

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

USO DE AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS PARA A REDUÇÃO DE
VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS SUBMETIDAS A EVENTOS SÍSMICOS

por

Fernando Kronbauer

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Engenheiro Mecânico.

Porto Alegre, novembro de 2013.

USO DE AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS PARA A REDUÇÃO DE
VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS SUBMETIDAS A EVENTOS SÍSMICOS

por

Fernando Kronbauer

ESTA MONOGRAFIA FOI JULGADA ADEQUADA COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO MECÂNICO
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELA BANCA EXAMINADORA DO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

Prof. Thamy Cristina Hayashi
Coordenador do Curso de Engenharia Mecânica

Área de Concentração: **Mecânica dos Sólidos**

Orientador: Prof. Dr. Leticia Fleck Fadel Miguel

Comissão de Avaliação:

Prof. Juan Pablo Raggio Quintas

Prof. Rogério José Marczak

Prof. Walter Jesus Casas

Porto Alegre, 25 de novembro de 2013.

À minha família, noiva e amigos.

KRONBAUER, F. **Uso de Amortecedores de Massa Sintonizados para Redução de Vibrações em Estruturas Submetidas a Eventos Sísmicos**. 2013. 15. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

RESUMO

Nesta monografia é apresentado um estudo acerca do uso de amortecedores de massa sintonizados (AMS) para o controle de vibrações em estruturas submetidas a eventos sísmicos. Para isso, uma rotina computacional foi criada em ambiente Matlab onde foram obtidas as respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamento, velocidade e aceleração. Usou-se o método de Newmark para a integração numérica das equações de movimento da estrutura. Primeiramente simulou-se a estrutura apenas com seu amortecimento próprio e, a seguir, considerou-se a estrutura com um AMS instalado no topo do edifício, sintonizado para a frequência do primeiro modo de vibração. Os resultados obtidos foram comparados e mostrou-se que a estrutura teve uma redução considerável de deslocamento, velocidade e aceleração para os dois sismos analisados.

PALAVRAS-CHAVE: Amortecedor de Massa Sintonizado, Método de Newmark, vibrações.

KRONBAUER, F. **Use of Tuned Mass Dampers for Vibration Reduction in Structures Subjected to Seismic Events**. 2013. 15. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

ABSTRACT

This monograph presents a study about the use of tuned mass dampers (TMD) for vibration control in structures subjected to seismic events. For this, a computational routine was created in Matlab where the dynamics responses of the structure were obtained in terms of displacement, velocity and acceleration. The Newmark method was used for numerical integration of the equations of motion of the structure. First, the structure was simulated with only its own damping, then the structure is considered with a TMD installed on top of the building, tuned to the frequency of the first vibration mode. The results were compared and showed that the structure had a considerable reduction of displacement, velocity and acceleration for the two earthquakes analyzed.

KEYWORDS: Tuned Mass Damper, Newmark Method, vibrations.

ÍNDICE

	Pág.
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	1
3. SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES.....	1
4. AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO.....	2
4.1 Equações de Movimento de um Sistema com 1 GDL.....	3
4.2 Dimensionamento do AMS.....	5
4.3 Sistema reduzido a 1 GDL.....	5
5. MÉTODO DE NEWMARK.....	6
6. ROTINA DESENVOLVIDA.....	7
7. ESTUDO NUMÉRICO.....	8
7.1 Análise da estrutura submetida ao sismo de Cauçete.....	9
7.2 Análise da estrutura submetida ao sismo de El Centro.....	12
8. CONCLUSÕES.....	14
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	15
APÊNDICE A – ROTINA DESENVOLVIDA.....	16

1. INTRODUÇÃO

Com a crescente expansão das cidades e a conseqüente falta de espaço para novas edificações há, cada vez mais, uma tendência de verticalização das grandes metrópoles. Também, em cidades menores, a construção de edifícios vem se tornando cada vez mais frequente devido ao mesmo motivo já mencionado ou ainda, por outros que não são de importância neste trabalho.

Desconsiderando os fatores que levam à construção de arranha-céus, um fator de caráter imprevisível deve ser levado em conta na construção destes edifícios, os tremores da terra. Segundo o Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo (USP), no século XX foram registradas mais de uma centena de terremotos no Brasil, com magnitudes que atingiram até 6,6 graus na escala Richter sendo que a maior parte desses abalos não ultrapassou 4 graus. Porém, alguns casos mais severos já foram registrados como no município de Itacarambi, em Minas Gerais, onde um terremoto de 4,9 graus promoveu um tremor que durou aproximadamente 20 segundos, tempo suficiente para derrubar seis casas e abalar a estrutura de outras 60 residências.

Independente da magnitude e dos estragos causados por um terremoto fica evidente a importância do controle de vibrações em edifícios, não somente com o intuito de preservar a integridade do mesmo, mas também, de reduzir os desconfortos causados por um evento menor. Deste modo, fazem-se necessários estudos acerca de sistemas de amortecimentos e seu emprego eficaz em edificações.

O objetivo do presente trabalho consiste na determinação, através de uma rotina computacional desenvolvida, das respostas dinâmicas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração de uma estrutura discretizada em nove graus de liberdade submetida a eventos sísmicos sem o controle de vibrações instalado e após, com a instalação de supressor de vibrações do tipo amortecedor de massa sintonizado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Ao longo dos anos diversos estudos e métodos foram desenvolvidos com o objetivo de controlar os movimentos de edifícios causados por eventos aleatórios, como ventos e terremotos.

Miguel (2002) apresentou um estudo teórico e experimental sobre o uso de amortecedores de vibração por atrito simulando, projetando e ensaiando diferentes modelos de amortecedores aplicados a um edifício submetido a eventos sísmicos. Com o uso de programas computacionais, verificou-se que as respostas da estrutura foram reduzidas após a instalação dos dissipadores.

Um estudo baseado em simulações numéricas de diferentes estruturas submetidas a ações de diferentes tipos, como caminhar de pessoas sobre uma ponte e edifício submetido a diferentes terremotos foi apresentado por Paredes (2008) tendo obtido resultados satisfatórios.

3. SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES

Um sistema de controle de vibrações tem por objetivo reduzir as amplitudes de vibração, através, por exemplo, da adição de dispositivos externos, aumentando o amortecimento da estrutura. Os sistemas de controle podem ser classificados como: controle passivo, controle ativo, controle semi-ativo e controle híbrido.

- SISTEMAS PASSIVOS

Sistemas passivos são mecanismos que dissipam a energia fornecida ou transferem parte dela para o sistema de controle. Esses dispositivos dissipam a energia usando o próprio movimento da estrutura para produzir um movimento relativo ou converter a energia

cinética em calor. Exemplos destes sistemas são os isoladores de base, os amortecedores de massa sintonizados (AMS), amortecedores de líquidos sintonizados, amortecedores viscosos, amortecedores metálicos e amortecedores de atrito. Estes sistemas têm a vantagem de não necessitarem de energia externa e possuem um custo mais baixo que os demais tipos [Ospina, 2008].

- SISTEMAS ATIVOS

Sistemas ativos adaptam-se a diferentes condições de cargas por meio de sensores de resposta estrutural, que determinam a força de controle a ser aplicada na estrutura. Este controle requer energia externa e possui um custo mais elevado que os sistemas passivos. Amortecedores de massa ativos, geradores de pulso e cabos tensionados são exemplos de sistemas ativos [Ospina, 2008].

- SISTEMAS SEMI-ATIVOS

Este é um tipo de sistema que constitui uma solução intermediária aos sistemas ativos e passivos. São também chamados de “passivos inteligentes” porque dissipam a energia tal como os sistemas passivos, mas têm maior adaptabilidade já que têm a capacidade de se ajustarem em face da resposta efetiva da estrutura. Existem, neste grupo, quatro conhecidos tipos: dispositivos de rigidez variável, amortecedores de atrito variável, amortecedores viscosos de orifício variável e amortecedores de viscosidade variável [Chaves, 2010].

