso, pode-se observar, que as amplitudes de vibração da estrutura sem TMD do modelo 3 são maiores, atingindo um máximo de 0,156m, comparado com a máxima amplitude do modelo 2 (0,0498m) e do modelo 3 (0,0430m).

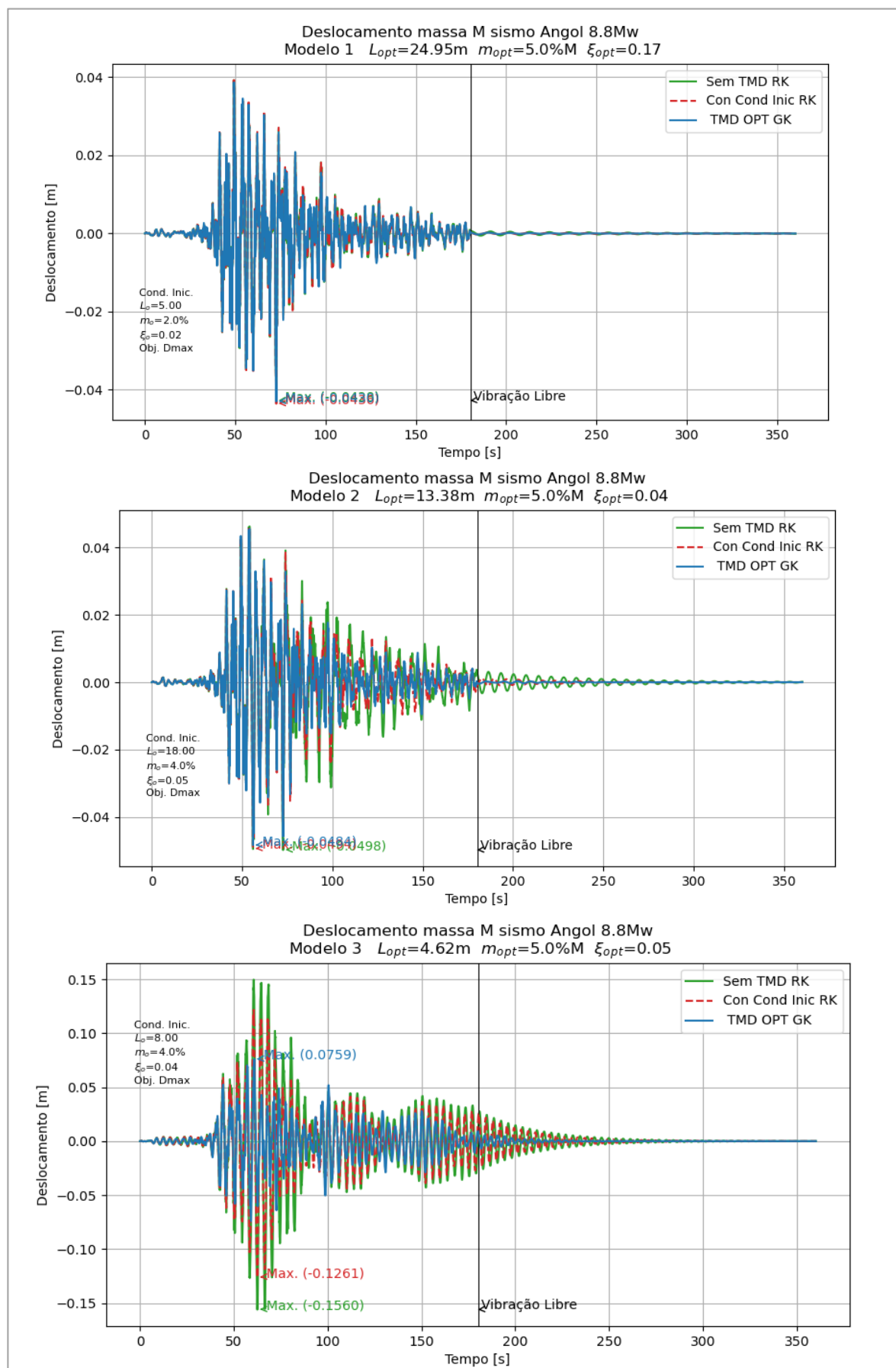
Para o caso do sismo de Barranca (**Gráficos 41 e 42**), se observa, que nos modelos 1 e 2 existe uma redução de vibração na parte final do regime forçado, mas esta otimização conduz a amplitudes maiores em vibração livre, conforme no **Gráfico 42**. Deste modo, a otimização resolve o problema somente no regime forçado. Já para o modelo 3, como foi mostrado na **Tabela 11** a otimização reduz a vibração em 62,3%, sendo ótimo inclusive em vibração livre.

**Gráfico 39** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Angol no regime da vibração forçada.



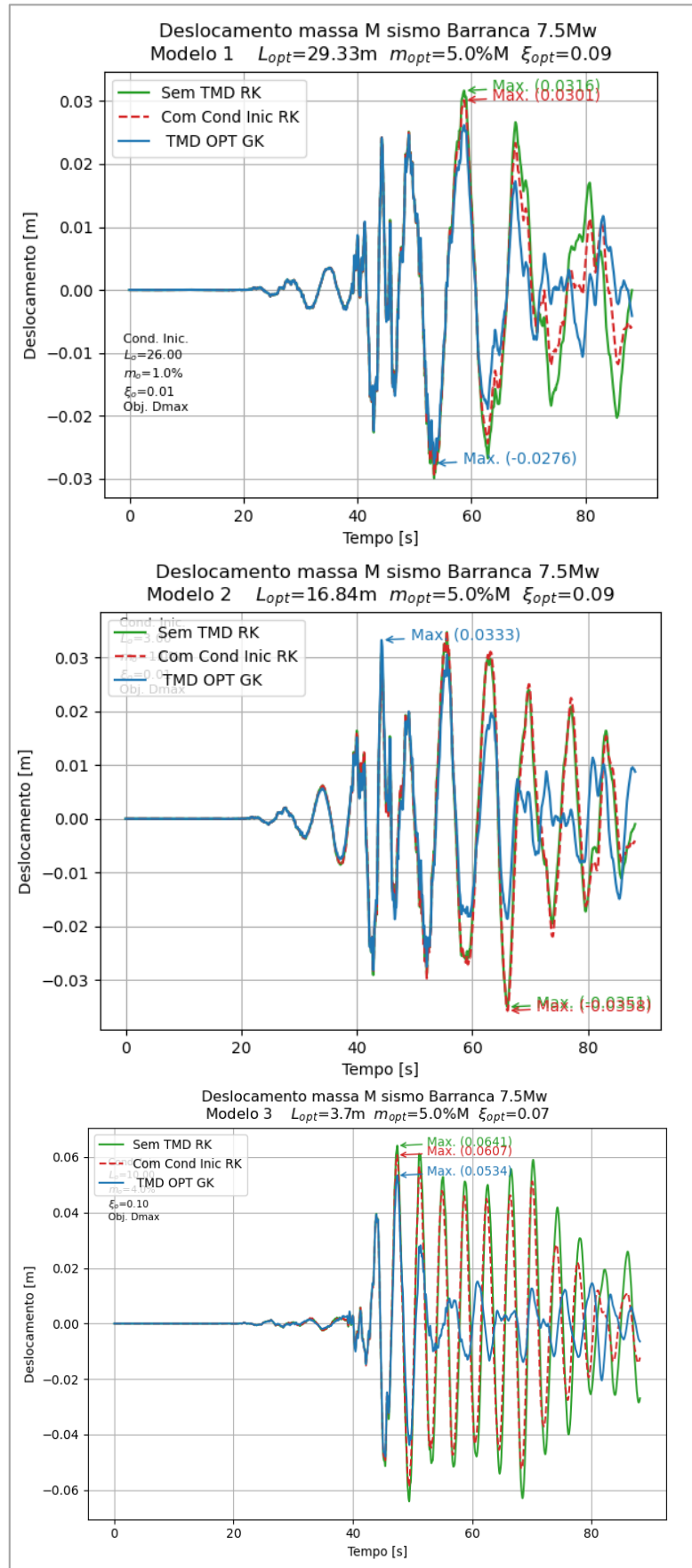
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 40** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Angol.



Fonte: Elaborado pelo autor.

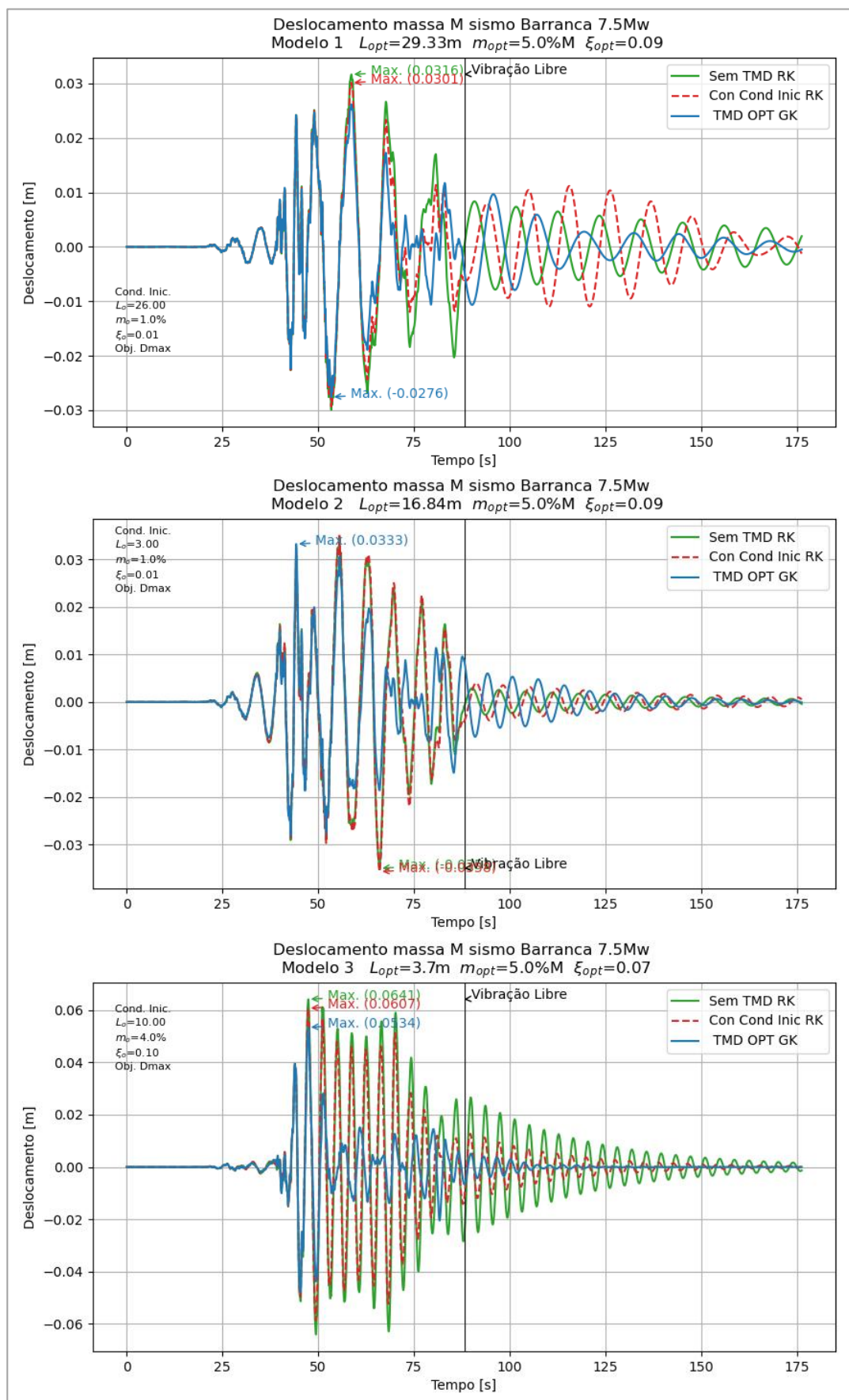
**Gráfico 41** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Barranca no regime vibração forçada.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.



Gráfico 42 – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Barranca.



Fonte: Elaborado pelo autor.

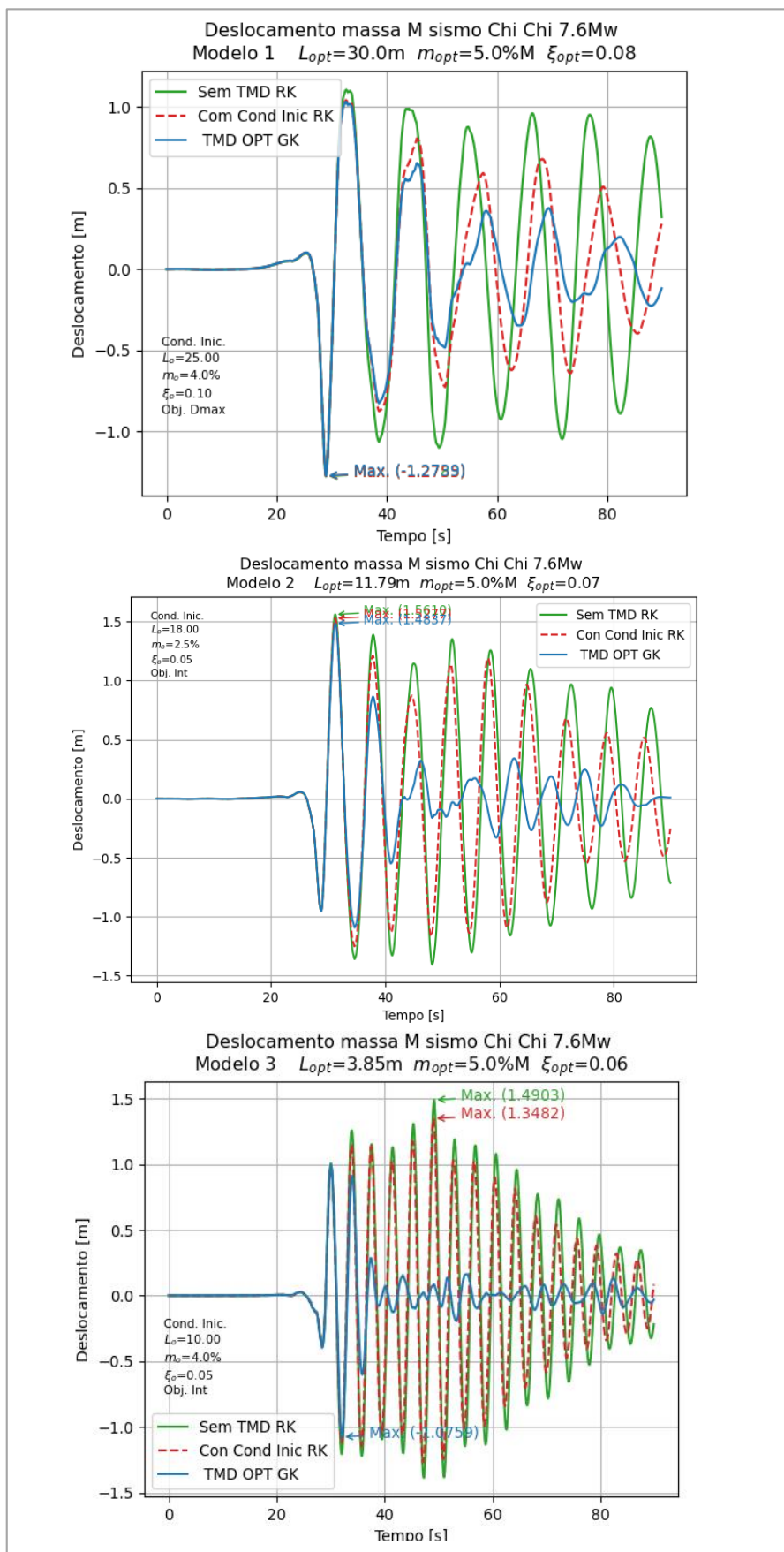
Para o caso do sismo Chi Chi (**Gráficos 43 e 44**), observa-se que, nos 3 modelos a otimização minimizou de forma notável as vibrações, incluindo no regime de vibração livre. Foi possível minimizar, segundo a **Tabela 11** até 77,8% da vibração no modelo 3. Um outro aspecto a observar é que as amplitudes de vibração dos modelos sem TMD para este sismo são até 10 vezes maiores que para os sismos de Barranca e Angol.

Para o caso do sismo Darfiel (**Gráficos 45 e 46**), os resultados da otimização produziram uma redução superior a 50% nos 3 modelos, incluindo no regime de vibração livre, sendo o melhor caso o modelo 2 com 62,9% de redução da vibração. Observa-se também que neste caso o modelo mais amortecido (modelo 2) foi o modelo que teve maior amplitude de vibração no modelo sem TMD (2,1559m).

