



## ESTIMATIVA DE RAZÃO DE MASSAS IDEAL DE AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADA PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

**Luciara V. Rossato**

**Letícia F.F. Miguel**

luciaravellar@gmail.com

letffm@ufrgs.br

Mestranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PROMEC/UFRGS), Porto Alegre, RS, Brasil.

Prof. Dr., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PROMEC/DEMEC/UFRGS), Porto Alegre, RS, Brasil.

Rua Sarmento Leite, 425, 90050-170, Rio Grande do Sul - RS, Brasil

**Leandro F.F. Miguel**

leandro.miguel@ufsc.br

Prof. Dr., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (PPGEC/DECIV/UFSC), Florianópolis, SC, Brasil.

Rua João Pio Duarte Silva, s/n, 88040-900, Santa Catarina -SC, Brasil

**Resumo:** *Devido ao crescimento das cidades e o desenvolvimento de novos materiais de engenharia, estão cada vez mais sendo construídas estruturas leves e esbeltas de múltiplos pavimentos, as quais são mais suscetíveis a efeitos dinâmicos causados por eventos sísmicos ou vento. Para controlar e reduzir as amplitudes de vibração destas estruturas destaca-se a instalação de amortecedor de massa sintonizado (AMS).*

*Neste contexto, este trabalho tem como objetivo, através de simulação numérica, avaliar o comportamento dinâmico de um prédio de 9 pavimentos submetido à excitação sísmica, antes e após a instalação de um AMS. Para tanto, é desenvolvida uma rotina computacional em Matlab com a utilização do método de Newmark para a determinação das respostas dinâmicas da estrutura em termos de deslocamento e aceleração. O sinal de excitação sísmica utilizado é o referente ao registro de aceleração do solo ocorrido em 1940, sob o Imperial Valley, no sudeste da Califórnia, denominado El Centro. Primeiramente a estrutura é analisada apenas com seu amortecimento próprio para fins comparativos e de referência. Em seguida faz-se o*

*dimensionamento do AMS com diferentes relações de massas (AMS - Estrutura) e determinam-se as novas respostas dinâmicas da estrutura, visando à redução dos deslocamentos com uma menor relação custo/benefício.*

**Palavras Chave:** *Dinâmica estrutural, Controle de vibrações, Amortecedor de massa sintonizada (AMS), Método de Newmark.*

## 1 INTRODUÇÃO

A evolução das propriedades dos materiais de construção e das diretrizes de cálculo tem permitido projetar seções estruturais com melhor aproveitamento, e conseqüentemente estruturas mais leves e esbeltas. Apesar da economia, a rigidez da estrutura é menor, o que a torna mais suscetível a problemas de vibração quando submetidas a ações dinâmicas, sendo estas ações dinâmicas um fator relevante na concepção e projeto de estruturas. As ações dinâmicas são provenientes de diversos tipos de ações, dentre elas, o vento, tremores de terra, movimentação de pessoas (caminhar, pular, correr, dançar, etc.), movimentação de veículos, bem como, equipamentos em funcionamento. As ações dinâmicas são responsáveis muitas vezes pelo colapso da estrutura, em função de que os efeitos podem ocasionar solicitações superiores aos da avaliação estática, onde as amplitudes de vibração podem ficar acima dos valores admissíveis. Estas ações também podem causar danos à estrutura quando a frequência das ações se aproxima da frequência natural da estrutura. Através da análise modal, é possível determinar as frequências naturais e os modos de vibrações da estrutura. Assim como, por meio da análise dinâmica são determinados os valores de deslocamentos e acelerações, os quais são comparados com os limites de projeto. Este trabalho tem como objetivo principal, estudar o comportamento dinâmico de um prédio de 9 andares, submetido a efeitos sísmicos.

Visando simular as amplitudes de vibração de uma estrutura submetida a eventos sísmicos, pode-se proceder de duas maneiras distintas, entre outras. A primeira é recorrer a acelerogramas de sismos reais que ocorreram nas proximidades de implantação da estrutura. No entanto, a segunda opção surge devido a não haver registros de sismos em diversas regiões, o que nos leva a simular um registro de excitação sísmica, no qual são levadas em consideração as características do solo do local onde a estrutura será implantada, um exemplo deste tipo de simulação é através do espectro proposto por Kanai e Tajimi.

Visando o controle destas vibrações, diversas opções são possíveis, desde a alteração da estrutura quanto à massa e à rigidez a qual geralmente é feita em fase de projeto, até a implantação de dispositivos externos como, por exemplo, sistemas ativos e passivos (sendo os mais utilizados os amortecedores de massa sintonizada os quais são sistemas de controle passivos), que também podem ser utilizados em estruturas já existentes. Um sistema de controle de vibrações tem por objetivo reduzir as amplitudes de vibrações, através da instalação de dispositivos externos, aumentando o amortecimento da estrutura.