- SISTEMAS HÍBRIDOS

Este tipo de sistema combina sistemas passivos com sistemas ativos. Neste grupo os mais conhecidos são os HMD's (“Hybrid Mass Dampers”) que fazem uma combinação de AMS's com sistemas ativos, através da exploração do efeito passivo dos AMS's e a implementação de um sistema ativo paralelo que aumenta o desempenho do aparelho, aumentando o movimento da massa passiva e aumentando a robustez do dispositivo face a problemas de sintonização [Chaves, 2010].

4. AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO

O amortecedor de massa sintonizado (AMS) é um dispositivo passivo de controle de vibrações clássico da engenharia constituído basicamente por uma massa, uma mola e um amortecedor que é ligado à estrutura. O AMS geralmente localiza-se no topo da estrutura com o objetivo de atenuar as vibrações devidas ao primeiro modo, o que predomina em edifícios altos. A frequência natural do AMS é sintonizada em torno da frequência deste primeiro modo, o qual se deseja controlar. Assim, quando a estrutura vibra, o AMS vibra com a mesma frequência e absorve parte da energia do sistema. Alguns exemplos de AMS podem ser observados na Figura 4.1.

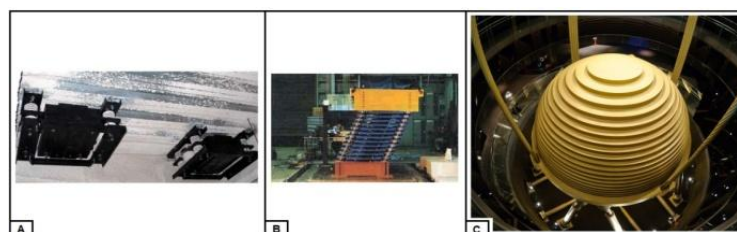


Figura 4.1 A) AMS duplo instalado sob um piso. B) AMS em testes. C) AMS do tipo pêndulo.

4.1 EQUAÇÕES DE MOVIMENTO DE UM SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE

Um modelo representativo de um sistema com 1 GDL sujeito a uma ação harmônica, como por exemplo, $P_0 \text{sen}(\omega t)$ pode ser visto na Figura 4.2.

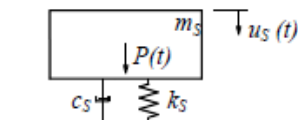


Figura 4.2 – Modelo de uma estrutura com 1 GDL com amortecimento [Paredes, 2008].

Este sistema é constituído por uma massa m_s , por uma mola de rigidez k_s e por amortecimento de valor c_s . A equação de equilíbrio que rege seu movimento é dada por:

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = P_0 \text{sen}(\omega t) \quad \text{Eq. (4.1)}$$

A Função de Resposta em Frequência (FRF) deste sistema é do tipo apresentado na Figura 4.3.

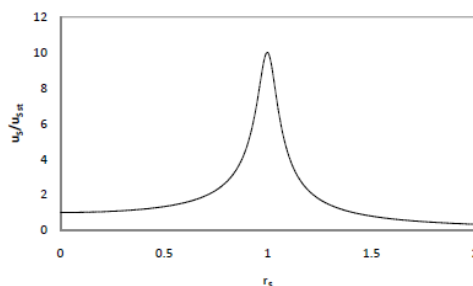


Figura 4.3 – FRF de um sistema com 1 GDL com amortecimento [Paredes, 2008].

A figura mostra a amplitude do movimento da massa m_s em função da razão das frequências r_s .

$$r_s = \frac{\omega}{\omega_s} \quad \text{Eq. (4.2)}$$

O pico em $r_s = 1$, onde a frequência natural do sistema é igual à frequência natural de vibração, é objetivo de controle do AMS.

Após a adição de um AMS, um sistema com 2 GDL é obtido. Este sistema é representado pela Figura 4.4.

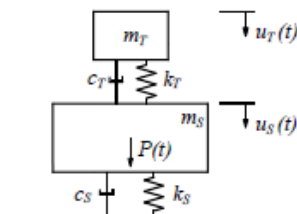


Figura 4.4 – Modelo de uma estrutura com 1 GDL com amortecimento na qual foi instalado um AMS, passando a ter 2 GDL [Paredes, 2008].

As equações de movimento deste sistema são dadas por:

$$\begin{cases} m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + c_t (\dot{u}_s - \dot{u}_t) + k_s u_s + k_t (u_s - u_t) = P_0 \text{sen}(\omega t) \\ m_t \ddot{u}_t + c_t (\dot{u}_t - \dot{u}_s) + k_t (u_t - u_s) = 0 \end{cases} \quad \text{Eq. (4.3)}$$

Onde o índice S corresponde à massa principal e o T ao AMS.

Sabendo que em regime permanente os deslocamentos, velocidades e acelerações da massa m_s são do tipo:

$$\begin{cases} u_s(t) = u_{s0} \text{sen}(\omega t) \\ \dot{u}_s(t) = \omega u_{s0} \text{cos}(\omega t) \\ \ddot{u}_s(t) = -\omega^2 u_{s0} \text{sen}(\omega t) \end{cases} \quad \text{Eq. (4.4)}$$

E que os deslocamentos, velocidades e acelerações da massa m_T são do tipo:

$$\begin{cases} u_t(t) = u_{t0} \text{sen}(\omega t) \\ \dot{u}_t(t) = \omega u_{t0} \text{cos}(\omega t) \\ \ddot{u}_t(t) = -\omega^2 u_{t0} \text{sen}(\omega t) \end{cases} \quad \text{Eq. (4.5)}$$

Chegam-se às equações que permitem calcular as amplitudes de deslocamentos dos dois graus de liberdade do sistema.

$$\frac{u_{s0}}{P_0} = \sqrt{\frac{(k_T - \omega^2 m_T)^2 + (\omega C_T)^2}{[(k_S - \omega^2 m_S)(k_T - \omega^2 m_T) + \omega^2 (-C_S C_T - m_T k_T)]^2 + [C_S(-\omega^2 m_T + k_T) + C_T(-\omega^2 m_S - \omega^2 m_T + k_S)]^2 \omega^2}} \quad \text{Eq. (4.6)}$$

$$\frac{u_{t0}}{P_0} = \sqrt{\frac{(k_T)^2 + (\omega C_T)^2}{[(k_S - \omega^2 m_S)(k_T - \omega^2 m_T) + \omega^2 (-C_S C_T - m_T k_T)]^2 + [C_S(-\omega^2 m_T + k_T) + C_T(-\omega^2 m_S - \omega^2 m_T + k_S)]^2 \omega^2}} \quad \text{Eq. (4.7)}$$

Introduzindo os coeficientes q, r, μ e ξ , onde ξ é o coeficiente de amortecimento viscoso, tem-se:

$$q = \frac{\omega_T}{\omega_S} \quad \text{Eq. (4.8)}$$

$$\mu = \frac{m_T}{m_S} \quad \text{Eq. (4.9)}$$

Sabendo que $u_{S\text{st}} = P_0/k_S$ é o deslocamento estático, as Equações 4.6 e 4.7 podem ser escritas de forma mais simplificada, resultando em: Eq. (4.10)

$$\frac{u_{s0}}{u_{S\text{st}}} = \sqrt{\frac{(2\xi_T r_S q)^2 + (r_S^2 - q^2)^2}{(2r_S)^2 [\xi_T (r_S^2 (1 + \mu) - 1) + \xi_S (r_S^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_S^2 - (r_S^2 - 1)(r_S^2 - q^2) + (2r_S)^2 \xi_S \xi_T]^2}} \quad \text{Eq. (4.11)}$$

$$\frac{u_{t0}}{u_{S\text{st}}} = \sqrt{\frac{(2\xi_T q)^2 + q^4}{(2r_S)^2 [\xi_T (r_S^2 (1 + \mu) - 1) + \xi_S (r_S^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_S^2 - (r_S^2 - 1)(r_S^2 - q^2) + (2r_S)^2 \xi_S \xi_T]^2}}$$

A FRF deste novo sistema tem o aspecto conforme mostrado na Figura 4.5, onde se adotou um amortecimento estrutural $\xi_S = 0,01$, $q = 0,8$, $\mu = 0,15$ e variou-se o valor de ξ_T .