Quanto ao sismo de Imperial Valley (**Gráficos 47 e 48**), pode-se observar que no modelo 1 a redução de vibração no regime forçado, como mostrado na **Tabela 11** é de 15%, embora observa-se também redução de vibração no régimen de livre. No modelo 2 a redução de vibração foi superior (39%), produzindo inclusive um benefício maior no régimen de vibração livre. Quanto ao modelo 3, a redução de vibração foi mínima, inclusive no regime de vibração livre, portanto a colocação de um TMD neste caso não contribui com minimizar as vibrações. Observou-se também que para este sismo, o período mais importante encontrado no análise de Fourier dos deslocamentos (8,00s), foi o período mais próximo a o período do Modelo 2 (6,95s) onde se obteve maior redução da vibração.

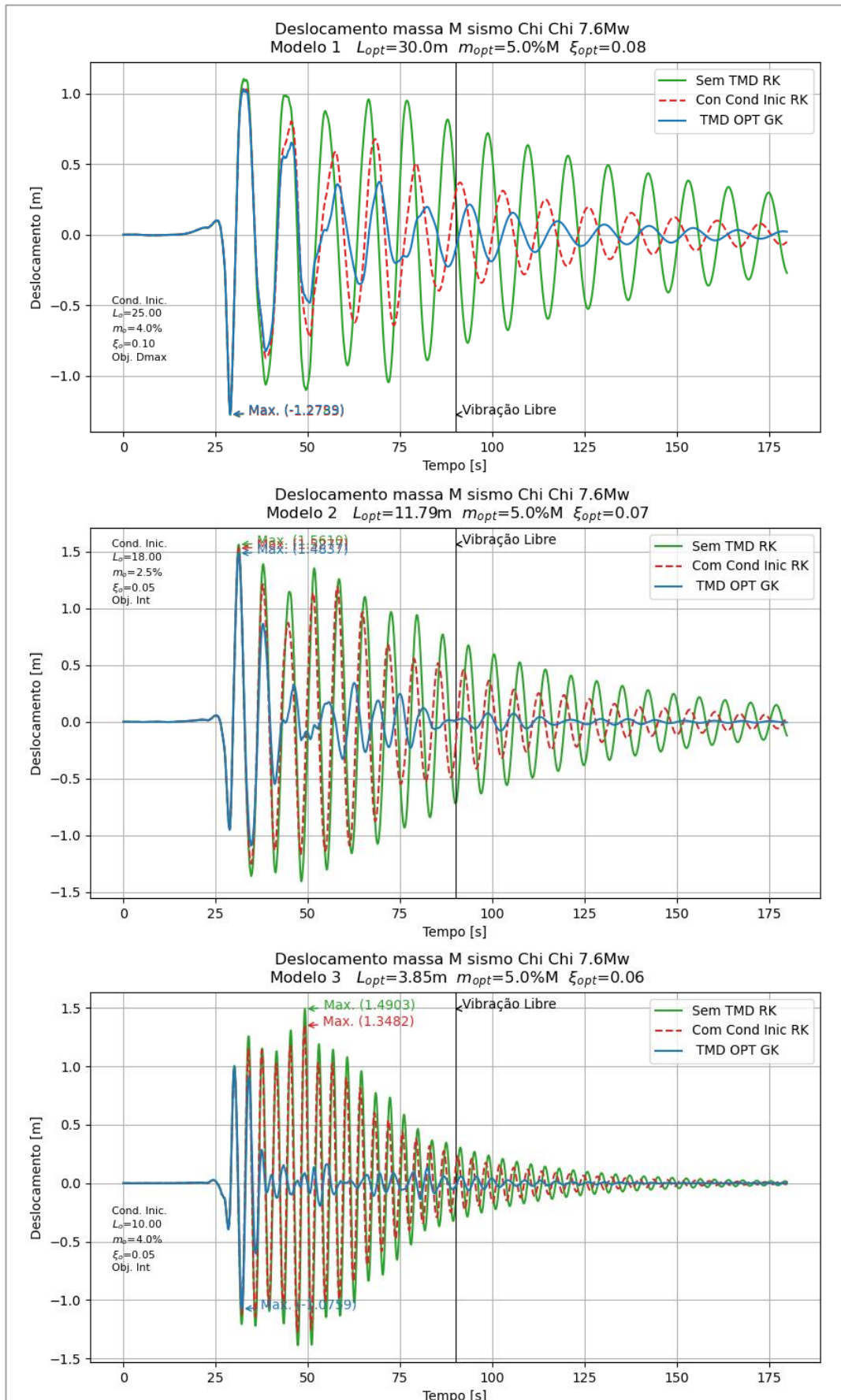
Para o caso do sismo de Kobe (**Gráficos 49 e 50**), melhores resultados foram obtidos nos modelos 2 e 3, pois conseguiu-se reduzir a vibração em ambos regímenes, reduzindo a vibração em 43% no modelo 2 e 63%, no caso do modelo 3. Já no modelo 1 ocorreu redução da vibração nos últimos ciclos do regime forçado (26%), más estes valores ótimos não produzem uma redução de vibração significativa no régimen de vibração livre, comparado com a estrutura sem TMD.

**Gráfico 43** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Chi Chi no regime vibração forçada.



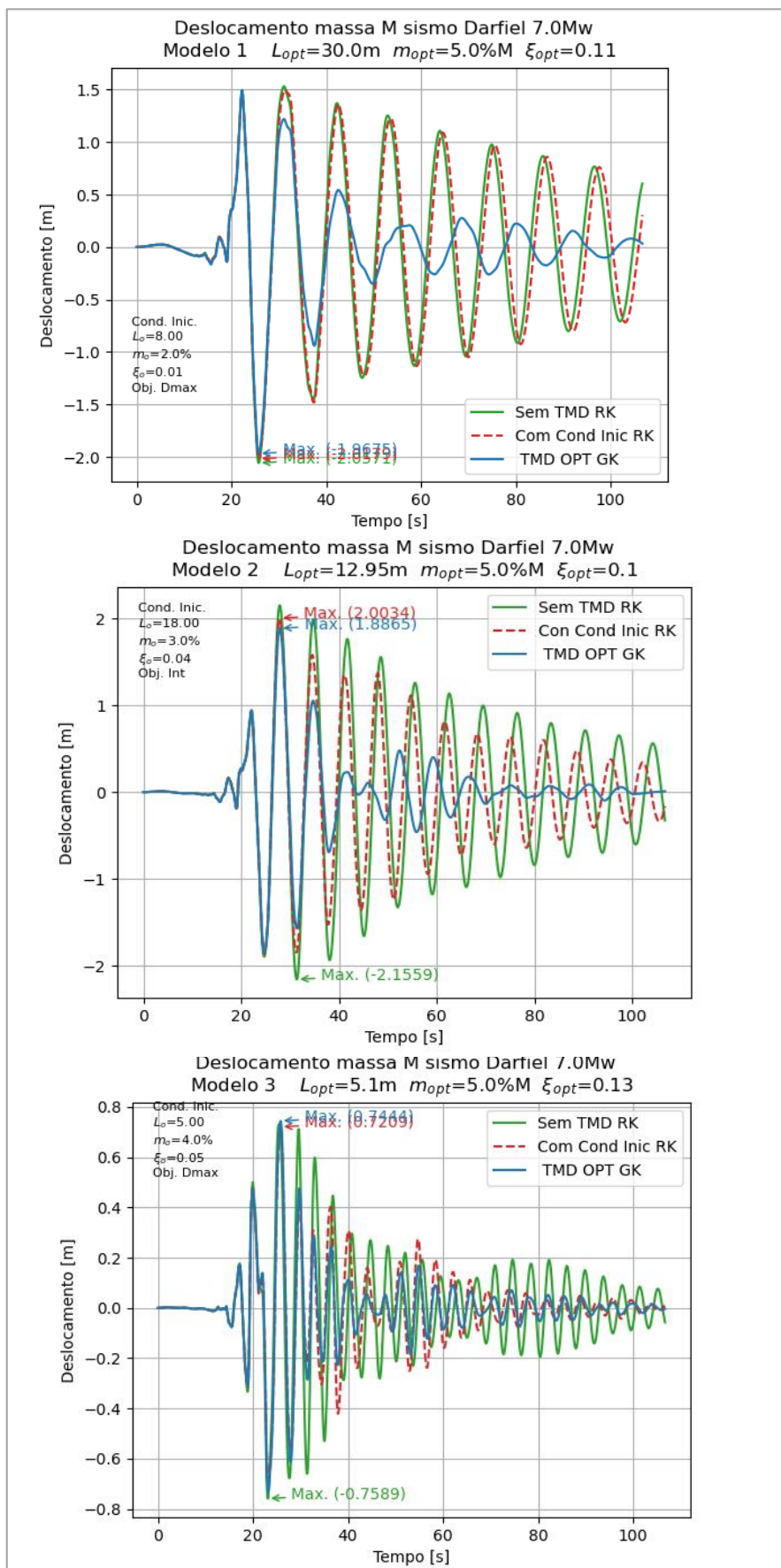
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 44** –Resposta total com TMD otimizado para o sismo Chi Chi.



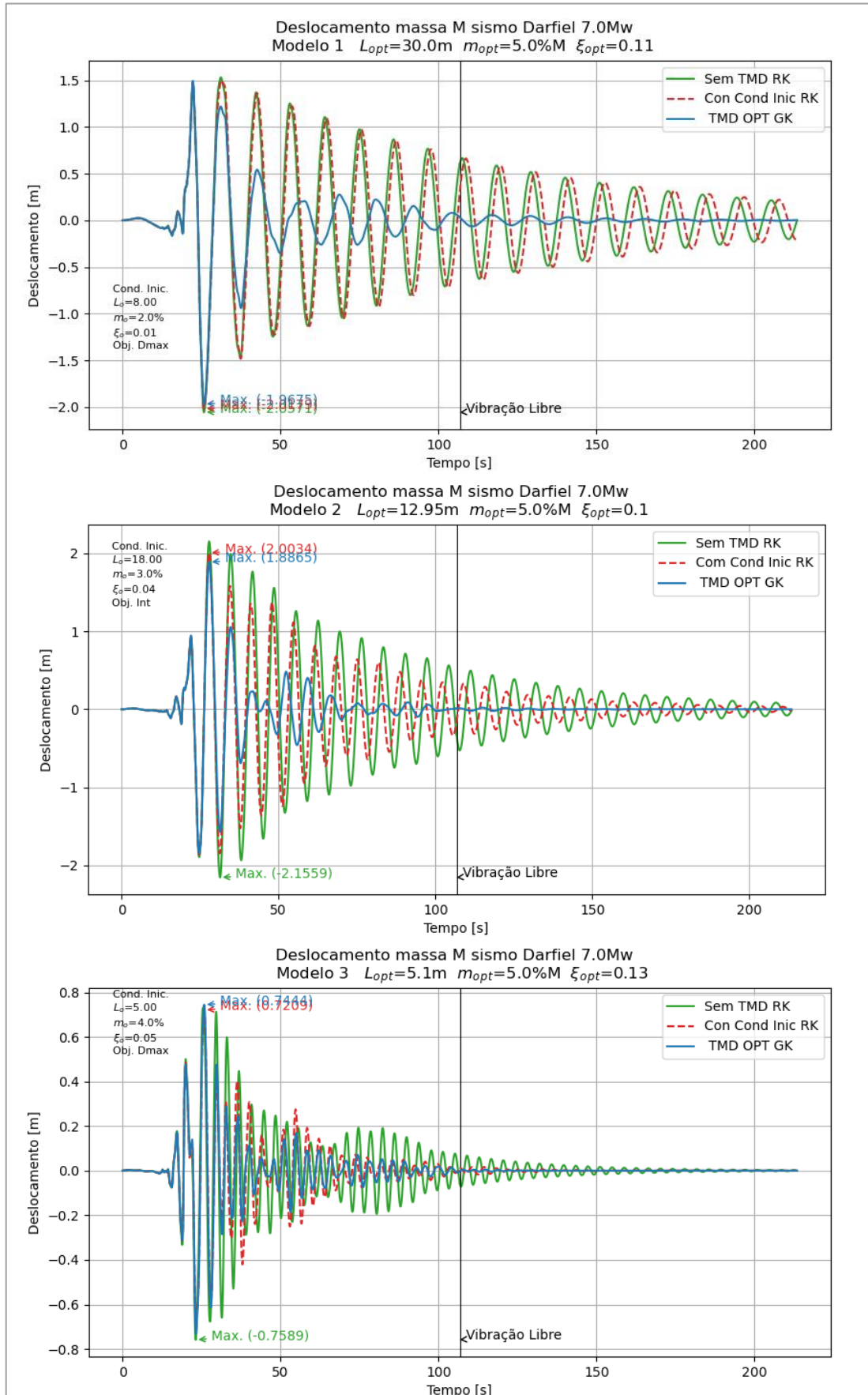
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 45** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Darfiel no regime vibração forçada.



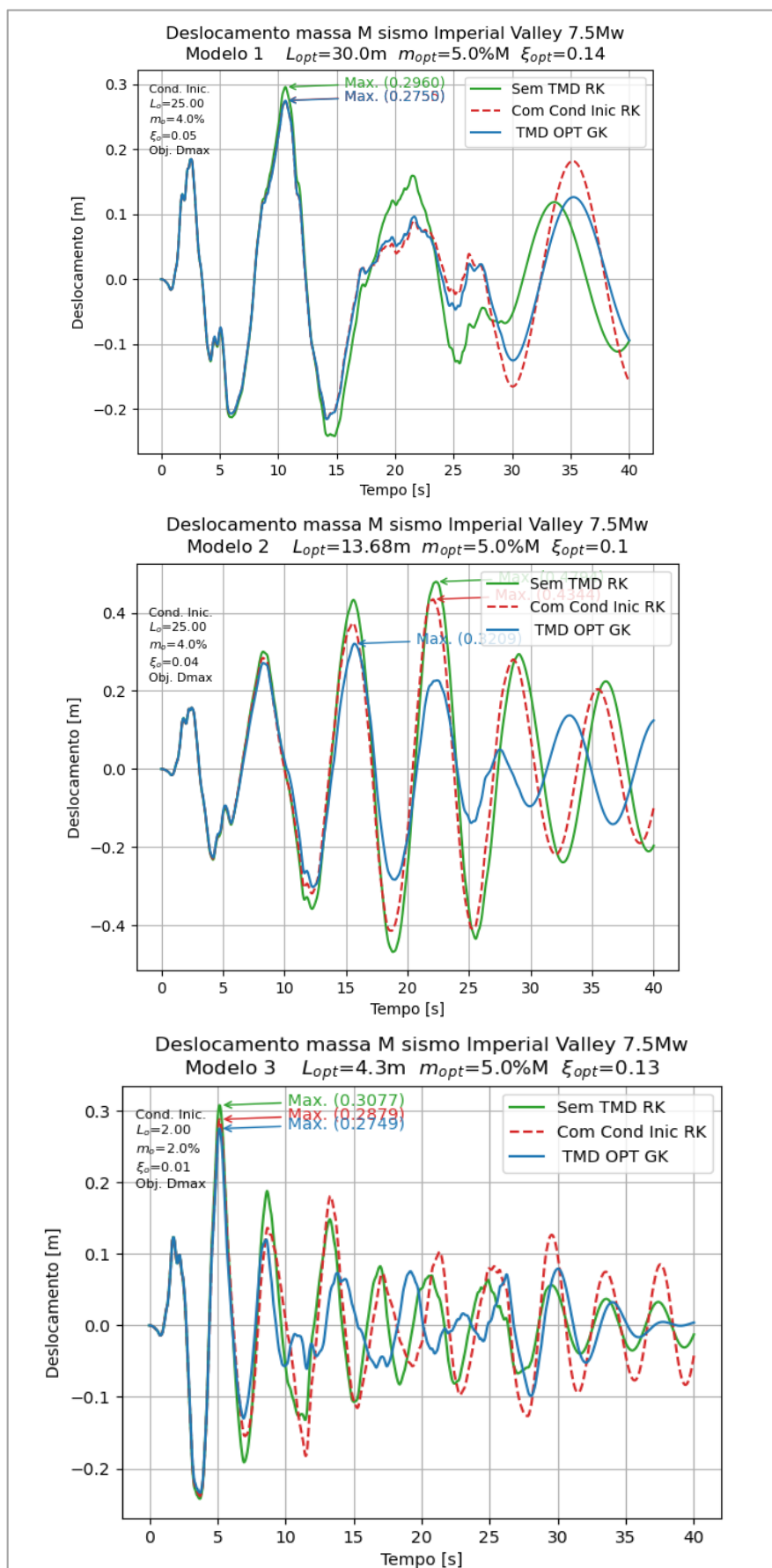
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 46** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Darfiel.