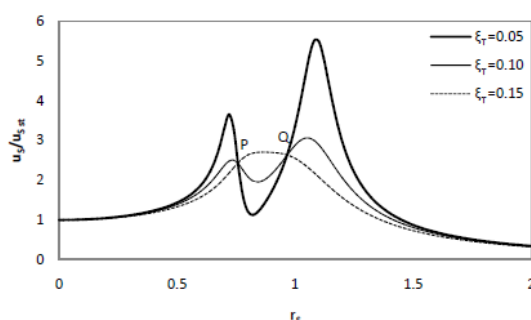


Figura 4.5 – FRF de um sistema com 1 GDL e AMS instalado, *i.e.*, 2 GDL [Paredes, 2008].

Observam-se agora dois picos que correspondem a cada uma das frequências do sistema. Ao elevar-se o amortecimento ξ_T do AMS, observa-se uma diminuição dos picos de amplitudes indicando uma atenuação dos movimentos.

4.2 DIMENSIONAMENTO DO AMS

Ao se instalar um AMS numa estrutura, pretende-se diminuir a amplitude do pico de ressonância para o valor mais baixo possível, a fim de que as amplificações sejam menores ao longo de uma faixa mais ampla de frequência próxima à de ressonância. Diversos métodos para encontrar os parâmetros ótimos foram desenvolvidos, entre eles está o proposto por Villaverde (1980, apud Paredes, 2008) que foi desenvolvido e avaliado recorrendo-se a acelerogramas de sismos reais.

De acordo com Villaverde (1980), o dimensionamento de um AMS eficaz na redução da resposta sísmica deve ser efetuado de modo a satisfazer a Equação 4.12.

$$|\xi_S - \xi_T| = |\phi_k \sqrt{\mu}| \quad \text{Eq. (4.12)}$$

Onde ϕ_k é o modo de vibração normalizado do modo cuja amplitude quer se controlar.

O valor de ξ_T deve ser escolhido de forma a ser o maior possível, sendo que este valor deverá ser inferior ao amortecimento crítico. Caso contrário não haverá oscilação do AMS e, em consequência, dissipação de energia.

Substituindo o valor de ξ_T na Equação 4.12 é possível obter o valor de μ . Inversamente, fixando o valor de μ é possível obter o valor de ξ_T . A frequência de sintonização do AMS deve ser igual à frequência natural do modo de vibração que se tem interesse em controlar, ou seja,

$$\omega_T = \omega_S = \omega \quad \text{Eq. (4.13)}$$

Geralmente os edifícios altos são estruturas que vibram predominantes em torno de um único modo de vibração, geralmente o primeiro. Sendo assim, seus deslocamentos podem ser bem representados tomando-se somente a contribuição relacionada ao primeiro modo de vibração [Oliveira, 2012].

4.3 SISTEMA REDUZIDO A UM GRAU DE LIBERDADE

O estudo do dimensionamento de um AMS é feito considerando-se sistemas dinâmicos simples de um grau de liberdade constituídos apenas por massa, mola e amortecedor possuindo um único modo de vibração (1 GDL). As estruturas reais, no entanto,

correspondem a sistemas com inúmeros graus de liberdade e modos de vibração. Deste modo, segundo Paredes (2008), faz-se necessária a utilização de técnicas que construam um sistema equivalente a um grau de liberdade.

Considera-se que cada modo de vibração da estrutura irá corresponde a um modelo de 1 GDL. Dessa maneira, torna-se necessário determinar os valores de massa, rigidez e amortecimento nodais. A normalização dos diversos modos de vibração pode ser efetuada atribuindo um valor unitário à componente modal correspondente ao grau de liberdade em estudo.

Ao se considerar atuações sísmicas, a normalização com fatores de participação unitários é de grande utilidade. O fator de participação do modo j , F_j , é definido pela relação:

$$F_j = \frac{L_j}{M_j} \quad \text{Eq. (4.14)}$$

Onde L é o fator modal de participação sísmica, dado por:

$$L_j = \phi_j M\{1\} \quad \text{Eq. (4.15)}$$

Sendo ϕ_j o modo de vibração em estudo, já normalizado, M a matriz de massa do sistema e $\{1\}$ um vetor coluna de dimensões $n \times 1$, com todos seus elementos iguais à unidade e onde n é o número total de GDL do sistema.

M_j , a massa modal do sistema é definida por:

$$M_j = \phi_j^T M \phi_j \quad \text{Eq. (4.16)}$$

Para que o fator de participação seja unitário deve-se descobrir qual o valor da constante β_i que, quando multiplicada por ϕ_j , fornece o vetor normalizado no fator de participação unitário φ_j . Resolvendo a equação:

$$\frac{(\beta_j \phi_j) M \{1\}}{(\beta_j \phi_j^T) M (\beta_j \phi_j)} \quad \text{Eq. (4.17)}$$

Chega-se à solução:

$$\beta_j = \frac{(\phi_j) M \{1\}}{(\phi_j^T) M (\phi_j)} \quad \text{Eq. (4.18)}$$

Ou seja:

$$\beta_j = F_j \quad \text{Eq. (4.19)}$$

E:

$$\varphi_j = \beta_j \phi_j = F_j \phi_j \quad \text{Eq. (4.20)}$$

5. MÉTODO DE NEWMARK

Os métodos de integração direta das equações de movimento consistem em procedimentos numéricos que não requerem o cálculo prévio dos autovetores e autovalores da estrutura. As funções que representam a variação de velocidade e deslocamento dentro do intervalo de tempo Δt são obtidas através da integração da função que representa a variação da aceleração dentro do mesmo intervalo de tempo Δt . A convergência e a exatidão da

solução dependem da capacidade da função adotada para representar a aceleração com precisão dentro de cada intervalo de tempo Δt , e também o tamanho do intervalo.

Segundo [Groehs, 2001], o método de Newmark é o mais eficaz dos métodos implícitos, que utilizam a equação do movimento no instante $t + \Delta t$ para calcular a resposta neste mesmo instante. As funções que representam a variação de deslocamento, da velocidade e da aceleração no instante $t + \Delta t$ são dadas pelas Equações 5.1, 5.2 e 5.3, respectivamente.

$$\vec{u}(t_{i+1}) = (a_0[M] + a_5[C] + [K])^{-1} \{ \vec{F}(t_{i+1}) + [M][a_0\vec{u}(t_i) + a_1\vec{u}'(t_i) + a_2\vec{u}''(t_i)] + [C][a_5\vec{u}(t_i) + a_6\vec{u}'(t_i) + a_7\vec{u}''(t_i)] \} \quad \text{Eq. (5.1)}$$

$$\vec{u}'(t_{i+1}) = a_5[\vec{u}(t_{i+1}) - \vec{u}(t_i)] - a_6\vec{u}'(t_i) - a_7\vec{u}''(t_i) \quad \text{Eq. (5.2)}$$

$$\vec{u}''(t_{i+1}) = a_0[\vec{u}(t_{i+1}) - \vec{u}(t_i)] - a_1\vec{u}'(t_i) - a_2\vec{u}''(t_i) \quad \text{Eq. (5.3)}$$

Onde os vetores $\vec{u}(t_{i+1})$, $\vec{u}'(t_{i+1})$ e $\vec{u}''(t_{i+1})$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo $t + \Delta t$ e os vetores $\vec{u}(t_i)$, $\vec{u}'(t_i)$ e $\vec{u}''(t_i)$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo t . As constantes a são parâmetros do método de Newmark dados pelo conjunto de Equações 5.4.

$$\left\{ \begin{array}{l} a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \\ a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \\ a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_5 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \\ a_6 = \frac{\delta}{\alpha} - 1 \\ a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \end{array} \right. \quad \text{Eq. (5.4)}$$

Os parâmetros α e δ do método são incondicionalmente estáveis para valores $\alpha = 0,5$ e $\delta = 0,25$. Para o primeiro passo de tempo, os vetores deslocamento e velocidade devem ser condições de contorno fornecidas. O vetor aceleração inicial é dado pela Equação 5.5.

$$\vec{u}''(t_0) = [M]^{-1} [\vec{F}(t_0) - [C]\vec{u}'(t_0) - [K]\vec{u}(t_0)] \quad \text{Eq. (5.5)}$$

6. ROTINA DESENVOLVIDA

Com o objetivo de determinar as respostas dinâmicas de estruturas, faz-se necessário o desenvolvimento de uma rotina computacional capaz de solucionar os sistemas de equações aqui apresentados. A rotina computacional desenvolvida está baseada em linguagem de alto nível e estruturas nos moldes da arquitetura clássica constituída de pré-processamento, solução e pós-processamento, conforme Figura 6.1. A rotina do presente trabalho foi desenvolvida utilizando o ambiente de programação do *software* Matlab.

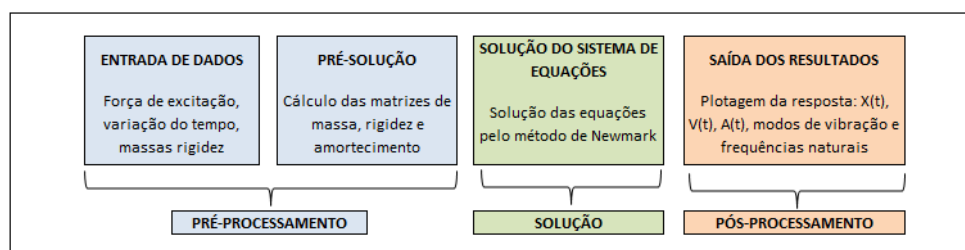


Figura 6.1 – Etapas utilizadas na organização da rotina.

Conforme [Puglia, 2012], a etapa de pré-processamento consiste basicamente, de entrada de dados. A solução das equações de movimento se dá na etapa seguinte, onde as informações da etapa anterior são processadas junto às equações do método de Newmark. Por fim, a resposta é obtida na etapa de pós-processamento, onde as saídas são dadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração do grau de liberdade em estudo em cada instante de tempo.

7. ESTUDO NUMÉRICO

Nesta seção verifica-se a resposta de um edifício submetido a excitações sísmicas diferentes. Em uma primeira análise, a estrutura apenas com seu amortecimento próprio é submetida a uma força aleatória e as respostas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração são apresentadas. Em uma segunda análise considera-se a estrutura com o dissipador de energia instalado, no caso, o amortecedor de massa sintonizado onde as mesmas respostas são analisadas para esta configuração. Tomou-se como referência o topo do edifício pois este é o local onde a resposta dinâmica é mais alta. As respostas obtidas são referentes aos deslocamentos horizontais da estrutura.

O modelo em análise no presente trabalho representa um edifício de aço de nove pavimentos, composto por perfis do tipo I, representado na Figura 7.1A. Como normalmente é feito neste tipo de estrutura, o edifício foi discretizado como um sistema de 9 GDL, também mostrado na Figura 7.1A.

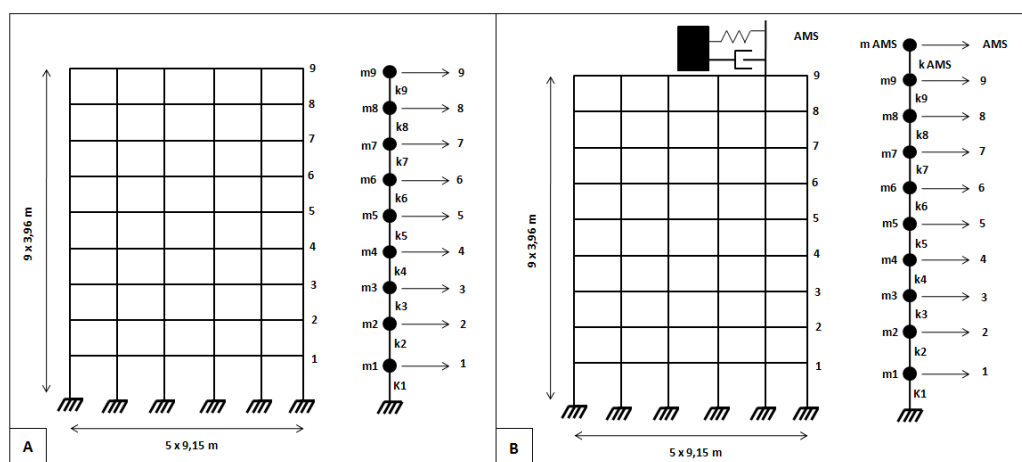


Figura 7.1- A) Estrutura discretizada em 9 GDL e B) com adição do AMS.

Da mesma forma, a estrutura com o AMS instalado pode ser discretizada conforme Figura 7.1B, a diferença consiste na adição de 1 GDL correspondente ao AMS, no topo do edifício, o que gera uma estrutura com 10 GDL.

As propriedades da estrutura em estudo são apresentadas na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Dados para a estrutura em estudo.

Andar	Massa (kg)	Área da seção (m)	Altura (m)	Rigidez pilar (N/m)	Rigidez total do andar (N/m)
1	103017,33	0,03030	3,96	1,65E+08	9,89E+08
2	103017,33	0,03030	3,96	1,65E+08	9,89E+08
3	103017,33	0,02560	3,96	1,32E+08	7,90E+08
4	103017,33	0,02560	3,96	1,32E+08	7,90E+08
5	103017,33	0,02560	3,96	1,32E+08	7,90E+08
6	103017,33	0,02560	3,96	1,32E+08	7,90E+08
7	103017,33	0,18800	3,96	6,74E+07	4,04E+08
8	103017,33	0,01600	3,96	4,81E+07	2,89E+08
9	103017,33	0,01300	3,96	3,09E+07	1,85E+08

Inicialmente foram calculadas as nove frequências naturais (em Hz) da estrutura, obtendo-se: 2,26, 5,35, 8,89, 11,65, 14,72, 17,69, 22,08, 25,81, 27,99Hz.

Em seguida é analisada a resposta dinâmica do edifício, submetido a dois movimentos sísmicos reais, antes e após a instalação de AMS.

7.1 ANÁLISE DA ESTRUTURA SUBMETIDA AO SISMO DE CAUCETE

O primeiro estudo consiste na análise da resposta da estrutura submetida ao sismo de Caucete ocorrido na província de San Juan, Argentina, em 1977, sendo que este atingiu a magnitude de 7,5 na escala Richter. O acelerograma do referido sismo pode ser visto na Figura 7.2.