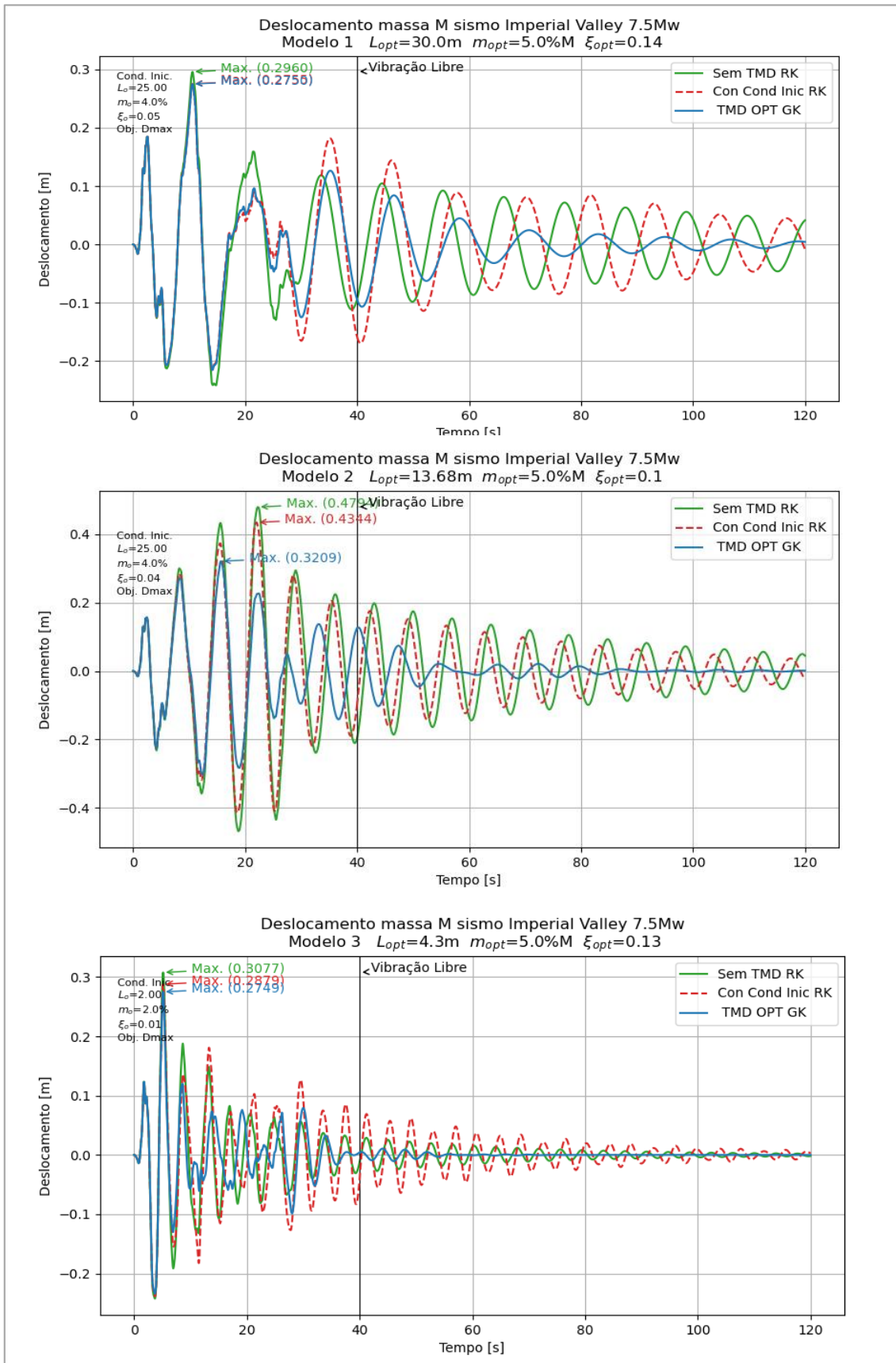
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 47** – Resposta com TMD otimizado para o sismo I. Valley. no regime forçado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

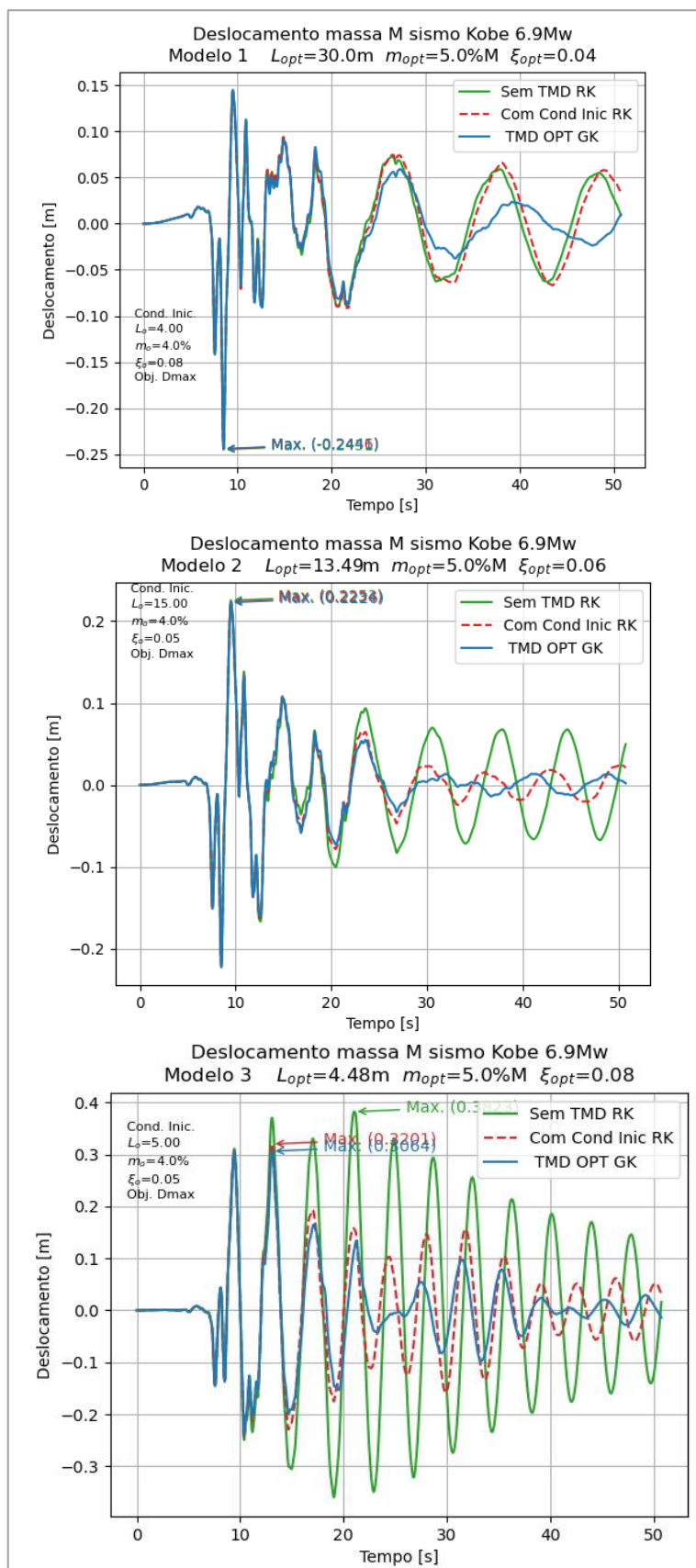
**Gráfico 48** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Imperial Valley.



Fonte: Elaborado pelo autor.

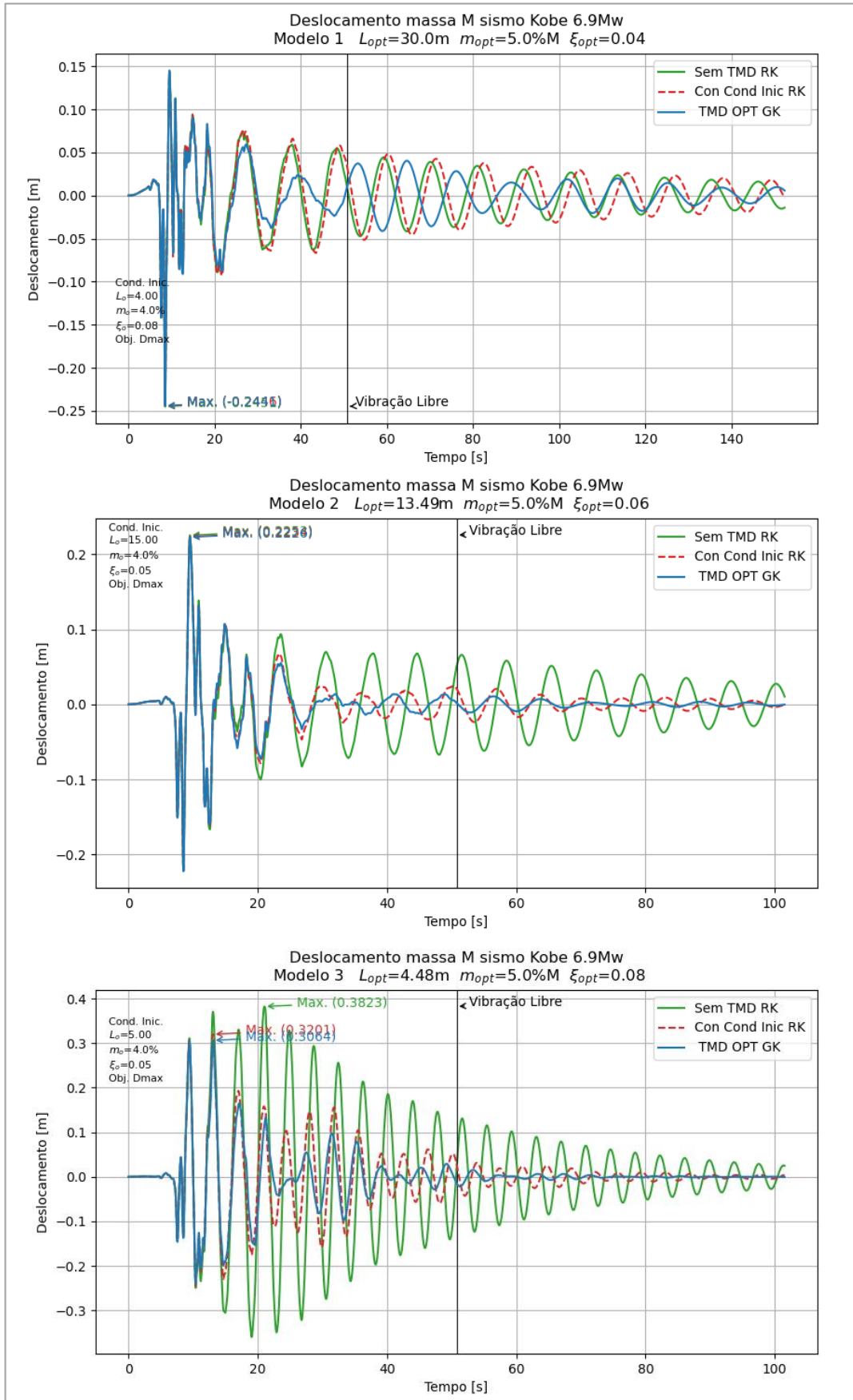


**Gráfico 49** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Kobe no regime de vibração forçada.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

**Gráfico 50** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Kobe.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.

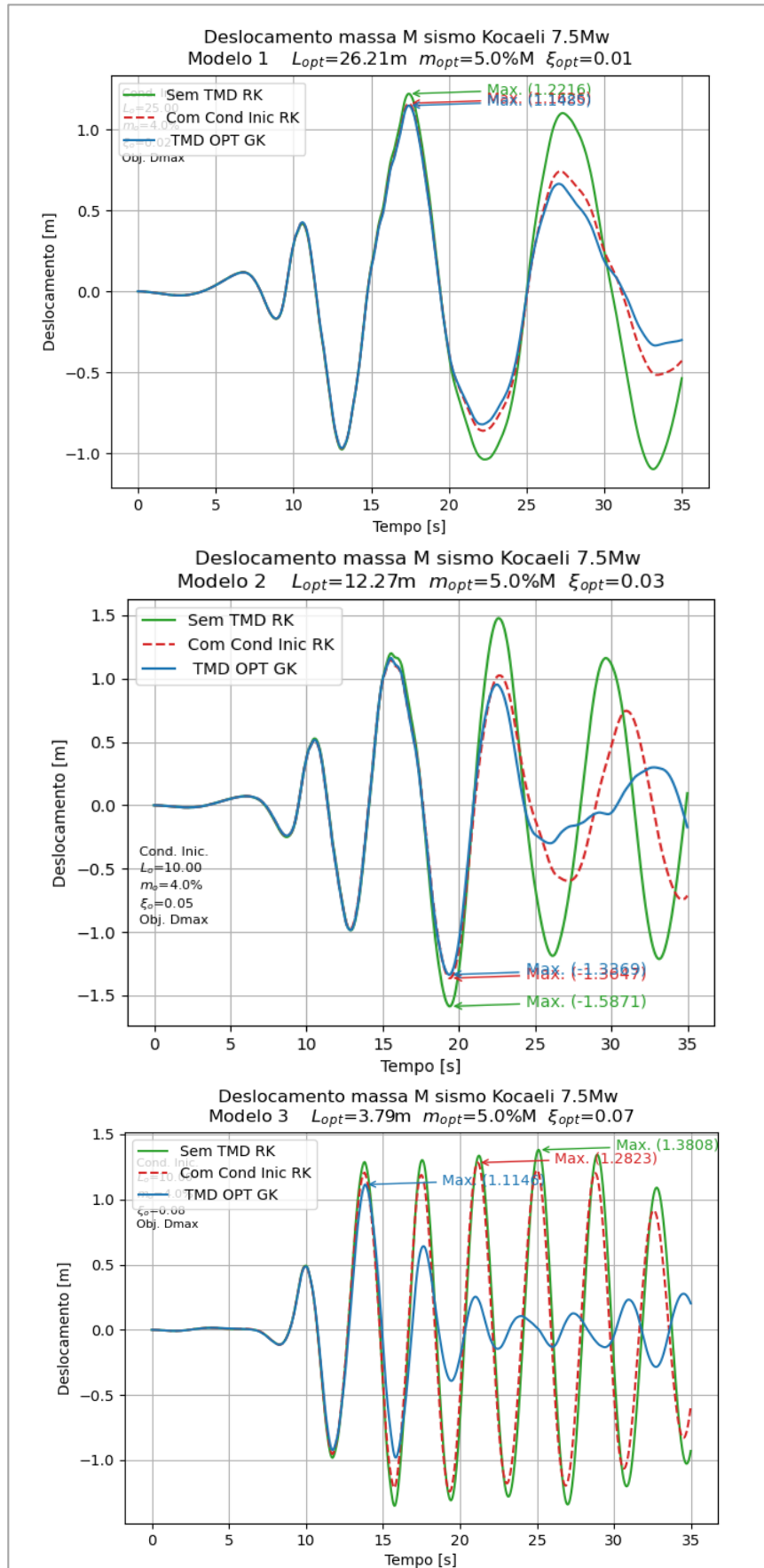
Para o caso do sismo Kocaeli (**Gráficos 51 e 52**), foram obtidos melhores resultados para os modelos 2 e 3, conseguindo reduzir a vibração em 39,8% no modelo 2 e 63,1 no modelo 3%. Os valores ótimos obtidos, também conduzem a uma redução na vibração no regime livre. Quanto ao modelo 1 reduziu-se a vibração no regime forçado, mas, no livre não houve redução significativa comparado com a vibração da estrutura sem TMD.

No caso do sismo de Northridge (**Gráficos 53 e 54**), os resultados foram similares aos do sismo de Kocaeli em que no modelo 1 foi possível otimizar reduzir a vibração apenas no regime forçado. Nos modelos 2 e 3 os resultados são ótimos incluindo o regime de vibração livre, reduzindo a vibração em 49,7% no modelo 3 e 47,6% no caso do modelo 2.

Finalmente no sismo Tohoku (**Gráficos 55 e 56**), os valores ótimos obtidos para as variáveis de decisão dos 3 modelos reduziram as vibrações em 66,2%, 52,6% e 48,1%, para os modelos 1,2 e 3 de maneira correspondente.