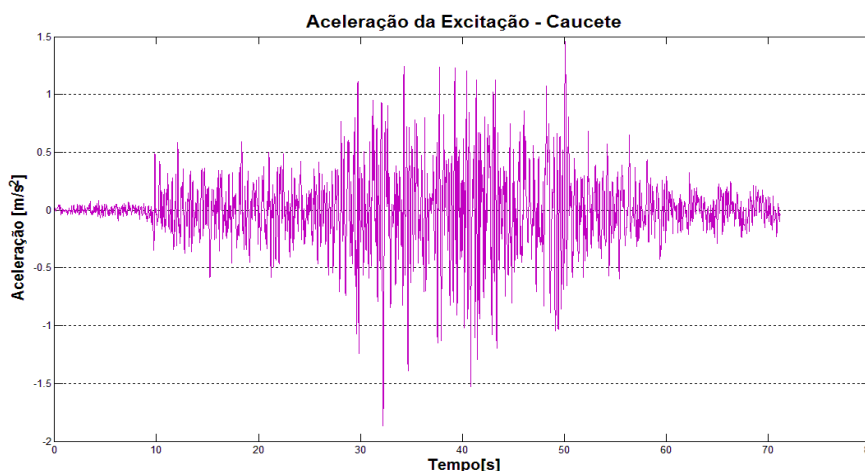


Figura 7.2 – Acelerograma do sismo de Caucete, 1977.

As respostas da estrutura apenas com seu amortecimento próprio de 0,5% foram obtidas através da rotina desenvolvida tendo como referência o topo do edifício (GDL = 9), pois este é o local onde a resposta dinâmica tem maior valor.

Após a análise da estrutura apenas com seu amortecimento próprio, o edifício é novamente analisado, agora considerando a instalação de um AMS no topo do mesmo conforme mostrado na Figura 7.1B. O AMS foi sintonizado em função da frequência mais baixa, ou seja, a frequência correspondente ao primeiro modo de vibração.

Não é desejável a adição de uma massa considerável a uma estrutura, portanto, variou-se a relação de massas μ entre 0,010 e 0,160 obtendo-se o gráfico da Figura 7.3 que relaciona μ com o deslocamento máximo do topo do edifício.

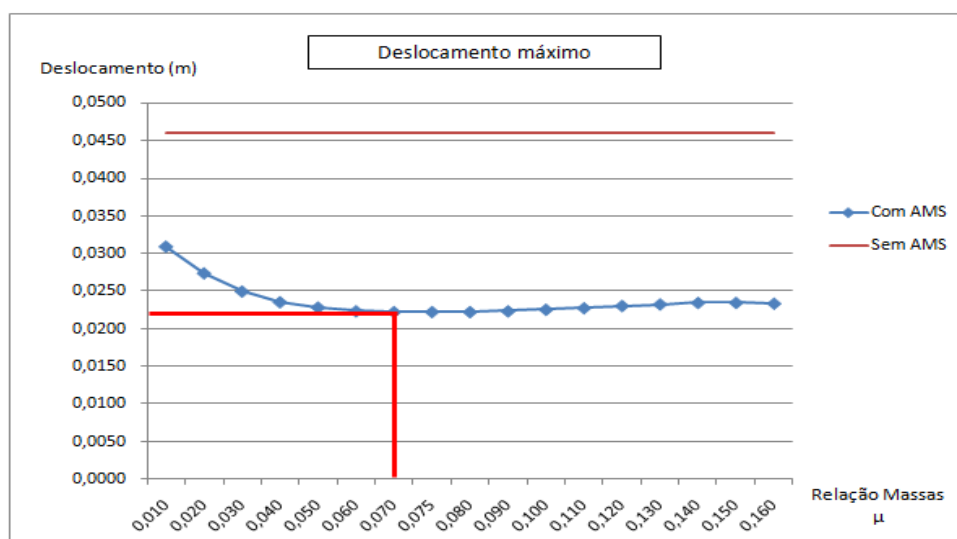


Figura 7.3 – Deslocamento máximo do topo do edifício em função da relação de massas μ .

Observa-se que o menor deslocamento ocorre para valores de μ entre 0,07 e 0,08. Para essa faixa, o valor de deslocamento máximo foi de 0,0223 metros. Como a relação μ é a relação entre a massa do AMS e a massa da estrutura, à medida que se aumenta o valor de μ , maior será a massa do AMS. Este aumento de massa, porém, é um entrave em relação à instalação do AMS visto que não é desejável a adição de grandes massas à estrutura. Desta forma, o valor tomado como ótimo foi o que apresentou menor massa do AMS para o menor deslocamento obtido. A Tabela 7.2 resume as características do AMS.

Tabela 7.2 – Parâmetros ótimos do AMS para o sismo de Cauçete.

Relação Massas	Deslocamento (m)	Massa AMS (kg)	K AMS (N/m)	C AMS (Ns/m)	ξ AMS
0,07	0,0223	50.386	1,02E+07	5,53E+05	0,3868

A Tabela 7.3 mostra os valores máximos de deslocamento, velocidade e aceleração no topo do edifício antes e depois da instalação do AMS.

Tabela 7.3 – Valores máximos no topo antes e depois da instalação do AMS.

	Deslocamento máximo (m)	Velocidade máxima (m/s)	Aceleração máxima (m/s ²)
Sem AMS	0,0460	0,7866	14,2362
Com AMS	0,0223	0,3174	5,0142
Redução (%)	52 %	60 %	65 %

Pode ser observada uma redução de 60 % e 65 % em relação à velocidade e aceleração máxima, respectivamente. Já o deslocamento máximo da estrutura com o sistema de controle com o AMS instalado teve 52% de redução em relação à estrutura sem o sistema de dissipação de energia. Como comparação, Miguel (2002) obteve uma redução de 51% em relação ao deslocamento máximo no topo de um edifício de seis pavimentos considerando o mesmo sismo e o uso de amortecedores de vibração por atrito.

Também pode ser observado na Figura 7.3, que para toda a faixa de valores de μ , o maior valor de deslocamento máximo ocorre para μ igual a 0,010 onde o deslocamento máximo foi de 0,031 m, o que ainda representa uma redução de 33 %.

A resposta da estrutura em termos de deslocamento no topo do edifício pode ser vista na Figura 7.4. Nela pode ser observada a resposta da estrutura com o AMS instalado sobre a resposta da mesma estrutura sem o AMS. Deste modo fica mais clara a eficácia do sistema de controle proposto neste trabalho.

Do mesmo modo, podem ser observadas nas Figuras 7.5 e 7.6, respectivamente, as respostas da estrutura em termos de velocidade e aceleração. Para todas as respostas, foram considerados os parâmetros ótimos do AMS mostrados na Tabela 7.2.

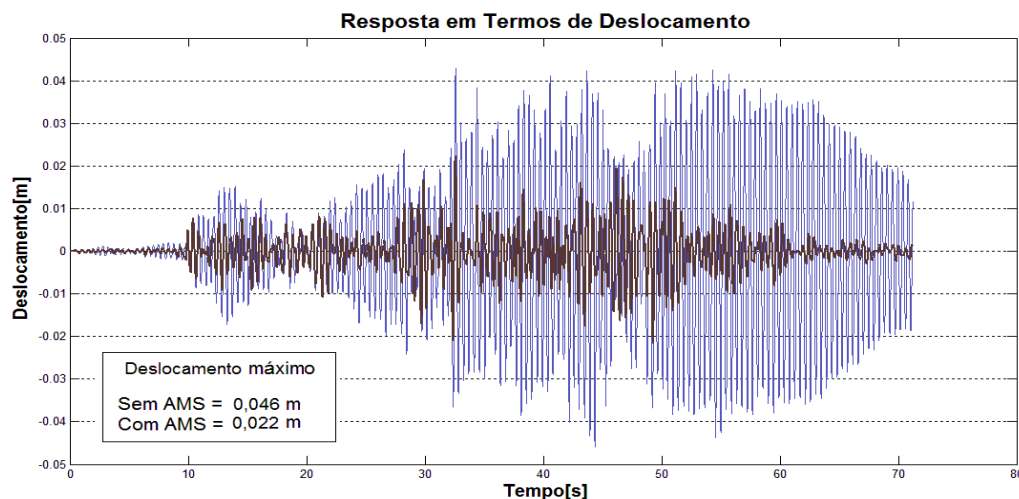


Figura 7.4 – Resposta da estrutura em termos de deslocamento no topo para o sismo de Caucete com e sem o uso de AMS.

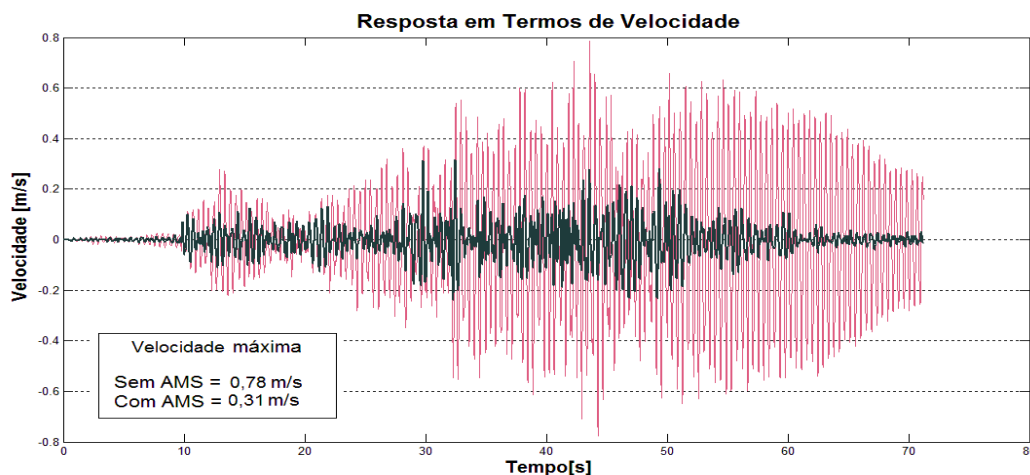


Figura 7.5 – Resposta da estrutura em termos de velocidade no topo para o sismo de Caucete com e sem o uso de AMS.

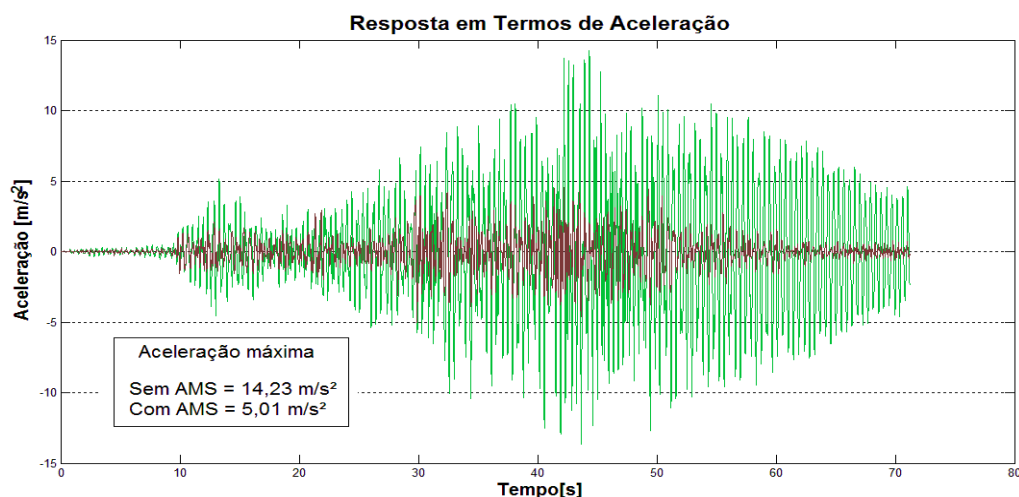


Figura 7.6 – Resposta da estrutura em termos de aceleração no topo para o sismo de Cauçete com e sem o uso de AMS.

7.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA SUBMETIDA AO SISMO DE EL CENTRO

A segunda excitação considerada no estudo foi o sismo de El Centro (Imperial Valley) ocorrido no sudeste da Califórnia, Estados Unidos em maio de 1940. Assim como no caso anterior, determinou-se a resposta dinâmica da estrutura apenas com seu amortecimento próprio de 0,5% e após a instalação do AMS no topo do edifício. O acelerograma do sismo em questão pode ser visto na Figura 7.7.

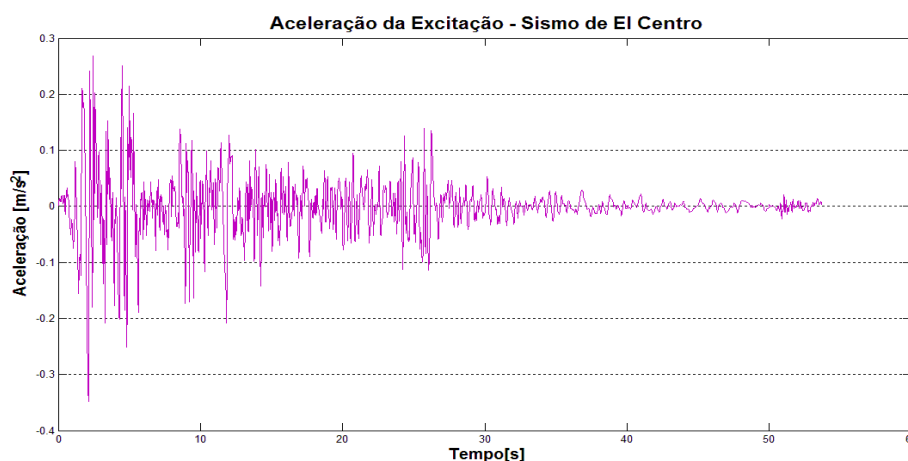


Figura 7.7 – Acelerograma do sismo de El Centro, 1940.

Do mesmo modo que no estudo anterior, a estrutura foi analisada, primeiramente, apenas com seu amortecimento próprio. Após, considerou-se a estrutura com o amortecimento próprio de 0,5% mais o amortecimento provido pela instalação do AMS sintonizado, novamente, para a primeira frequência natural. Na realização da rotina variou-se a relação das massas μ a fim de obter o menor deslocamento do topo da estrutura. Os resultados estão apresentados no gráfico da Figura 7.8.

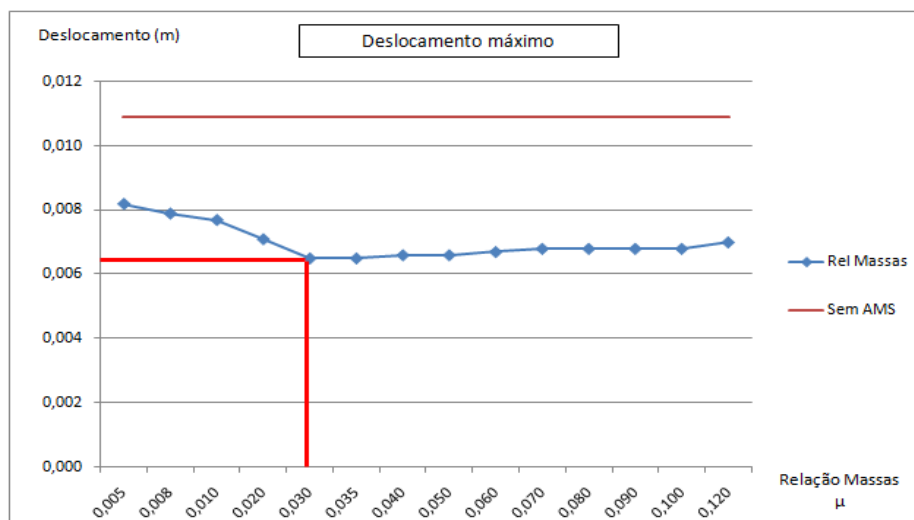


Figura 7.8 – Deslocamento máximo do topo do edifício em função da relação de massas μ .

Pode ser observado que para o sismo de El Centro o menor valor de deslocamento máximo ocorre para valores de μ entre 0,030 e 0,035, ou seja, a massa ideal do AMS para este caso corresponde a 3% da massa da estrutura. Na Tabela 7.4 podem ser vistas as características ideais do AMS.