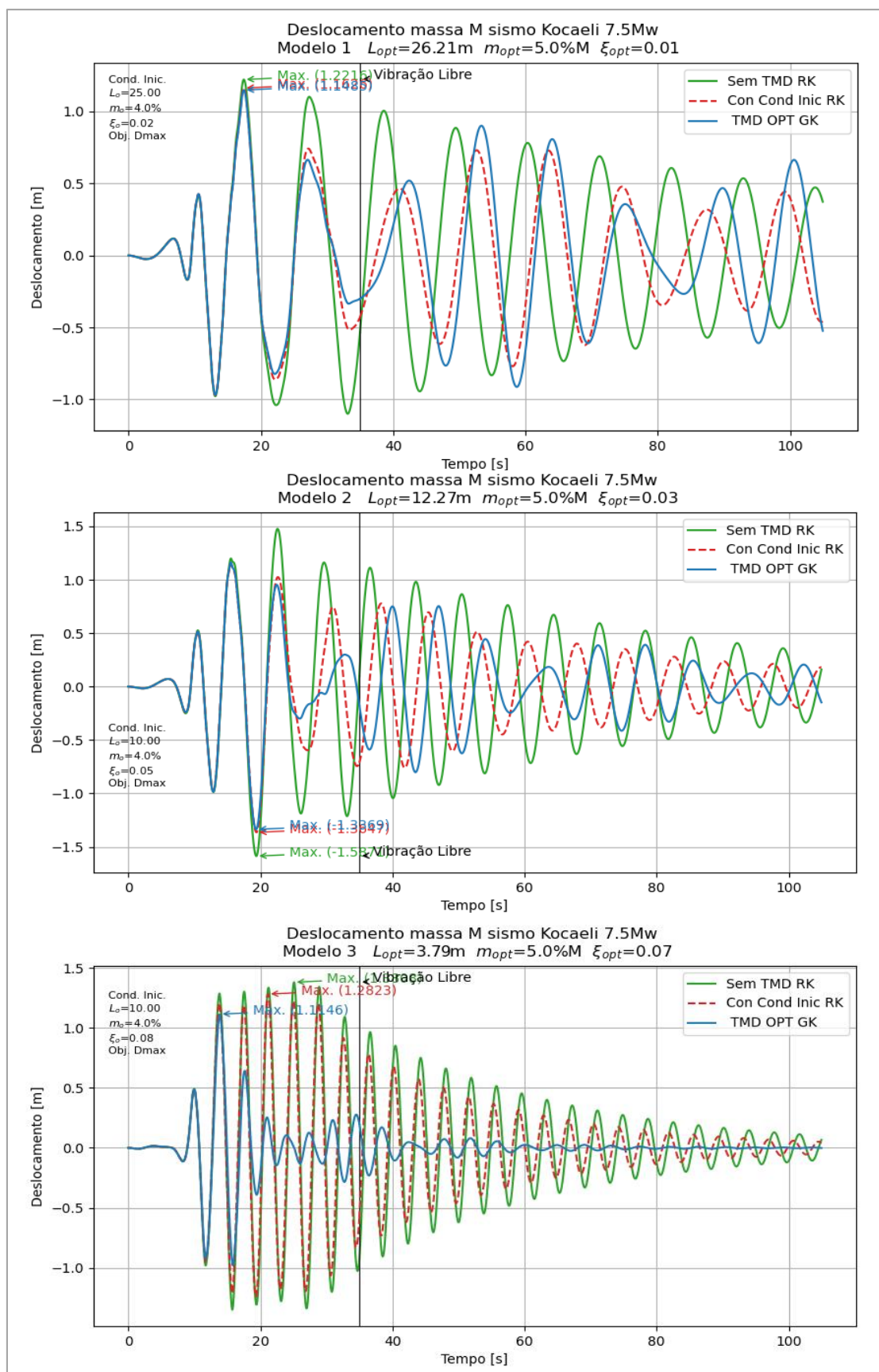
Dos 27 casos estudados neste trabalho, mais de 37% tiveram uma redução da vibração superior a 50%, mais de 70% tiveram uma redução superior a 30%, e somente 1 caso teve uma redução da vibração menor a 10%.

**Gráfico 51** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Kocaeli no regime de vibração forçada.



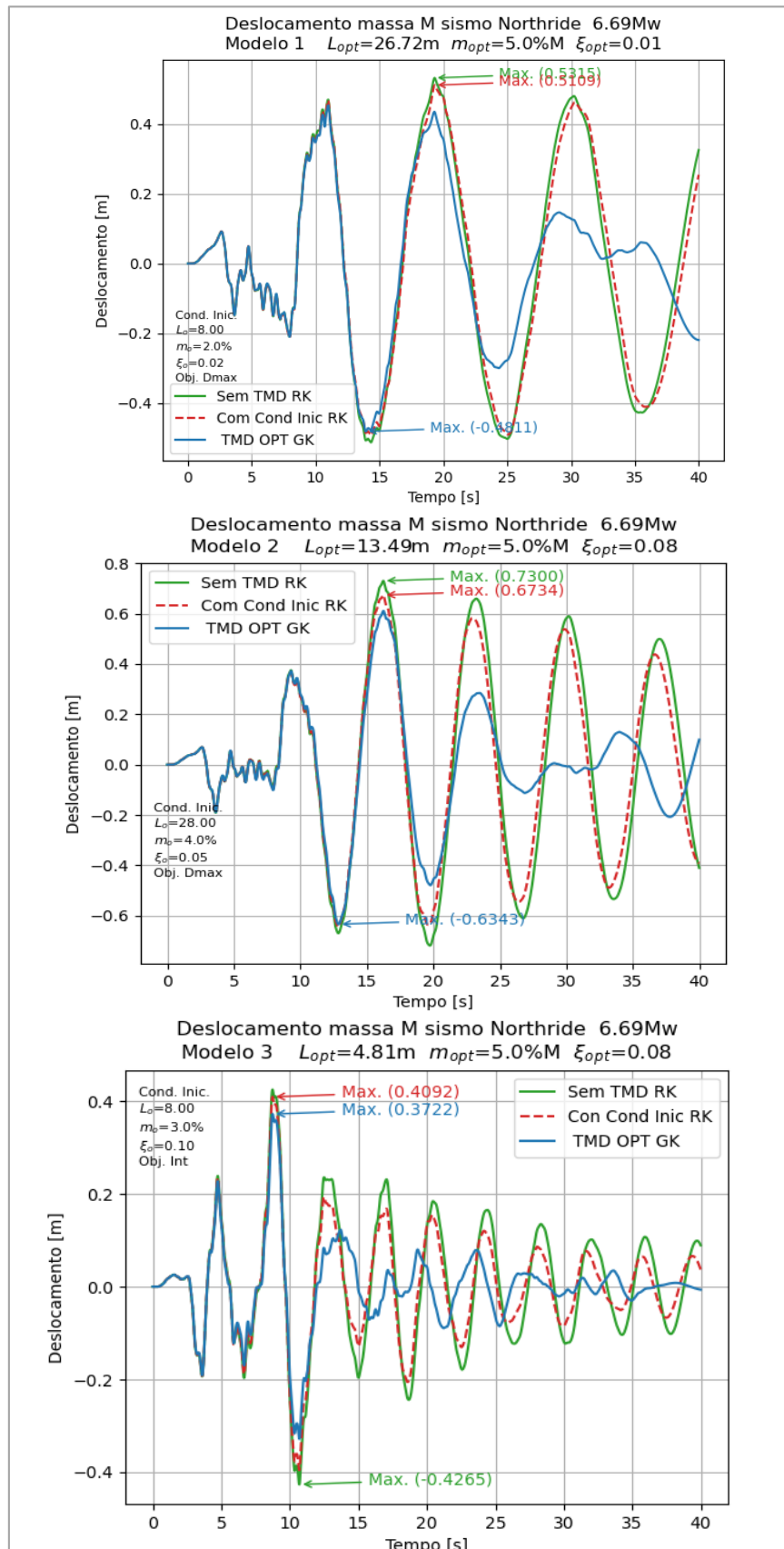
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 52** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Kocaeli.



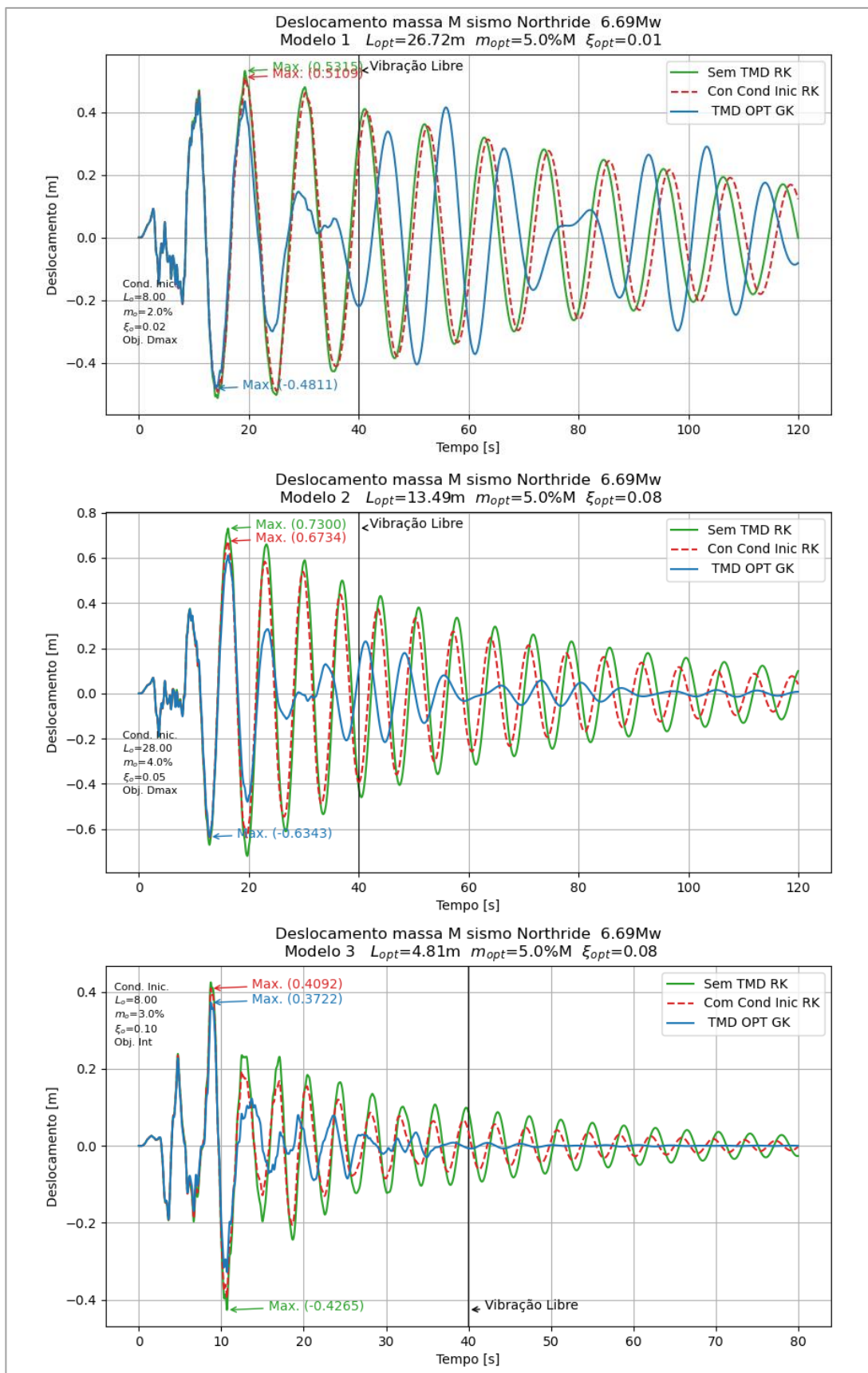
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 53** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Northride no regime vibração forçada.



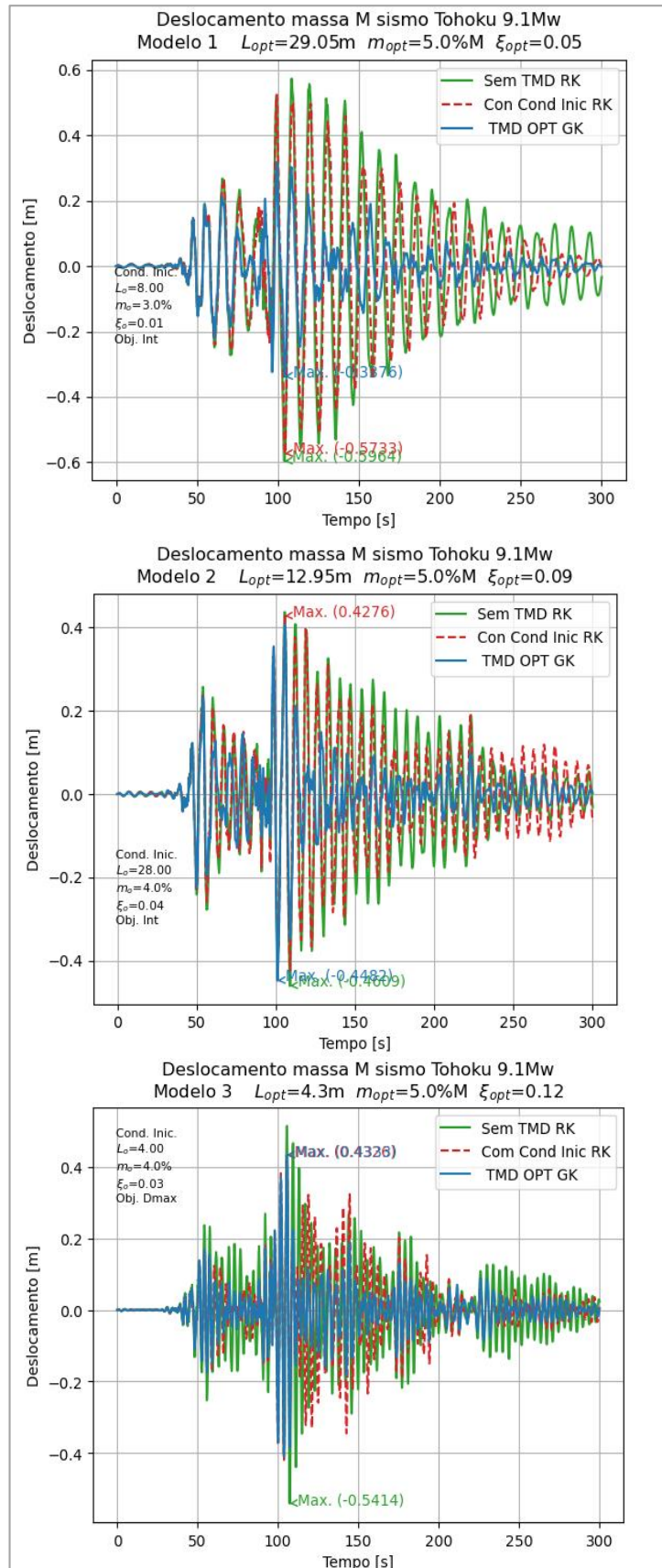
Fonte: Elaborado pelo autor.

**Gráfico 54** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Northride.



Fonte: Elaborado pelo autor.

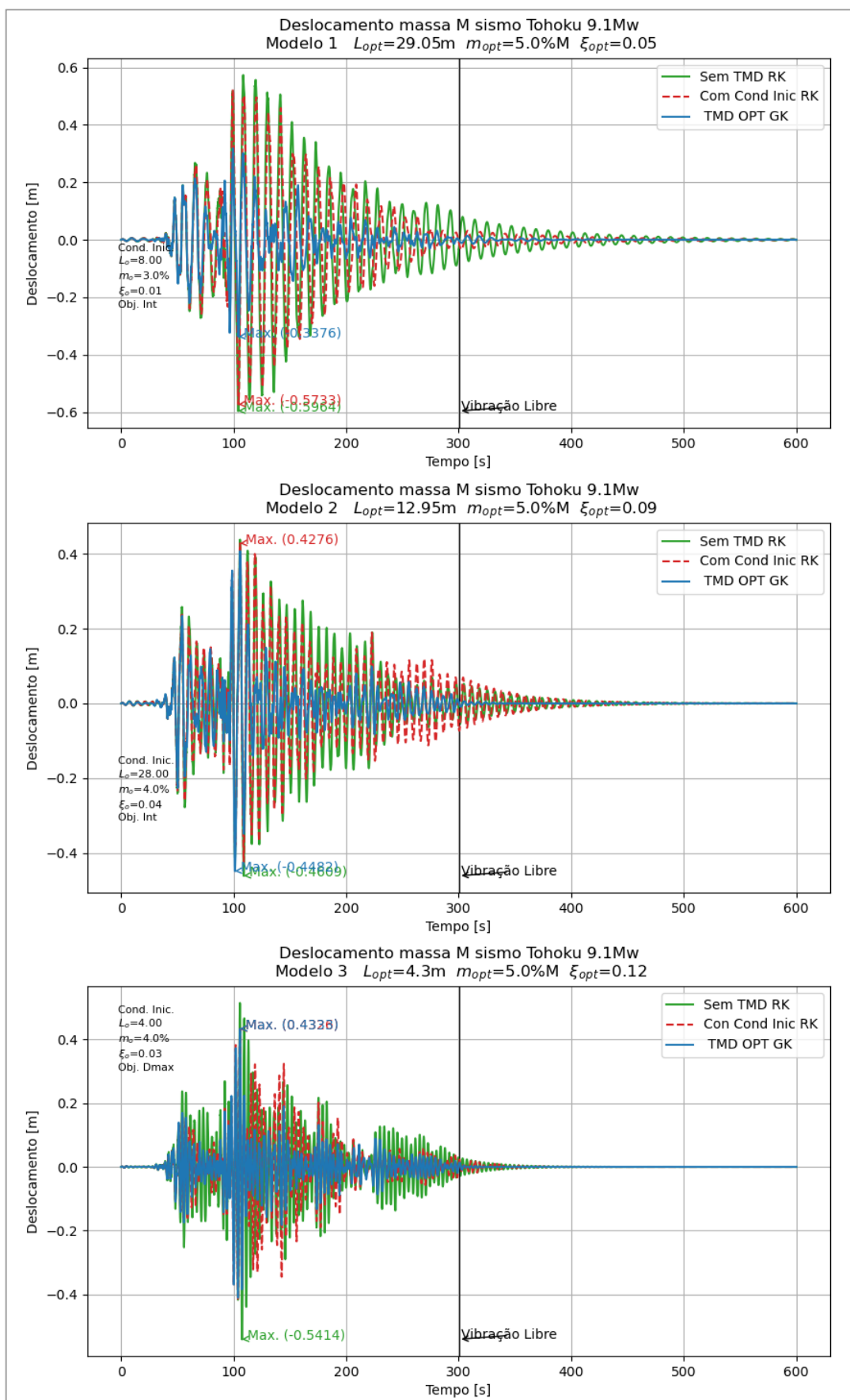
**Gráfico 55** – Resposta com TMD otimizado para o sismo Tohoku no regime vibração forçada.



**Fonte:** Elaborado pelo autor.



**Gráfico 56** – Resposta total com TMD otimizado para o sismo Tohoku.



Fonte: Elaborado pelo autor.



## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A colocação de um TMD com características ótimas, conduziu à redução da vibração da estrutura principal.

Na maioria dos casos, quando a amplitude de vibração da estrutura foi maior do que 0.10m o TMD ótimo, atingiu maior efetividade na redução das vibrações.

No caso da minimização do deslocamento máximo, observou-se que quando o deslocamento máximo da estrutura principal, é atingido no início ou nos primeiros ciclos da vibração forçada, o TMD ótimo não minimiza de forma notável este deslocamento máximo. Por outro lado, quando o deslocamento máximo da estrutura é produzido nos ciclos após o início da vibração, o TMD conduz a uma redução maior do deslocamento nesse ciclo de vibração (como os casos Chi Chi modelo 3 e Kocaeli modelo 3). Isto é devido a que existe um transiente no início da vibração onde o movimento da estrutura principal e do TMD é no mesmo sentido, e ciclos após a força de inercia do TMD é contrária à força de inercia da estrutura principal.

Uma vantagem observada no uso das teorias de otimização para este estudo, foi que não precisou da utilização das expressões citadas por outros autores (**Quadro 04**), o processo da otimização atingiu valores similares aos propostos por estes autores, com exceção dos valores da taxa de amortecimento do TMD, que pode ser devido a que as expressões dos autores não consideram um carregamento específico e no caso da otimização, esta é feita para cada sismo (carregamento) selecionado.

As frequências com maior incidência, obtidas da análise de Fourier das acelerações, não produziram os deslocamentos máximos na estrutura, no período correspondente, o que é mostrado nos espectros de resposta, fato que é o esperado como efeito de ressonância.

Em cambio as frequências obtidas da análise de Fourier dos deslocamentos, são mais próximos das frequências com maior deslocamento, mostradas no espectro de resposta.

Para os sismos estudados neste trabalho, o modelo que sofreu menores deslocamentos foi o modelo 1 ( $T=10,87s$ ), devido a que os deslocamentos máximos que produzem estes sismos são atingidos em períodos menores ao deste modelo ou suas frequências são afastadas da frequência natural do modelo 1, por outro lado como indicado na introdução, estruturas super altas são mais sensíveis aos carregamentos produzidos pelo vento.

Como estudos a seguir a esta pesquisa poderia ser realizada a otimização do TMD de estruturas super altas com carregamento de vento, também é possível continuar o estudo em estruturas que não tenham uma seção transversal regular, de forma que os períodos predominantes da estrutura fossem diferentes em cada direção.

Recomendasse também como continuação deste trabalho a otimização de uma estrutura com mais graus de liberdade e a implementação de mais de um TMD em diferentes alturas do edifício, com a finalidade de controlar outros modos de vibrar.

## 6. REFERÊNCIAS

ARORA, J. S., **Introduction to Optimal Design**, Mc Graw-Hill, 1989.

ARORA, J. S.; Chahande, A. I.; Paeng J. K.; **Multiplier Methods for Engineering Optimization**. *International Journal for numerical methods in engineering*, v. 32, p. 1485-1525, 1991.

ARORA, R. K., **Optimization: Algorithms and applications**, CRC press, 2015.

BEAL L. D. R., Hill D. C., Martin R. A., e Hedengren J. D., **Gekko optimization suite**, Processes, 2018.

BEKDAŞ, G.; NIGDELI, S. **Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies**. *International Journal of Mechanical Sciences*, v. 71, p. 68-84, 2013.

BERNAL, D., DOHLER, M., KOJIDI, S.M., KWAN, K., LIU, Y., **First mode damping ratios for buildings**. *Earthquake Spectra*, v. 31, n. 1, p. 367-381, 2015.

BOMMER, J. J.; ACEVEDO, A. B., **The use of real earthquake accelerograph TMD as input to dynamic analysis**. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 8, n. spec01, p. 43-91, 2004.

BRASIL, R. M. L. R. D.; SILVA, M. A. D., **Otimização de projetos de engenharia**, Editora Blucher, 2019.

BROWN, B.; SINGH, T., **Minimax design of vibration absorbers for linear damped systems**. *Journal of Sound and Vibration*, v. 330, n. 11, p. 2437-2448, 2011.

BUYS J. D., **Dual algorithms for constrained optimization problems**, Doctorate Dissertation, University of Leiden, Netherland, 1972.

CHOPRA A. K., **Dynamics of Structures theory and applications to earthquake engineering**, 5ed., 944p., 2020

CISMID, El Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres disponível em <http://www.cismid.uni.edu.pe/>, acessado em 10 de dezembro 2021.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J., **Dynamics of Structures**, (3rd). Computers & Structures, Inc., California, p. 342-344, 2003.

CONNOR, J. J., **Introduction to Structural Motion Control**, p. 752, Inc. 23, 2003.

CRUZ, C., **Evaluation of Damping Ratios Inferred from the Seismic Response of Buildings**, PhD Thesis Stanford University, California, 2017.

CRUZ, C., MIRANDA, E, **Evaluation of damping ratios for the seismic analysis of tall buildings**. *Journal of structural engineering*, v. 143, n. 1, p. 04016144, 2017.

CTBUH **World's Tallest Buildings with Dampers**, 2018, disponível em [https://global.ctbuh.org/resources/papers/3788-Journal2018\\_IssueIII\\_TBIN.pdf](https://global.ctbuh.org/resources/papers/3788-Journal2018_IssueIII_TBIN.pdf), acessado em 10 de dezembro 2021.

CTBUH, **Tall Buildings in 2021: COVID-19 Contributes to Dip in Year-On-Year Completions**, 2021, disponível em <https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/4379-tall-buildings-in-2020-covid-19-contributes-to-dip-in-year-on-year-completions.pdf>, acessado em 10 de dezembro 2021.

CTBUH, **Completed buildings in the world**, 2021, disponível em [https://www.skyscrapercenter.com/quick-lists#q=&page=1&type=building&status=COM&min\\_year=0&max\\_year=9999&region=0&country=0&city=0](https://www.skyscrapercenter.com/quick-lists#q=&page=1&type=building&status=COM&min_year=0&max_year=9999&region=0&country=0&city=0) acessado em 10 de dezembro 2021.

CTBUH, **Height criteria for measuring & defining tall buildings**, 2021, disponível em [https://cloud.ctbuh.org/CTBUH\\_HeightCriteria.pdf](https://cloud.ctbuh.org/CTBUH_HeightCriteria.pdf) acessado em 10 de dezembro 2021.

ELIAS, S.; MATSAGAR, V. **Wind response control of tall buildings with a tuned mass damper**. J Build Eng 15: 51–60. 2018.

ESPINOZA, G.; NEIRA, D.; CIFUENTES, A. **Análisis de un amortiguador de masa sintonizado óptimo en estructuras asimétricas no lineales**, Obras y Proyectos 23, p. 39-54. 2018.

FLETCHER, R. **Practical Methods of optimization**. New York: Wiley 1985.

FRITZ, W.P., JONES, N.P., IGUSA, T., **Predictive models for the median and variability of building period and damping**. Journal of structural engineering, v. 135, n. 5, p. 576-586, 2009.

GARRIDO, B. I. **Amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos en Chile**. 2016.

GENSLER/ CTBUH , 2021a, **Shanghai Tower**, Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/shanghai-tower/56> acessado em 23 de março 2021.

GENSLER/ CTBUH , 2021b, **Taipei 101**, Disponível em: <https://www.skyscrapercenter.com/building/taipei-101/117> acessado em 23 de março 2021.

GÓMEZ, D.; MARULANDA, J.; THOMSON, P. **Control systems for dynamic loading protection of civil structures**. Dyna, v. 75, n. 155, p. 77-89, 2008.

GUTIERREZ M. S.; ADELI H., **Optimum Tuning Parameters of Tuned Mass Dampers for Vibrations Control of Irregular High-rise Buildings Structures.**, Journal of civil engineering and management., v. 20, n. 5, p. 609-620, 2014.

HAARHOFF P. C. and BUYS J. D., **A new method for the optimization of nonlinear function subject to nonlinear constraints**, Comp. J., 13,178- 184, 1970.

HARTOG, D. J. P. **Mechanical vibrations**. Courier Corporation, 1985, 436p.

HOANG, N., FUJINO, Y.; WARNITCHAI, P., **Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas**, Engineering structures, v. 30, n. 3, p. 707-715, 2008.

JALFAIZY SHAIKH, 2017, disponível em <https://www.analyticsvidhya.com/blog/2017/03/introduction-to-gradient-descent-algorithm-along-its-variants/> acessado 15 de dezembro 2021.

KAMGAR, R.; SAMEA, P.; KHATIBINIA, M., **Optimizing parameters of tuned mass damper subjected to critical earthquake**, The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 27, n. 7, p. e1460, 2018.

KAPLAN M. MIYASE, **Studies on tall buildings: design considerations**, 2016, disponível em <http://users.metu.edu.tr/archstr/BS536/documents/Projects/432%20Park%20Avenue%20-%20Miyase%20Merve%20Kaplan.pdf>, acessado em 10 de dezembro de 2021.

LAGO, A.; TRABUCCO, D.; WOOD, A. **Damping technologies for tall buildings: New trends in comfort and safety**. 2016. <https://www.elsevier.com/physical-sciences-and-engineering/engineering/journals/damping-technologies-for-tall-buildings-new-trends-in-comfort-and-safety>, acessado em 15 de dezembro 2020.

LAGO, A.; TRABUCCO, D.; WOOD, A. **Damping technologies for tall buildings: Theory, Design Guidance and Case Studies**, Butterworth-Heinemann, 2018.

LARA, L. A.; CAICEDO, D.; VALENCIA-GONZALEZ, Y., **A novel whale optimization algorithm for the design of tuned mass dampers under earthquake excitations**, Applied Sciences, v. 11, n. 13, p. 6172, 2021.

MONTANARO M. I., **Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura** Informes de la Construcción, v. 53, n. 477, p. 31-39, 2002.

MOTIONEERING, **Shanghai Tower**, 2021, disponível em <https://www.motioneering.ca/shanghai-tower>, acessado em 10 de dezembro de 2021.

NAÇÕES UNIDAS, 2018 <https://www.un.org/development/desa/es/news/population/2018-world-urbanization-prospects.html>. Acessado em 19 de outubro 2019.

NAÇÕES UNIDAS, 2019. Disponível em: <https://www.un.org/es/sections/issues-depth/population/index.html>. Acessado em 19 de outubro 2019.

NASVIK J., **Constructing an iconic building using white cement Portland, PCA. Optimization**, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 32, pp.1485-1525, 2016.

ONU HABITAT, **Folleto de datos poblacionales**, 2020, disponível em: [https://unhabitat.org/sites/default/files/2020/08/gsm\\_-\\_folleto\\_de\\_datos\\_poblacionales\\_2020\\_0.pdf](https://unhabitat.org/sites/default/files/2020/08/gsm_-_folleto_de_datos_poblacionales_2020_0.pdf), acessado em 10 de dezembro 2021.

- PEER, 2021, disponível em <https://peer.berkeley.edu/research/data-sciences/databases> acessado em 23 de dezembro de 2021.
- POWELL, M. J. D., **A method for nonlinear constraints in minimization problems**, in R. Fletcher (ed.), Optimization Academic Press, New York, 1969.
- RED ACELEROGRAFICA DEL PERU, 2021, disponível em <http://www.red-acelerografica-peru.uni.edu.pe/es/main/home>, acessado em 23 de dezembro de 2021.
- SALVI, J.; RIZZI, E., **Optimum tuning of Tuned Mass Dampers for frame structures under earthquake excitation**. Structural Control and Health Monitoring, v. 22, n. 4, p. 707-725, 2015.
- SGOBBA, S.; MARANO, G. C. **Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behavior**. Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 24, no 6, p. 1739-1755, 2010.
- SHU, Z.; *et al.*, **Performance-based seismic design of a pendulum tuned mass damper system**, Journal of Earthquake Engineering, v. 23, n. 2, p. 334-355, 2019.
- SMITH, R., MERELLO, R., & WILLFORD, M., **Intrinsic and Supplementary Damping in Tall Buildings**, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 163(2), 111–118., 2010.
- SOMEFORMOFHUMAN AND ARMAND DU PLESSIS, 2021, **How to Keep a 101-Story Skyscraper Steady in High Winds**, Disponível em: [http://www.slate.com/blogs/atlas\\_obscura/2014/11/17/the\\_tuned\\_mass\\_damper\\_of\\_taipei\\_101\\_in\\_taiwan.html](http://www.slate.com/blogs/atlas_obscura/2014/11/17/the_tuned_mass_damper_of_taipei_101_in_taiwan.html), acessado em 23 de março de 2021.
- SILVA, M. A. D., **Sobre a otimização de estruturas submetidas a carregamento dinâmico** (Dissertação Doutoral, Universidade de São Paulo), 2000.
- SOONG, T.T., DARGUSH G. F., **Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering**, 1997.
- SZOŁOMICKI, JERZY; GOLASZ-SZOŁOMICKA, HANNA. **Analysis of technical problems in modern super-slim high-rise residential buildings**. Budownictwo i Architektura, v. 20, n. 1, p. 83-116, 2021.
- TAMURA, Y., **Amplitude dependency of damping in buildings and critical tip drift ratio**, International Journal of High-Rise Buildings, v. 1, n. 1, p. 1-13, 2012.
- UENG, J. M.; LIN, C. C.; WANG, J.F. **Practical design issues of tuned mass dampers for torsionally coupled buildings under earthquake loadings**. The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 17, n. 1, p. 133-165, 2008.
- VILLAVERDE R.; KOYAMA L.A., **Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 22., n. 6, p. 491-507, 1993.



WARBURTON G. B. (1982), **Optimal Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters**, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, v. 10, n. 3, p. 381-401, 1982.

WONG, K.K. **Seismic energy dissipation of inelastic structures with tuned mass dampers**, Journal of Engineering Mechanics, v. 134, n. 2, p. 163-172, 2008.

WORDPRESS (2010), **Limites de las placas de la corteza**, Disponível em: [https://mitierrasemueve.files.wordpress.com/2010/03/rim\\_of\\_fire-sp.gif](https://mitierrasemueve.files.wordpress.com/2010/03/rim_of_fire-sp.gif) acesso em 23 de março de 2021.

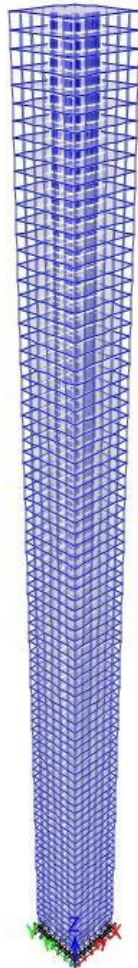
ZEGARRA, E. P., GONÇALVES, P. B., **The use of a virtual pendulum as passive energy dissipation system for seismic protection of buildings.**, 23rd ABCM International Congress of Mechanical Engineering, 2015.