Tabela 7.4 – Parâmetros ideais do AMS para o sismo de El Centro.

Relação Massas	Deslocamento (m)	Massa AMS (kg)	K AMS (N/m)	C AMS (Ns/m)	ξ AMS
0,03	0,0065	21.594	4,35E+06	1,56E+05	0,2549

A Tabela 7.5 mostra os valores máximos de deslocamento, velocidade e aceleração no topo do edifício antes e depois da instalação do AMS, para o sismo de El Centro.

Tabela 7.5 – Valores máximos no topo antes e depois da instalação do AMS.

	Deslocamento máximo (m)	Velocidade máxima (m/s)	Aceleração máxima (m/s ²)
Sem AMS	0,0109	0,1674	2,6695
Com AMS	0,0065	0,0836	1,6930
Redução (%)	40 %	50 %	37 %

Para este caso, observa-se uma redução de 50 % e 37 % para a velocidade e aceleração máxima, respectivamente. O sistema com o AMS instalado teve 40% de redução do deslocamento máximo em relação à estrutura sem o amortecimento suplementar. Paredes (2008) obteve uma redução de 24% em relação ao deslocamento no topo de um edifício de cinco andares com o uso de AMS.

Do mesmo modo que no estudo da estrutura submetida o sismo de Caucete, o AMS fornece uma redução do deslocamento máximo para toda a faixa de μ . Na Figura 7.8, a relação μ de menor eficiência, no caso, μ igual a 0,005, forneceu uma redução de 25% para o deslocamento máximo.

As respostas da estrutura em termos de deslocamento, velocidade e aceleração no topo do edifício podem ser vistas nas Figuras 7.9 a 7.11, respectivamente. As respostas da estrutura com e sem AMS estão sobrepostas evidenciando a eficácia do sistema de controle proposto. Novamente, para todas as repostas, foram considerados os parâmetros ótimos do AMS mostrados na Tabela 7.4.

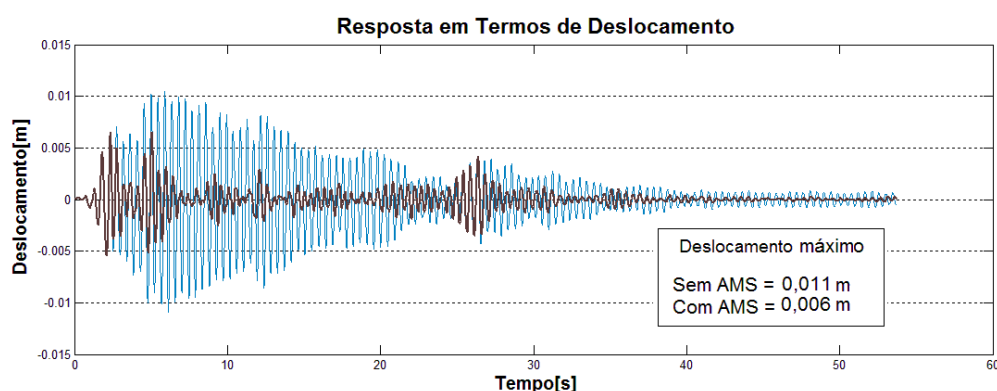


Figura 7.9 – Resposta da estrutura em termos de deslocamento no topo para o sismo de El Centro com e sem o uso de AMS.

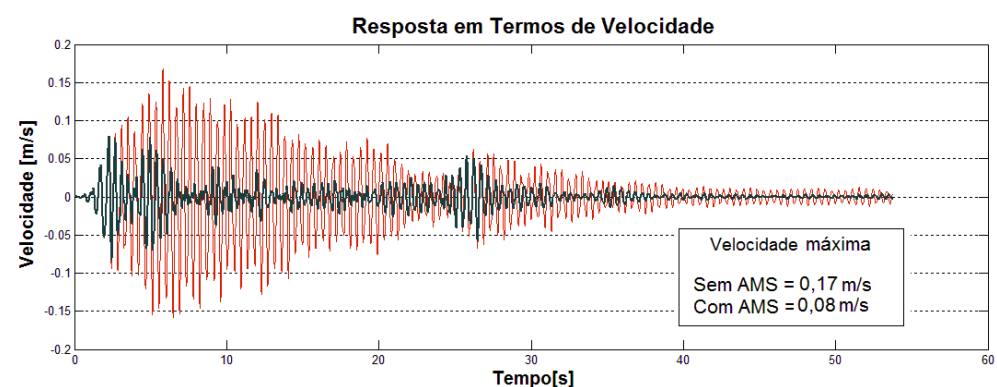


Figura 7.10 – Resposta da estrutura em termos de velocidade no topo para o sismo de El Centro com e sem o uso de AMS.

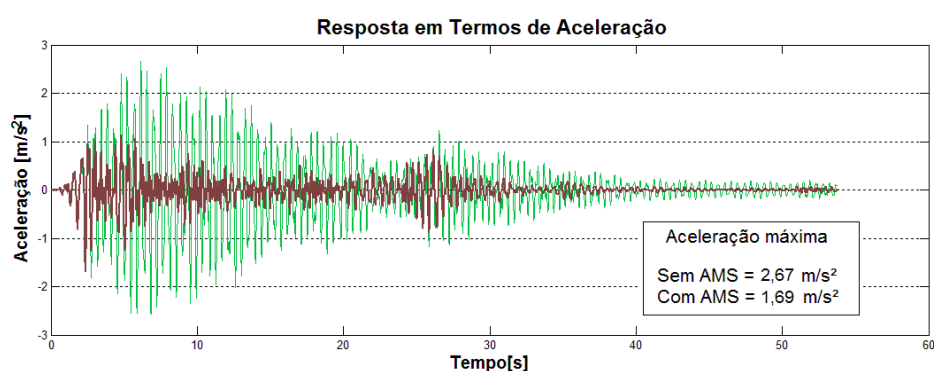


Figura 7.11 – Resposta da estrutura em termos de aceleração no topo para o sismo de El Centro com e sem o uso de AMS.

8. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados no presente trabalho demonstram que a rotina numérica desenvolvida em ambiente Matlab foi bem desenvolvida visto que os objetivos da mesma foram alcançados. Através da rotina, puderam-se determinar, além das frequências naturais e modos de vibração, as respostas da estrutura em termos de deslocamento, velocidade e aceleração no topo do edifício tanto na configuração que utilizou apenas o

amortecimento próprio da estrutura quanto na configuração que utilizou o Amortecedor de Massa Sintonizado. A frequência do AMS foi sintonizada para a frequência fundamental da estrutura (primeira frequência natural), a qual é a de maior importância nesse tipo de estudo. Ainda, através da variação da relação das massas do AMS e da estrutura, μ , puderam-se determinar as características ideais do AMS para cada sismo analisado.

Obteve-se uma grande redução de velocidade e aceleração máximas da estrutura para os dois sismos analisados e uma redução de 52% no deslocamento máximo no topo da estrutura para o sismo de Cauçete e de 40% para o sismo de El Centro, números estes que são expressivos considerando o tipo de estrutura em estudo e a força excitadora. Estes números também podem ser considerados satisfatórios quando comparados aos obtidos por Miguel (2002) e Paredes (2008) que obtiveram resultados semelhantes. Deve-se considerar que esta comparação se dá apenas pela percentagem de redução de deslocamento visto que os estudos têm abordagens e métodos diferentes ao do presente trabalho.

Ainda, vale ressaltar que foi considerado o uso de molas lineares no AMS. No caso de as molas não possuírem rigidez linear os resultados podem tornar-se totalmente contraditórios. Para este caso um estudo mais aprofundado deve ser desenvolvido.