## 7. ANEXO I

# ETABS®

---



## Project Report

Model File: MODELO BASE ETABS

## 7.1 ESTRUCTURE DATA

This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

### 7.1.1 Story Data

Table A.1.1 - Story Definitions

Tower	Name	Height m	Master Story	Similar To	Splice Story	Color
T1	Story85	5	Yes	None	No	Blue
T1	Story84	5	No	Story85	No	Green
T1	Story83	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story82	5	No	Story85	No	Red
T1	Story81	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story80	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story79	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story78	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story77	5	No	Story85	No	Green
T1	Story76	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story75	5	No	Story85	No	Red
T1	Story74	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story73	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story72	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story71	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story70	5	No	Story85	No	Green
T1	Story69	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story68	5	No	Story85	No	Red
T1	Story67	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story66	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story65	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story64	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story63	5	No	Story85	No	Green
T1	Story62	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story61	5	No	Story85	No	Red
T1	Story60	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story59	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story58	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story57	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story56	5	No	Story85	No	Green
T1	Story55	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story54	5	No	Story85	No	Red
T1	Story53	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story52	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story51	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story50	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story49	5	No	Story85	No	Green
T1	Story48	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story47	5	No	Story85	No	Red
T1	Story46	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story45	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story44	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story43	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story42	5	No	Story85	No	Green
T1	Story41	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story40	5	No	Story85	No	Red
T1	Story39	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story38	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story37	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story36	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story35	5	No	Story85	No	Green
T1	Story34	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story33	5	No	Story85	No	Red
T1	Story32	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story31	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story30	5	No	Story85	No	Gray8Dark

Tower	Name	Height m	Master Story	Similar To	Splice Story	Color
T1	Story29	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story28	5	No	Story85	No	Green
T1	Story27	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story26	5	No	Story85	No	Red
T1	Story25	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story24	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story23	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story22	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story21	5	No	Story85	No	Green
T1	Story20	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story19	5	No	Story85	No	Red
T1	Story18	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story17	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story16	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story15	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story14	5	No	Story85	No	Green
T1	Story13	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story12	5	No	Story85	No	Red
T1	Story11	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story10	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story9	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story8	5	No	Story85	No	Blue
T1	Story7	5	No	Story85	No	Green
T1	Story6	5	No	Story85	No	Cyan
T1	Story5	5	No	Story85	No	Red
T1	Story4	5	No	Story85	No	Magenta
T1	Story3	5	No	Story85	No	Yellow
T1	Story2	5	No	Story85	No	Gray8Dark
T1	Story1	5	No	Story85	No	Blue

## 7.1.2 Grid Data

Table A.1.2 - Grid Definitions - General

Tower	Name	Type	Ux m	Uy m	Rz deg	Story Range	Bubble Size m	Color
T1	G1	Cartesian	0	0	0	Default	1.524	10461087

Table A.1.3 - Grid Definitions - Grid Lines

Name	Grid Line Type	ID	Ordinate m	Bubble Location	Visible
G1	X (Cartesian)	A	0	End	Yes
G1	X (Cartesian)	B	4.57	End	Yes
G1	X (Cartesian)	C	9.14	End	Yes
G1	X (Cartesian)	D	12.44	End	Yes
G1	X (Cartesian)	E	13.71	End	Yes
G1	X (Cartesian)	F	15.34	End	Yes
G1	X (Cartesian)	G	16.84	End	Yes
G1	X (Cartesian)	H	18.28	End	Yes
G1	X (Cartesian)	I	19.72	End	Yes
G1	X (Cartesian)	J	21.22	End	Yes
G1	X (Cartesian)	K	22.85	End	Yes
G1	X (Cartesian)	L	24.12	End	Yes
G1	X (Cartesian)	M	27.42	End	Yes
G1	X (Cartesian)	N	31.99	End	Yes
G1	X (Cartesian)	O	36.56	End	Yes
G1	Y (Cartesian)	1	0	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	2	4.57	Start	Yes

Name	Grid Line Type	ID	Ordinate m	Bubble Location	Visible
G1	Y (Cartesian)	3	9.14	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	4	13.07	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	5	13.71	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	6	17.28	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	7	18.28	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	8	19.28	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	9	20.04	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	10	22.85	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	11	23.49	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	12	27.42	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	13	31.99	Start	Yes
G1	Y (Cartesian)	14	36.56	Start	Yes

### 7.1.3 Point coordinates

Table A.1.4 - Point Bays

Label	Is Auto Point	X (m)	Y (m)	DZBelow (m)
1	No	4.57	31.99	0
2	No	9.14	31.99	0
3	No	13.71	31.99	0
4	No	18.28	31.99	0
5	No	22.85	31.99	0
6	No	27.42	31.99	0
7	No	31.99	31.99	0
8	No	4.57	4.57	0
9	No	9.14	4.57	0
10	No	13.71	4.57	0
11	No	18.28	4.57	0
12	No	22.85	4.57	0
13	No	27.42	4.57	0
14	No	31.99	4.57	0
15	No	4.57	9.14	0
16	No	4.57	13.71	0
17	No	4.57	18.28	0
18	No	4.57	22.85	0
19	No	4.57	27.42	0
20	No	31.99	27.42	0
21	No	31.99	22.85	0
22	No	31.99	18.28	0
23	No	31.99	13.71	0
24	No	31.99	9.14	0
25	No	12.44	23.49	0
26	Yes	18.2767	18.3142	0
27	No	24.12	23.49	0
28	No	24.12	13.07	0
29	No	12.44	13.07	0
30	No	21.22	23.49	0
31	No	21.22	13.07	0
32	No	19.72	23.49	0
33	No	19.72	13.07	0
34	No	15.34	23.49	0
35	No	15.34	13.07	0
36	No	16.84	23.49	0
37	No	16.84	13.07	0
38	No	12.44	17.28	0
39	No	15.34	17.28	0
40	No	12.44	19.28	0
41	No	15.34	19.28	0
42	No	21.22	17.28	0
43	No	24.12	17.28	0
44	No	21.22	19.28	0
45	No	24.12	19.28	0
46	No	16.84	20.04	0
47	No	19.72	20.04	0
48	No	12.44	17.57	2.0616

Label	Is Auto Point	X (m)	Y (m)	DZBelow (m)
49	No	12.44	18.9416	2.0616
50	No	12.44	18.9416	0
51	No	12.44	17.57	0
52	No	24.12	18.99	2.0616
53	No	24.12	17.6184	2.0616
54	No	24.12	17.6184	0
55	No	24.12	18.99	0
56	No	15.34	18.99	2.0616
57	No	15.34	17.6184	2.0616
58	No	15.34	17.6184	0
59	No	15.34	18.99	0
60	No	21.22	18.99	2.0616
61	No	21.22	17.6184	2.0616
62	No	21.22	17.6184	0
63	No	21.22	18.99	0
64	No	19.72	22.49	2.0616
65	No	19.72	21.1184	2.0616
66	No	19.72	21.1184	0
67	No	19.72	22.49	0
68	No	19.72	19.49	2.0616
69	No	19.72	18.1184	2.0616
70	No	19.72	18.1184	0
71	No	19.72	19.49	0
72	No	19.72	14.99	2.0616
73	No	19.72	13.6184	2.0616
74	No	19.72	13.6184	0
75	No	19.72	14.99	0
76	No	16.84	14.99	2.0616
77	No	16.84	13.6184	2.0616
78	No	16.84	13.6184	0
79	No	16.84	14.99	0
80	No	16.84	19.49	2.0616
81	No	16.84	18.1184	2.0616
82	No	16.84	18.1184	0
83	No	16.84	19.49	0
84	No	13.29	19.28	2.0616
85	No	14.6616	19.28	2.0616
86	No	14.6616	19.28	0
87	No	13.29	19.28	0
88	No	22.07	19.28	2.0616
89	No	23.4416	19.28	2.0616
90	No	23.4416	19.28	0
91	No	22.07	19.28	0
92	No	13.29	17.28	2.0616
93	No	14.6616	17.28	2.0616
94	No	14.6616	17.28	0
95	No	13.29	17.28	0
96	No	22.07	17.28	2.0616
97	No	23.4416	17.28	2.0616
98	No	23.4416	17.28	0
99	No	22.07	17.28	0
100	No	24.12	22.85	0
101	No	12.44	22.85	0
102	No	12.44	13.71	0
103	No	24.12	13.71	0
104	No	18.182	18.5225	0
189	No	24.12	13.07	2.0616
190	No	24.12	23.49	2.0616
191	No	12.44	23.49	2.0616

Label	Is Auto Point	X (m)	Y (m)	DZBelow (m)
192	No	12.44	13.07	2.0616
193	No	21.22	13.07	2.0616
194	No	21.22	23.49	2.0616
195	No	19.72	13.07	2.0616
196	No	19.72	23.49	2.0616
197	No	15.34	13.07	2.0616
198	No	15.34	23.49	2.0616
199	No	16.84	13.07	2.0616
200	No	16.84	23.49	2.0616
201	No	15.34	17.28	2.0616
202	No	12.44	17.28	2.0616
203	No	15.34	19.28	2.0616
204	No	12.44	19.28	2.0616
205	No	24.12	17.28	2.0616
206	No	21.22	17.28	2.0616
207	No	24.12	19.28	2.0616
208	No	21.22	19.28	2.0616
209	Yes	18.2705	18.3325	0
210	Yes	18.2705	18.3325	0
211	Yes	18.2705	18.3325	0
212	Yes	18.2705	18.3325	0
213	Yes	18.2705	18.3325	0
214	Yes	18.2705	18.3325	0
215	Yes	18.2705	18.3325	0
216	Yes	18.2705	18.3325	0
217	Yes	18.2705	18.3325	0
218	Yes	18.2705	18.3325	0
219	Yes	18.2705	18.3325	0
220	Yes	18.2705	18.3325	0
221	Yes	18.2705	18.3325	0
222	Yes	18.2705	18.3325	0
223	Yes	18.2705	18.3325	0
224	Yes	18.2705	18.3325	0
225	Yes	18.2705	18.3325	0
226	Yes	18.2705	18.3325	0
227	Yes	18.2705	18.3325	0
228	Yes	18.2705	18.3325	0
229	Yes	18.2705	18.3325	0
230	Yes	18.2705	18.3325	0
231	Yes	18.2705	18.3325	0
232	Yes	18.2705	18.3325	0
233	Yes	18.2721	18.3238	0
234	Yes	18.2732	18.3176	0
235	Yes	18.2732	18.3176	0
236	Yes	18.2732	18.3176	0
237	Yes	18.2732	18.3176	0
238	Yes	18.2732	18.3176	0
239	Yes	18.2732	18.3176	0
240	Yes	18.2732	18.3176	0
241	Yes	18.2732	18.3176	0
242	Yes	18.2732	18.3176	0
243	Yes	18.2732	18.3176	0
244	Yes	18.2732	18.3176	0
245	Yes	18.2732	18.3176	0
246	Yes	18.2732	18.3176	0
198	No	15.34	23.49	2.0616
199	No	16.84	13.07	2.0616
200	No	16.84	23.49	2.0616



Label	Is Auto Point	X (m)	Y (m)	DZBelow (m)
201	No	15.34	17.28	2.0616
202	No	12.44	17.28	2.0616
203	No	15.34	19.28	2.0616
204	No	12.44	19.28	2.0616
205	No	24.12	17.28	2.0616
206	No	21.22	17.28	2.0616
207	No	24.12	19.28	2.0616
208	No	21.22	19.28	2.0616
209	Yes	18.2705	18.3325	0
210	Yes	18.2705	18.3325	0
211	Yes	18.2705	18.3325	0
212	Yes	18.2705	18.3325	0
213	Yes	18.2705	18.3325	0
214	Yes	18.2705	18.3325	0
215	Yes	18.2705	18.3325	0
216	Yes	18.2705	18.3325	0
217	Yes	18.2705	18.3325	0
218	Yes	18.2705	18.3325	0
219	Yes	18.2705	18.3325	0
220	Yes	18.2705	18.3325	0
221	Yes	18.2705	18.3325	0
222	Yes	18.2705	18.3325	0
223	Yes	18.2705	18.3325	0
224	Yes	18.2705	18.3325	0
225	Yes	18.2705	18.3325	0
226	Yes	18.2705	18.3325	0
227	Yes	18.2705	18.3325	0
228	Yes	18.2705	18.3325	0
229	Yes	18.2705	18.3325	0
230	Yes	18.2705	18.3325	0
231	Yes	18.2705	18.3325	0
232	Yes	18.2705	18.3325	0
233	Yes	18.2721	18.3238	0
234	Yes	18.2732	18.3176	0
235	Yes	18.2732	18.3176	0
236	Yes	18.2732	18.3176	0
237	Yes	18.2732	18.3176	0
238	Yes	18.2732	18.3176	0
239	Yes	18.2732	18.3176	0
240	Yes	18.2732	18.3176	0
241	Yes	18.2732	18.3176	0
242	Yes	18.2732	18.3176	0
243	Yes	18.2732	18.3176	0
244	Yes	18.2732	18.3176	0
245	Yes	18.2732	18.3176	0
246	Yes	18.2732	18.3176	0
247	Yes	18.2732	18.3176	0
248	Yes	18.2732	18.3176	0
249	Yes	18.2732	18.3176	0
250	Yes	18.2732	18.3176	0
251	Yes	18.2732	18.3176	0
252	Yes	18.2732	18.3176	0
253	Yes	18.2887	18.2915	0
254	Yes	18.3019	18.2701	0
255	Yes	18.3019	18.2701	0
256	Yes	18.3019	18.2701	0
257	Yes	18.3019	18.2701	0
258	Yes	18.3019	18.2701	0

Label	Is Auto Point	X (m)	Y (m)	DZBelow (m)
259	Yes	18.3019	18.2701	0
260	Yes	18.3019	18.2701	0
261	Yes	18.3019	18.2701	0
262	Yes	18.3019	18.2701	0
263	Yes	18.3019	18.2701	0
264	Yes	18.3019	18.2701	0
265	Yes	18.3019	18.2701	0
266	Yes	18.3019	18.2701	0
267	Yes	18.3019	18.2701	0
268	Yes	18.2878	18.2904	0
269	Yes	18.2747	18.3094	0
270	Yes	18.2747	18.3094	0
271	Yes	18.2747	18.3094	0
272	Yes	18.2747	18.3094	0
273	Yes	18.2747	18.3094	0
274	Yes	18.2747	18.3094	0
275	Yes	18.2747	18.3094	0
276	Yes	18.2747	18.3094	0
277	Yes	18.2747	18.3094	0
278	Yes	18.2747	18.3094	0
279	Yes	18.2747	18.3094	0
280	Yes	18.2747	18.3094	0
281	Yes	18.2747	18.3094	0
282	Yes	18.2747	18.3094	0
283	Yes	18.2747	18.3094	0
284	Yes	18.2747	18.3094	0
285	Yes	18.2747	18.3094	0
286	Yes	18.2747	18.3094	0
287	Yes	18.2747	18.3094	0
288	Yes	18.2747	18.3094	0
289	Yes	18.2747	18.3094	0
290	Yes	18.2747	18.3094	0
291	Yes	18.2747	18.3094	0
292	Yes	18.2747	18.3094	0

## 7.1.4 Line Connectivity

Table A.1.5 - Column Bays

Label	PointBayI	PointBayJ	IEndStory
C1	1	1	Below
C2	2	2	Below
C3	3	3	Below
C4	4	4	Below
C5	5	5	Below
C6	6	6	Below
C7	7	7	Below
C8	8	8	Below
C9	9	9	Below
C10	10	10	Below
C11	11	11	Below
C12	12	12	Below
C13	13	13	Below
C14	14	14	Below
C15	15	15	Below
C16	16	16	Below
C17	17	17	Below
C18	18	18	Below
C19	19	19	Below
C20	20	20	Below
C21	21	21	Below
C22	22	22	Below

Label	PointBayI	PointBayJ	IEndStory
C23	23	23	Below
C24	24	24	Below

Table A.1.6 - Beam Bays

Label	PointBayI	PointBayJ
B1	1	2
B2	2	3
B3	3	4
B4	4	5
B5	5	6
B6	6	7
B7	20	7
B8	21	20
B9	22	21
B10	23	22
B11	24	23
B12	14	24
B13	13	14
B14	12	13
B15	11	12
B16	10	11
B17	9	10
B18	8	9
B19	8	15
B20	15	16
B21	16	17

### 7.1.5 Area Connectivity

Table A.1.7 - Floor Bays

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F1	8	1	1
F1		2	7
F1		3	21
F1		4	100
F1		5	27
F1		6	25
F1		7	101
F1		8	18
F2	8	1	16
F2		2	102
F2		3	29
F2		4	28
F2		5	103
F2		6	23
F2		7	14
F2		8	8
F3	4	1	8
F3		2	14
F3		3	7
F3		4	1
F9	4	1	16
F9		2	102
F9		3	101
F9		4	18
F10	4	1	103
F10		2	23
F10		3	21
F10		4	100
F11	4	1	35
F11		2	37
F11		3	36
F11		4	34
F12	4	1	33

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay
F12		2	31
F12		3	30
F12		4	32
F13	4	1	42
F13		2	43
F13		3	45
F13		4	44
F14	4	1	38
F14		3	41
F14		4	40
F14		2	39

Table A.1.8 - Wall Bays

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay	PointStory
W1	4	1	25	Below
W1		2	27	Below
W1		3	27	Same
W1		4	25	Same
W3	4	1	28	Below
W3		2	29	Below
W3		3	29	Same
W3		4	28	Same
W13	4	1	46	Below
W13		2	47	Below
W13		3	47	Same
W13		4	46	Same
W27	4	1	53	Same
W27		2	189	Same
W27		3	28	Same
W27		4	54	Same
W28	4	1	52	Same
W28		2	53	Same
W28		3	54	Same
W28		4	55	Same
W29	4	1	190	Same
W29		2	52	Same
W29		3	55	Same
W29		4	27	Same
W30	4	1	54	Below
W30		2	28	Below
W30		3	189	Same
W30		4	53	Same
W31	4	1	27	Below
W31		2	55	Below
W31		3	52	Same
W31		4	190	Same
W32	4	1	49	Same
W32		2	191	Same
W32		3	25	Same
W32		4	50	Same
W33	4	1	48	Same
W33		2	49	Same
W33		3	50	Same
W33		4	51	Same
W34	4	1	192	Same
W34		2	48	Same
W34		3	51	Same
W34		4	29	Same
W35	4	1	50	Below
W35		2	25	Below
W35		3	191	Same

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay	PointStory
W35		4	49	Same
W36	4	1	29	Below
W36		2	51	Below
W36		3	48	Same
W36		4	192	Same
W37	4	1	61	Same
W37		2	193	Same
W37		3	31	Same
W37		4	62	Same
W38	4	1	60	Same
W38		2	61	Same
W38		3	62	Same
W38		4	63	Same
W39	4	1	194	Same
W39		2	60	Same
W39		3	63	Same
W39		4	30	Same
W40	4	1	62	Below
W40		2	31	Below
W40		3	193	Same
W40		4	61	Same
W41	4	1	30	Below
W41		2	63	Below
W41		3	60	Same
W41		4	194	Same
W42	4	1	73	Same
W42		2	195	Same
W42		3	33	Same
W42		4	74	Same
W43	4	1	72	Same
W43		2	73	Same
W43		3	74	Same
W43		4	75	Same
W44	4	1	69	Same
W44		2	72	Same
W44		3	75	Same
W44		4	70	Same
W45	4	1	68	Same
W45		2	69	Same
W45		3	70	Same
W45		4	71	Same
W46	4	1	65	Same
W46		2	68	Same
W46		3	71	Same
W46		4	66	Same
W47	4	1	64	Same
W47		2	65	Same
W47		3	66	Same
W47		4	67	Same
W48	4	1	196	Same
W48		2	64	Same
W48		3	67	Same
W48		4	32	Same
W49	4	1	74	Below
W49		2	33	Below
W49		3	195	Same
W49		4	73	Same
W50	4	1	70	Below
W50		2	75	Below
W50		3	72	Same

<b>Label</b>	<b>NumPoints</b>	<b>PointNumber</b>	<b>PointBay</b>	<b>PointStory</b>
W50		4	69	Same
W51	4	1	66	Below
W51		2	71	Below
W51		3	68	Same
W51		4	65	Same
W52	4	1	32	Below
W52		2	67	Below
W52		3	64	Same
W52		4	196	Same
W53	4	1	57	Same
W53		2	197	Same
W53		3	35	Same
W53		4	58	Same
W54	4	1	56	Same
W54		2	57	Same
W54		3	58	Same
W54		4	59	Same
W55	4	1	198	Same
W55		2	56	Same
W55		3	59	Same
W55		4	34	Same
W56	4	1	58	Below
W56		2	35	Below
W56		3	197	Same
W56		4	57	Same
W57	4	1	34	Below
W57		2	59	Below
W57		3	56	Same
W57		4	198	Same
W58	4	1	77	Same
W58		2	199	Same
W58		3	37	Same
W58		4	78	Same
W59	4	1	76	Same
W59		2	77	Same
W59		3	78	Same
W59		4	79	Same
W60	4	1	81	Same
W60		2	76	Same
W60		3	79	Same
W60		4	82	Same
W61	4	1	80	Same
W61		2	81	Same
W61		3	82	Same
W61		4	83	Same
W62	4	1	200	Same
W62		2	80	Same
W62		3	83	Same
W62		4	36	Same
W63	4	1	78	Below
W63		2	37	Below
W63		3	199	Same
W63		4	77	Same
W64	4	1	82	Below
W64		2	79	Below
W64		3	76	Same
W64		4	81	Same
W65	4	1	36	Below
W65		2	83	Below
W65		3	80	Same

<b>Label</b>	<b>NumPoints</b>	<b>PointNumber</b>	<b>PointBay</b>	<b>PointStory</b>
W65		4	200	Same
W66	4	1	93	Same
W66		2	201	Same
W66		3	39	Same
W66		4	94	Same
W67	4	1	92	Same
W67		2	93	Same
W67		3	94	Same
W67		4	95	Same
W68	4	1	202	Same
W68		2	92	Same
W68		3	95	Same
W68		4	38	Same
W69	4	1	94	Below
W69		2	39	Below
W69		3	201	Same
W69		4	93	Same
W70	4	1	38	Below
W70		2	95	Below
W70		3	92	Same
W70		4	202	Same
W71	4	1	85	Same
W71		2	203	Same
W71		3	41	Same
W71		4	86	Same
W72	4	1	84	Same
W72		2	85	Same
W72		3	86	Same
W72		4	87	Same
W73	4	1	204	Same
W73		2	84	Same
W73		3	87	Same
W73		4	40	Same
W74	4	1	86	Below
W74		2	41	Below
W74		3	203	Same
W74		4	85	Same
W75	4	1	40	Below
W75		2	87	Below
W75		3	84	Same
W75		4	204	Same
W76	4	1	97	Same
W76		2	205	Same
W76		3	43	Same
W76		4	98	Same
W77	4	1	96	Same
W77		2	97	Same
W77		3	98	Same
W77		4	99	Same
W78	4	1	206	Same
W78		2	96	Same
W78		3	99	Same
W78		4	42	Same
W79	4	1	98	Below
W79		2	43	Below
W79		3	205	Same
W79		4	97	Same
W80	4	1	42	Below
W80		2	99	Below
W80		3	96	Same

Label	NumPoints	PointNumber	PointBay	PointStory
W80		4	206	Same
W81	4	1	89	Same
W81		2	207	Same
W81		3	45	Same
W81		4	90	Same
W82	4	1	88	Same
W82		2	89	Same
W82		3	90	Same
W82		4	91	Same
W83	4	1	208	Same
W83		2	88	Same
W83		3	91	Same
W83		4	44	Same
W84	4	1	90	Below
W84		2	45	Below
W84		3	207	Same
W84		4	89	Same
W85	4	1	44	Below

## 7.2 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

### 7.2.1 Materials

**Table A.2.1 - Material Properties - General**

Material	Type	SymType	Grade	Color	Notes
4000Psi	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	
A416Gr270	Tendon	Uniaxial	Unknown	Green	
A615Gr60	Rebar	Uniaxial	Unknown	Blue	
A615Gr75	Rebar	Uniaxial	Grade 75	Cyan	
A992Fy50	Steel	Isotropic	Unknown	Yellow	
ACERO FY=4200	Rebar	Uniaxial	Unknown	Green	
Conc 10000psi 52-85	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	
Conc 12000psi 41-51	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	
Conc 14000psi 0-40	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	
CONCRETO 210 20.59Mpa	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	
Concreteo 34Mpa	Concrete	Isotropic	Unknown	Gray8Dark	



## 7.2.2 Frame Sections

Table A.2.2 - Frame Section Property Definitions - Summary

Name	Material	Shape	Color	Area m2	J m4	I33 m4	I22 m4
Col 44x20 in 10kpsi	Conc 10000psi 52-85	Concrete Rectangular	Blue	0.5677	0.034902	0.059094	0.012209
Col 44x45 in 12kpsi	Conc 12000psi 41-51	Concrete Rectangular	Gray8Dark	1.2774	0.229182	0.132961	0.139073
Col 44x56 in 14kpsi	Conc 14000psi 0-40	Concrete Rectangular	Yellow	1.5897	0.344639	0.165463	0.268022
Col 44x66 in 14kpsi	Conc 14000psi 0-40	Concrete Rectangular	Red	1.8735	0.457815	0.195009	0.438771
ConcBm	Conc 10000psi 52-85	Concrete Rectangular	Red	0.2787	0.010486	0.008631	0.004855
ConcCol	Conc 10000psi 52-85	Concrete Rectangular	Cyan	0.209	0.006154	0.003641	0.003641
SteelBm	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	Green	0.0066	2.461E-07	0.000234	8E-06
SteelCol	A992Fy50	Steel I/Wide Flange	Blue	0.0284	5E-06	0.001155	0.000405
Vig 44x15 in 10kpsi	Conc 12000psi 41-51	Concrete Rectangular	Magenta	0.4258	0.016183	0.04432	0.005151
Vig 44x15 in 12kpsi	Conc 12000psi 41-51	Concrete Rectangular	Red	0.4258	0.016183	0.04432	0.005151
Vig 44x20 in 14kpsi	Conc 14000psi 0-40	Concrete Rectangular	Green	0.5677	0.034902	0.059094	0.012209

## 7.2.3 Shell Sections

Table A 2.3 - Area Section Property Definitions - Summary

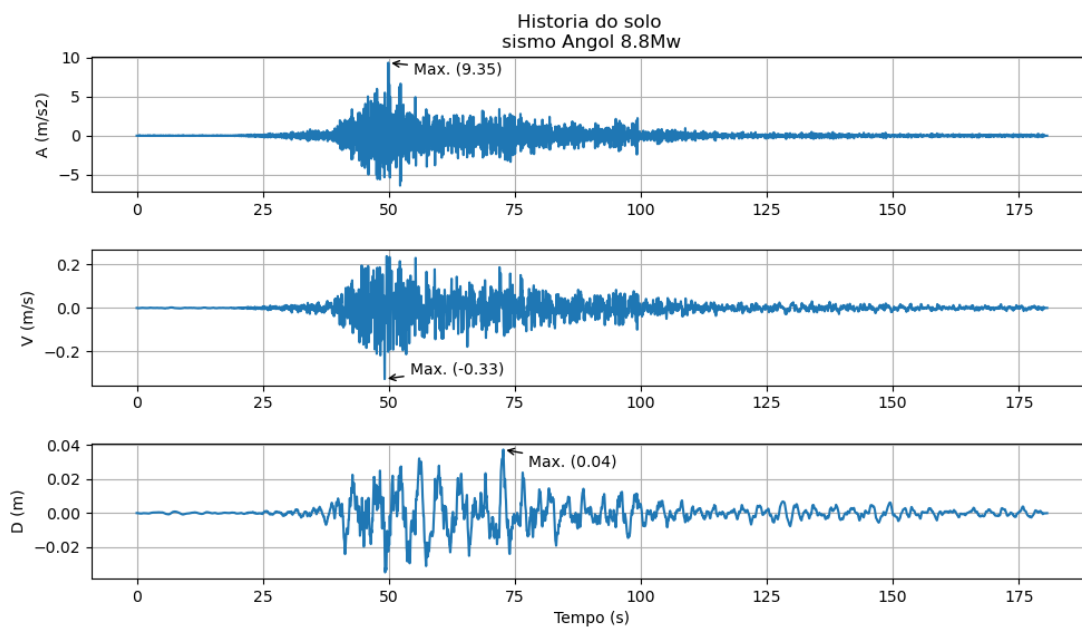
Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness m	Deck Material	Deck Depth m
ALIG 20 XX	Slab	Shell-Thin	CONCRETO 210 20.59Mpa	0.05		
ALIG 20 YY	Slab	Shell-Thin	CONCRETO 210 20.59Mpa	0.05		
Deck1	Deck	Membrane	4000Psi	0.1651	A992Fy50	0.0762
DESCANSO 15CM	Slab	Shell-Thick	CONCRETO 210 20.59Mpa	0.15		
GRADAS 17CM	Slab	Shell-Thick	CONCRETO 210 20.59Mpa	0.17		
Laje 10in	Slab	Shell-Thick	Conc 10000psi 52-85	0.254		
Laje 18in	Slab	Shell-Thick	Conc 10000psi 52-85	0.4572		
LOSA ASCENSOR 25CM	Slab	Shell-Thick	Concrete 34Mpa	0.25		
Muro 15 in	Wall	Shell-Thick	Conc 10000psi 52-85	0.381		
Muro 20 in	Wall	Shell-Thick	Conc 12000psi 41-51	0.508		
Muro 25 in	Wall	Shell-Thick	Conc 14000psi 0-40	0.635		
Wall1	Wall	Shell-Thin	4000Psi	0.3048		



## 8. APÊNDICE A

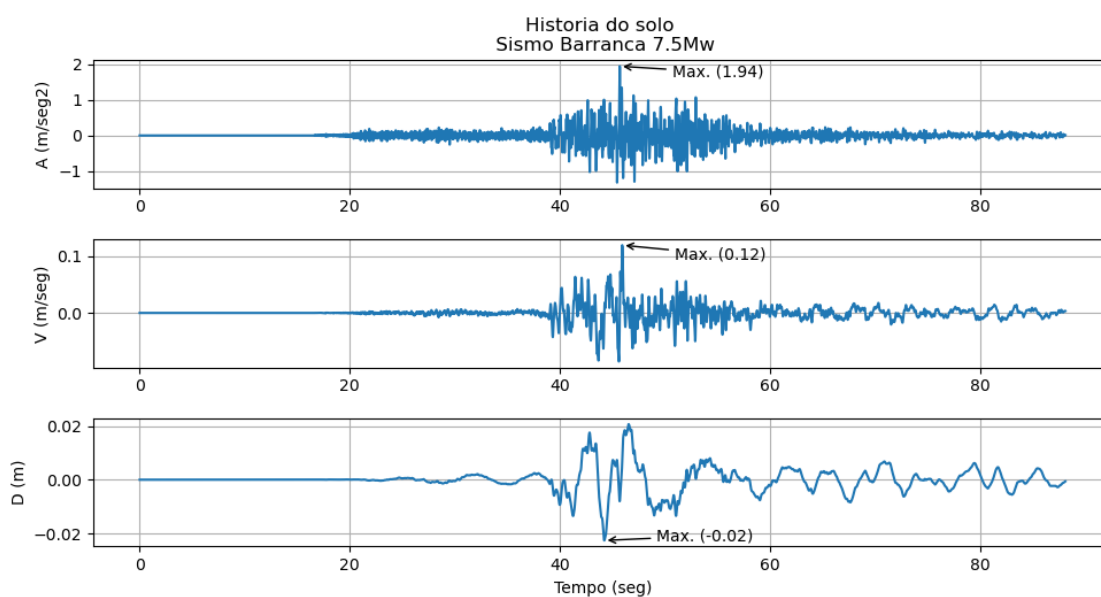
História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo dos sismos seleccionados.