Como sismos são eventos aleatórios, não é possível a determinação de parâmetros ótimos do AMS a priori, como foi feito no presente trabalho. Porém, através do estudo de espectros de sismos ocorridos em certa região, é possível a sintonização do AMS aos sismos característicos daquela região. Ainda, como pôde ser observado nas seções anteriores, para uma ampla faixa de valores de μ ocorre uma significativa redução dos deslocamentos do topo do edifício. Em outras palavras, o AMS não precisa estar sintonizado em sua forma ótima para que tenha um bom desempenho na redução dos efeitos causados por sismos.

Para futuros trabalhos sugere-se a utilização de algum algoritmo de otimização para a determinação dos parâmetros ideais do AMS. Também, sugere-se um estudo levando em consideração os mesmos dados presentes neste trabalho, porém, com a utilização de múltiplos AMS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chaves, S. N. P. H. "Atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios utilizando amortecedores viscosos", Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010.

Groehs, A. G. "Mecânica Vibratória", Editora Unisinos, 2ª Edição, 2006

Miguel, L. F. F., "Estudo teórico e experimental de amortecedores de vibração por atrito", Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS, 2002.

Oliveira, F. S. "Critérios de projeto para amortecedor tipo pêndulo para controle de vibrações em edifícios altos", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2012.

Ospina, C. S. "Otimização de amortecedores de massa sintonizados, múltiplos e interligados, para o controle de vibrações em edifícios altos", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2008.

Paredes, M. M., "Utilização de amortecedores de massas sintonizadas no controle de vibrações em estruturas", Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2008.

Puglia, F. P., "Desenvolvimento de uma rotina computacional para determinação da resposta dinâmica de estruturas", Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Mecânica, UFRGS, 2012.

APÊNDICE A – ROTINA DESENVOLVIDA

```

clear all
close all
clc
tic

% CÁLCULO DE RESPOSTA DO SISTEMA DE VIBRAÇÕES PELO METODO DE
NEWMARK.

% PARÂMETROS PARA O MÉTODO DE NEWMARK

alfa=0.25;
delta=0.5;
dt=0.02;

% CONSTANTES DAS EQUAÇÕES DE NEWMARK

a0=1/(alfa*(dt^2));
a1=1/(alfa*dt);
a2=(1/(2*alfa))-1;
a5=delta/(alfa*dt);
a6=delta/alfa-1;
a7=dt/2*(delta/alfa-2);

% CARACTERÍSTICAS DA MALHA

GDL=9;

%-DADOS DE ENTRADA DO PROBLEMA-%

% Massas
% Rigidez

% MATRIZ DE MASSA

% Cálculo da matriz de massa

% MATRIZ DE RIGIDEZ

% Cálculo da matriz de rigidez

% DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

[AutoVetores,AutoValores]=eig(K,M);
[AutoValoresOrd,ind] = sort(diag(AutoValores));
AutoVetoresOrd = AutoVetores(:,ind);
MaxAV = max(abs(AutoVetoresOrd));
for i=1:GDL;
    AutoVetoresOrd(:,i) = AutoVetoresOrd(:,i)/MaxAV(i);
end

```

```
Freq_Nat_rad = sqrt(AutoValoresOrd);
Freq_Nat = Freq_Nat_rad/(2*pi);
```

```
% MATRIZ DE AMORTECIMENTO
```

```
RazaoAmort = 0.005;
Mr = AutoVetoresOrd'*M*AutoVetoresOrd;
Kr = AutoVetoresOrd'*K*AutoVetoresOrd;
B1 = [1 (Freq_Nat_rad(1)^2); 1 (Freq_Nat_rad(2)^2)];
B2 = 2*RazaoAmort*[Freq_Nat_rad(1); Freq_Nat_rad(2)];
alfas = B1\B2;
alfa10 = alfas(1,1);
alfa11 = alfas(2,1);
Cr = alfa10*Mr+alfa11*Kr;
C = ((AutoVetoresOrd')^-1)*Cr*((AutoVetoresOrd)^-1);
zeta = diag(Cr)./(2*diag(Mr).*Freq_Nat_rad);
```

```
% PARÂMETROS DO TMD
```

```
% Se há TMD, então TMD = 1. Se não há TMD, então TMD = 0.
```

```
TMD = 1;
```

```
if TMD==1;
L1 = AutoVetoresOrd(:,1)*M*ones(9,1);
M1 = AutoVetoresOrd(:,1)*M*AutoVetoresOrd(:,1);
F1 = L1/M1;
Fp = F1*AutoVetoresOrd(:,1);
M1N = Fp'*M*Fp;
RelMassas = 0.03;
zeta_TMD = RazaoAmort+Fp(9)*sqrt(RelMassas);
m_TMD = RelMassas*M1N
k_TMD = m_TMD*(Freq_Nat_rad(1))^2
c_TMD = 2*zeta_TMD*m_TMD*Freq_Nat_rad(1)
w_TMD = sqrt(k_TMD/m_TMD)/(2*pi);
Q = Freq_Nat/w_TMD;
```

```
% MATRIZES COM O TMD ADICIONADO
```

```
M = [M zeros(9,1); zeros(1,9) m_TMD];
K = [K zeros(9,1); zeros(1,10)]+[zeros(8,10); zeros(2,8) [k_TMD -k_TMD; -k_TMD k_TMD]];
C = [C zeros(9,1); zeros(1,10)]+[zeros(8,10); zeros(2,8) [c_TMD -c_TMD; -c_TMD c_TMD]];
GDL = GDL+1;
end
```

```
% FORÇA DE EXCITAÇÃO
```

```
% AcelExcit = importdata('Caucete.txt');
AcelExcit = importdata('EICentro_NS.txt');
AcelExcit = -AcelExcit;
Fexcit=diag(M)*AcelExcit';
Tempo=0:dt:dt*(length(Fexcit)-1);
```

```
% RESPOSTA POR NEWMARK
```

```

NPassos=round(Tempo(end)/dt);
N = a0*M + a5*C + K;
+ K;

X=zeros(GDL,NPassos);
V=zeros(GDL,NPassos);
A(:,1)=(M)\((Fexcit(:,1))-(C*(V(:,1)))-(K*(X(:,1))));

% número de etapas desejadas
% artifício de cálculo: N = a0*M + a5*C

% vetor deslocamento inicial
% vetor velocidade inicial
% vetor aceleração inicial

for j=1:1:NPassos;
    i = j+1;
    X(:,i) = N\((Fexcit(:,i))+M*(a0*X(:,j))+a1*V(:,j)+a2*A(:,j))+C*(a5*X(:,j)+a6*V(:,j)+a7*A(:,j)));
    V(:,i) = a5*(X(:,i)-X(:,j))-a6*(V(:,j))-a7*(A(:,j));
    A(:,i) = a0*(X(:,i)-X(:,j))-a1*(V(:,j))-a2*(A(:,j));
end

Delocamento_Maximo = max(abs(X(9,:)))
Velocidade_Maxima = max(abs(V(9,:)))
Aceleracao_Maxima = max(abs(A(9,:)))

% GRÁFICOS

figure (1)
plot(Tempo,AcelExcit,'m-')
title('\fontsize{17}\bf Aceleração da Excitação - Sismo em Consideração')
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')
ylabel('\fontsize{15}\bf Aceleração [m/s^2]')
grid on;

figure (2)
plot(Tempo,X(9,:),'b-')
title('\fontsize{17}\bf Resposta em Termos de Deslocamento')
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')
ylabel('\fontsize{15}\bf Deslocamento[m]')
grid on;

figure (3)
plot(Tempo,V(9,:),'r-')
title('\fontsize{17}\bf Resposta em Termos de Velocidade')
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')
ylabel('\fontsize{15}\bf Velocidade [m/s]')
grid on;

figure (4)
plot(Tempo,A(9,:),'g-')
title('\fontsize{17}\bf Resposta em Termos de Aceleração')
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')
ylabel('\fontsize{15}\bf Aceleração [m/s^2]')
grid on;

toc

```