**Gráfico 57** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Angol.



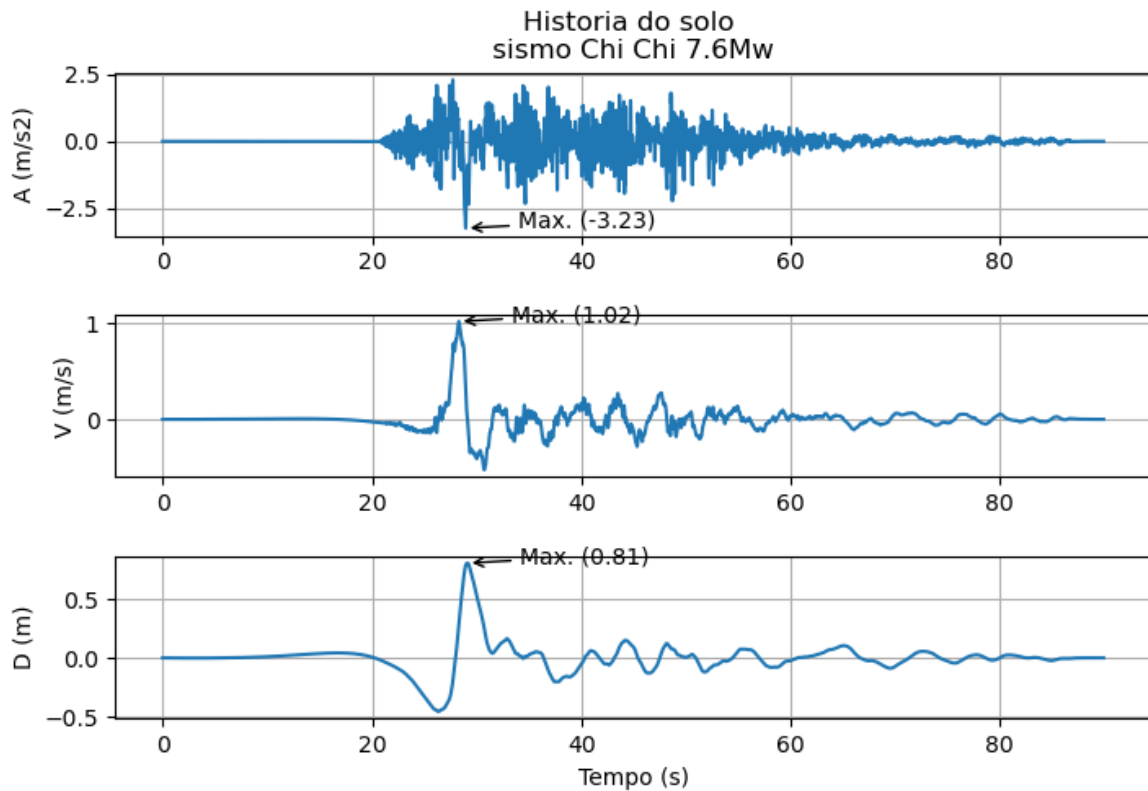
Fonte: Elaborado pelo autor

**Gráfico 58** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Barranca.



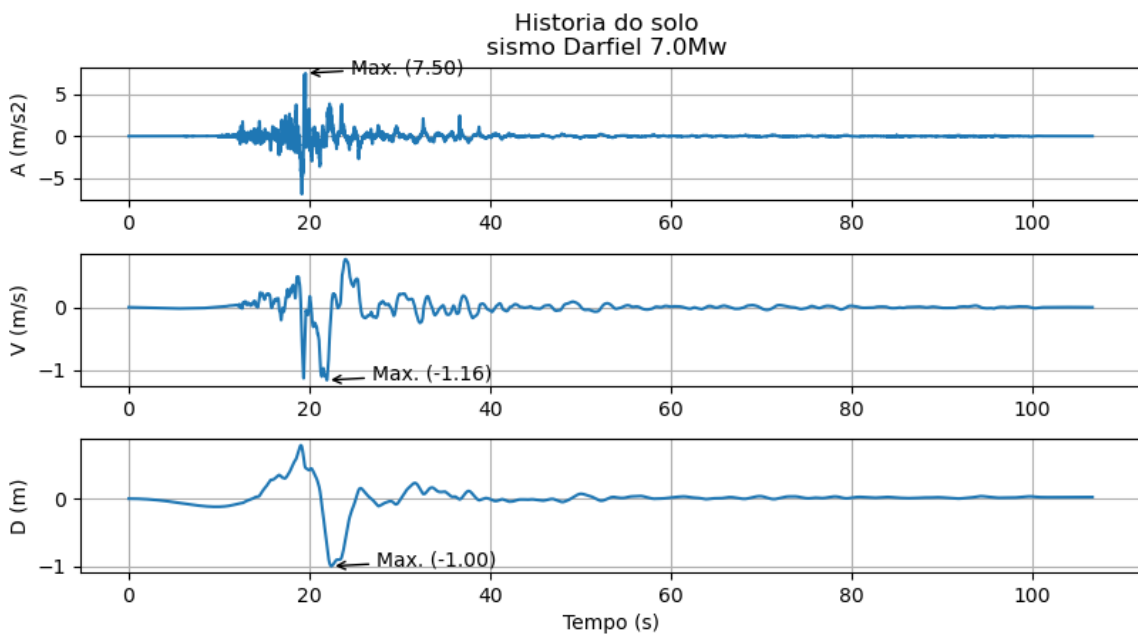
Fonte: Elaborado pelo autor

**Gráfico 59** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Chi Chi.



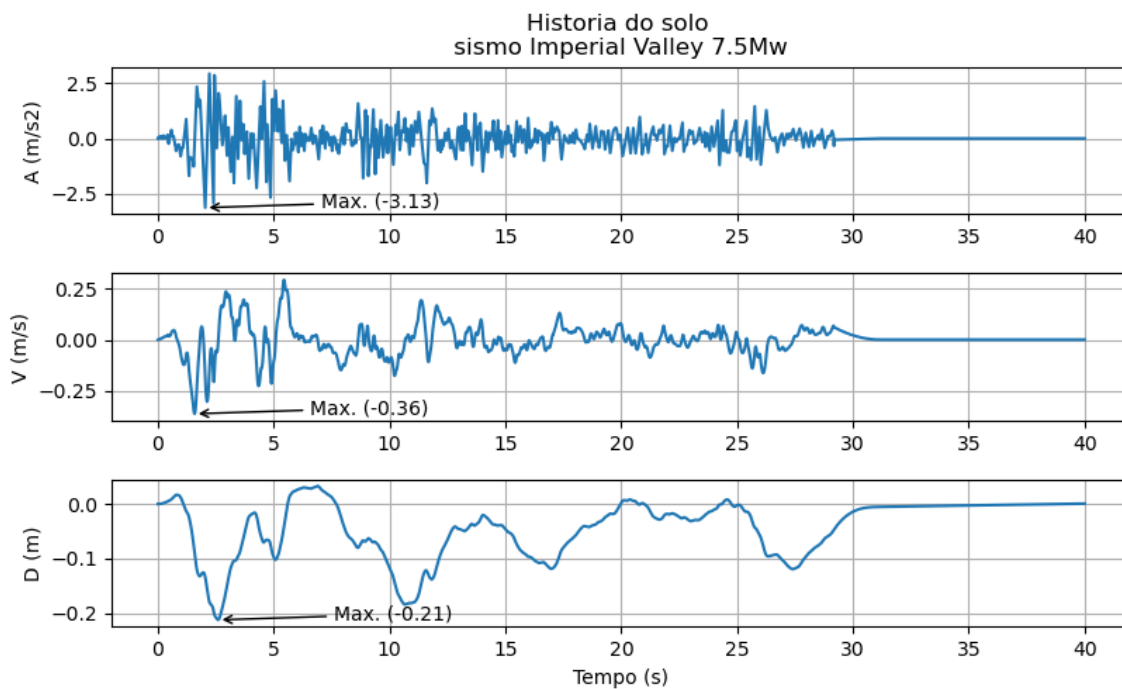
**Fonte:** Elaborado pelo autor

**Gráfico 60** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Darfiel.



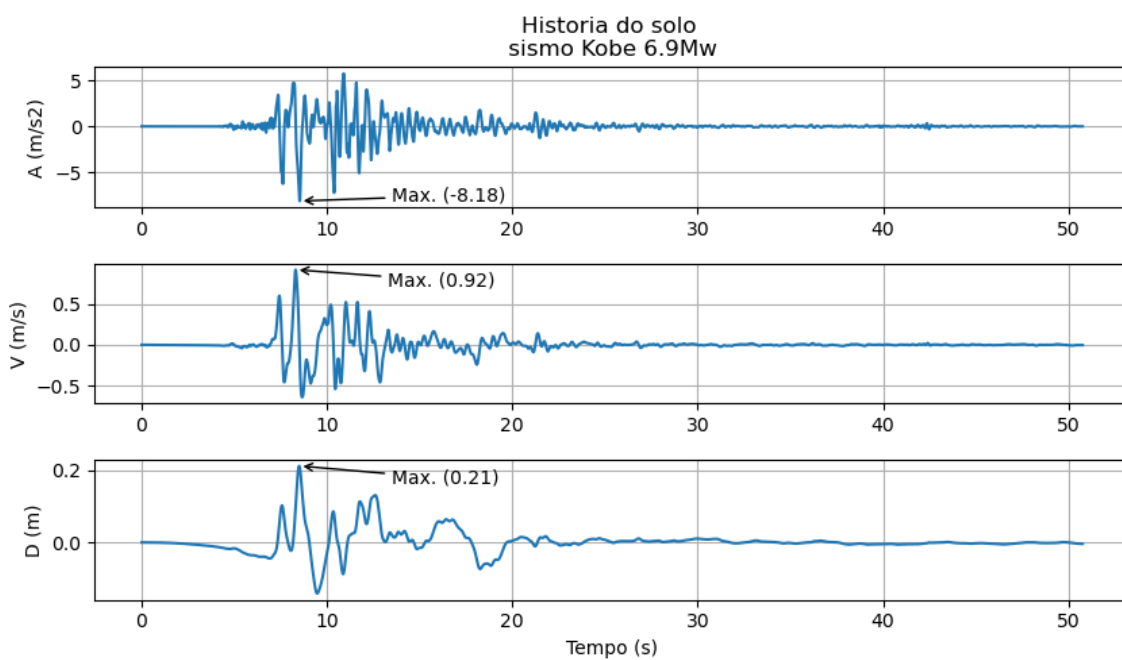
**Fonte:** Elaborado pelo autor

**Gráfico 61** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Imperial Valley.



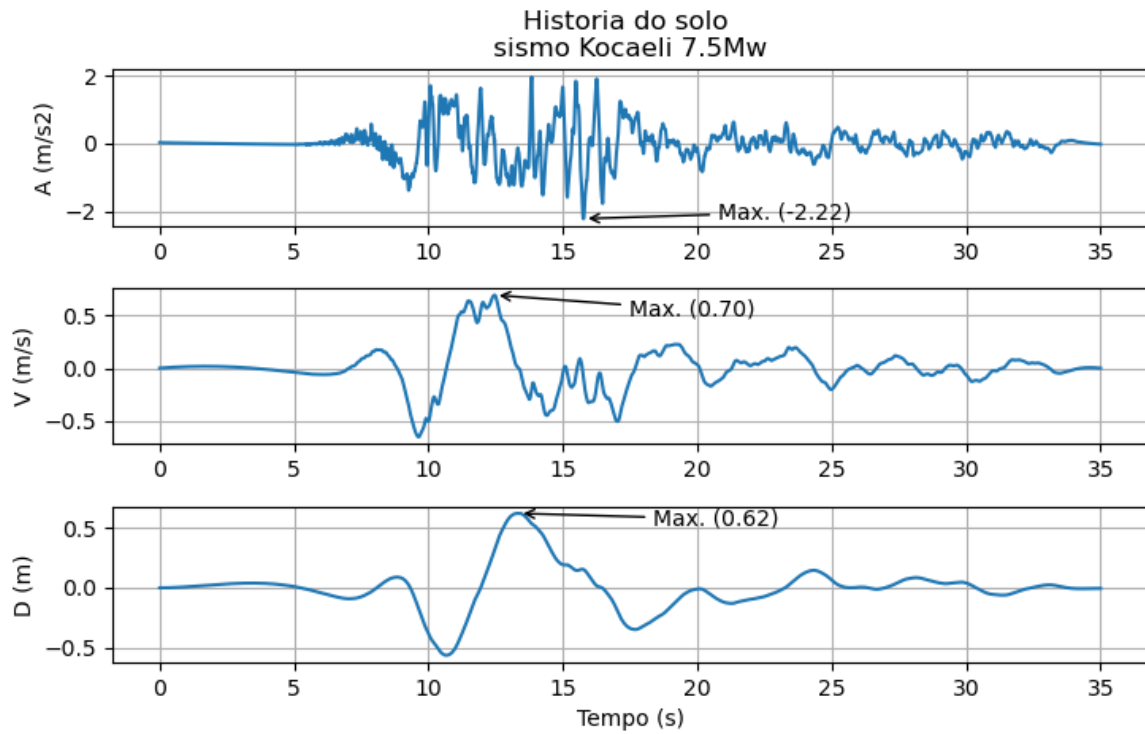
Fonte: Elaborado pelo autor

**Gráfico 62** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Kobe.



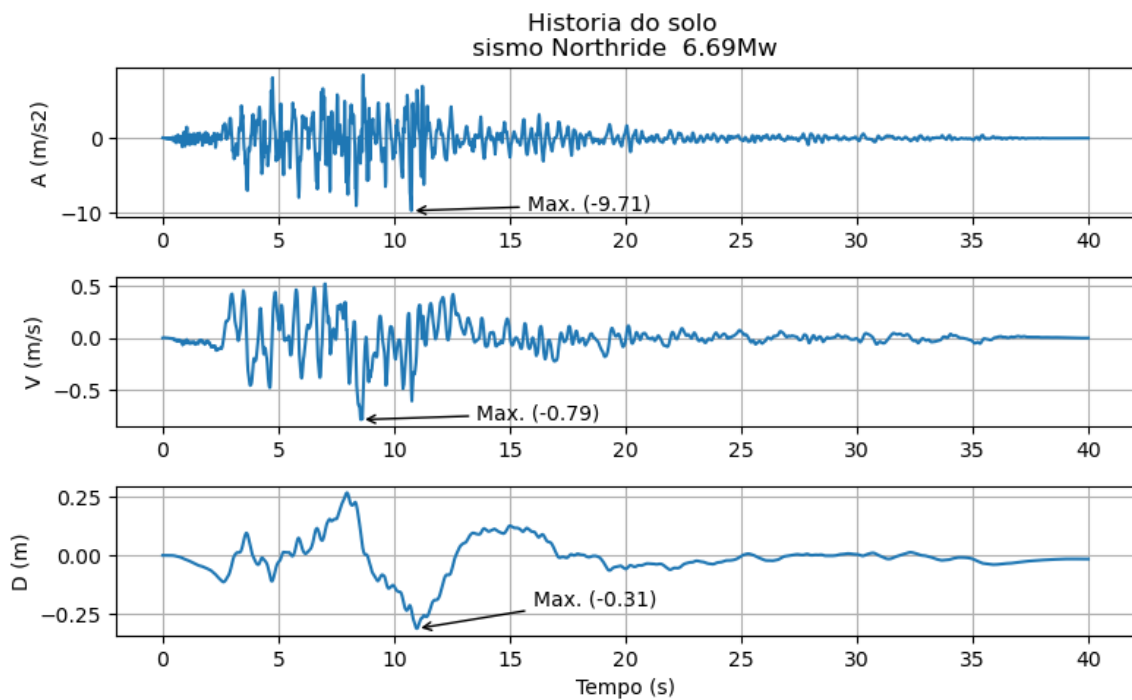
Fonte: Elaborado pelo autor

**Gráfico 63** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Kocaeli.



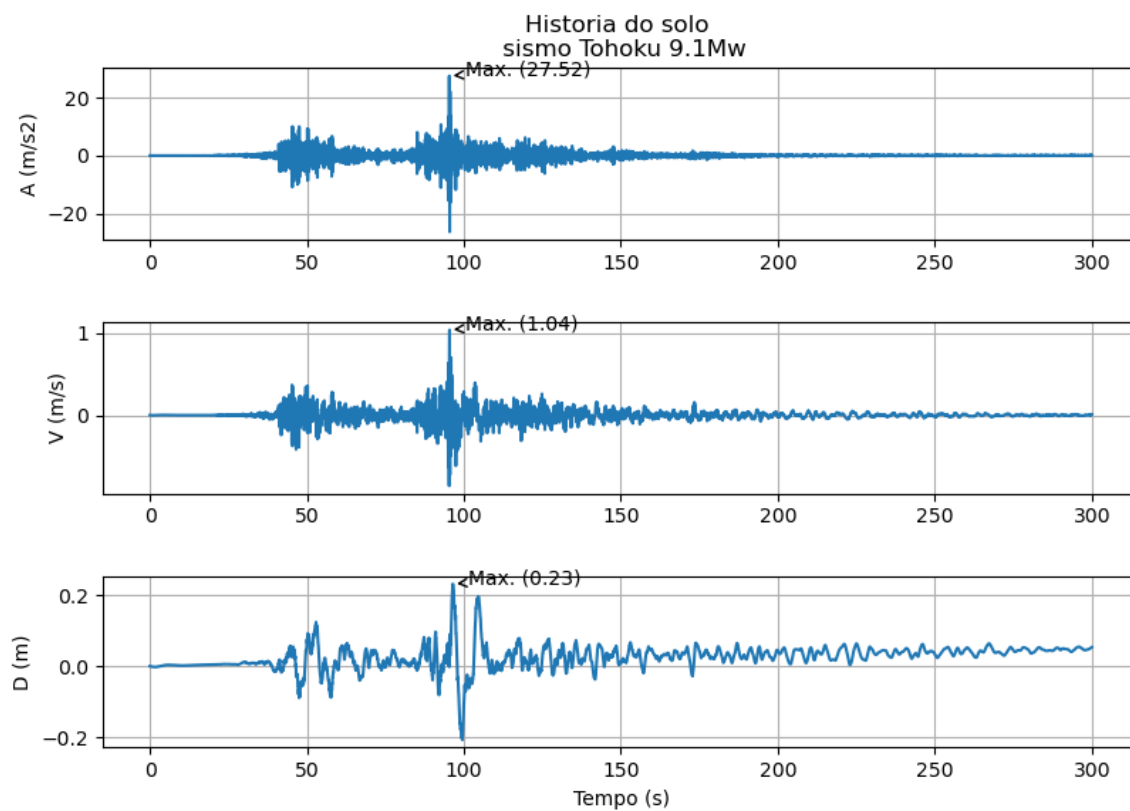
**Fonte:** Elaborado pelo autor

**Gráfico 64** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Northridge.



**Fonte:** Elaborado pelo autor

**Gráfico 65** – História de acelerações, velocidades e deslocamentos do solo para o sismo Tohoku.



**Fonte:** Elaborado pelo autor