Segundo (Ospina, 2008), os sistemas de controle podem ser classificados em quatro categorias: passivo, ativo, semi-ativo e híbrido.

Sistemas ativos são utilizados quando se necessita da adaptação da estrutura a diferentes tipos de frequências. De acordo com a ação a qual a estrutura está submetida, o sistema de controle, através de sensores instalados na estrutura, é interligado a um sistema externo, o qual efetua o processamento e a verificação da melhor força e amortecimento para controle desta ação. Porém os sistemas ativos necessitam de monitoramento, energia e controle externo permanente.

Sistemas de controle passivos são dispositivos que não necessitam de energia externa para o bom desempenho. Estes dispositivos são dimensionados para um tipo de ação, e utilizam da própria movimentação da estrutura para dissipar a energia devida à ação dinâmica. Desta forma, são vantajosos em relação aos sistemas ativos, por razões de custo, instalação, manutenção e facilidade de controle. Exemplos de sistemas passivos são os amortecedores de massa sintonizados, amortecedores de líquidos sintonizados, entre outros.

Os sistemas semi-ativos são uma solução intermediária entre os sistemas de controle ativos e passivos, não necessitando de fornecimento de energia externa ao sistema, devido a sua capacidade de ajustar-se frente às respostas da estrutura. Exemplos deste dispositivo são os amortecedores de atrito variável, amortecedores de orifício variável, dentre outros, conforme (Chaves, 2010).

Uma combinação entre sistema ativo e passivo são os dispositivos híbridos, os quais os tornam mais eficientes e econômicos.

Visando o controle de vibrações causadas por excitação sísmica, neste trabalho é desenvolvida uma rotina computacional em Matlab que permite determinar a resposta do sistema antes e após a instalação de amortecedores de massa sintonizados. Para o evento sísmico é utilizado o sinal de excitação referente ao registro de aceleração do solo ocorrido em 1940, sob o Imperial Valley, no sudeste da Califórnia, denominado El Centro. Este acelerograma pode ser baixado em “<http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>”. As respostas dinâmicas em termos de amplitudes de deslocamento e aceleração são determinadas através do método de integração numérica de Newmark. A determinação dos parâmetros do amortecedor de massa sintonizado (AMS) a ser instalado no topo do prédio, é feita através do método de Villaverde (1980), Villaverde (1985) com diferentes relações de massas (AMS-Estrutura). A partir dos resultados obtidos, determinam-se os parâmetros ótimos para o AMS, e estes são mostrados através de comparativo entre as respostas antes e após a implantação do AMS para diferentes relações de massa (AMS-Estrutura), visando o melhor custo benefício, no qual se obtém em média uma redução considerável na amplitude dos deslocamentos e acelerações, minimizando o risco de dano e colapso da estrutura.

## **2 METODOLOGIA**

### **2.1 Sinal de excitação sísmica**

Sismo, também chamado de abalo sísmico, terremoto ou tremor de terra, é o nome dado à liberação de energia na crosta do planeta terra, o qual geralmente ocorre devido ao choque de placas tectônicas, criando as ondas sísmicas. A atividade sísmica é referente à frequência, tipo e tamanho dos terremotos registrados de uma área em um período de tempo. Os sismos são registrados através de sismógrafos, onde a forma de medição é através de uma escala de magnitude de momento (MMS) que mede a magnitude dos terremotos em termos de energia liberada. Os registros de sismos com magnitude menor que 5 ocorrem com maior frequência, e são verificados por observatórios utilizando a escala local, mais conhecida como escala de Richter. A escala de magnitude de momento e a escala Richter possuem semelhanças numéricas. A escala de magnitude de momento introduzida por Thomas C. Haks e Hiroo Kanamori veio a substituir a escala Richter desenvolvida por Charles Francis Richter. Os sismos com intensidade menor que 3 na escala local são quase imperceptíveis, enquanto que os maiores que 7 podem ocasionar diversos danos às estruturas, dependendo de sua profundidade. Para escalas maiores é utilizada a escala de Mercalli desenvolvida por Giuseppe Mercalli. Quanto

mais raso for o sismo, ou seja, mais superficial à crosta terrestre, maior será a sua magnitude e maiores serão os danos causados.

A cada ano são estimados 500 mil terremotos detectados através da instrumentação existente, onde cerca de 20% destes podem ser sentidos (Pressler, 2010). A maioria dos terremotos ocorre frequentemente em locais como Califórnia e Alasca nos Estados Unidos, como em países como El Salvador, México, Guatemala, Chile, Peru, Indonésia, Irã, Paquistão, Açores em Portugal, Turquia, Nova Zelândia, Grécia, Itália, Índia e Japão, de acordo com *Earthquake Hazards Program*.

Em 1940 o terremoto denominado El Centro (ou 1940 terremoto Imperial Valley) ocorreu às 21:35 horário padrão do Pacífico em 18 de maio, no Imperial Valley Sudeste da Califórnia, próximo à fronteira internacional entre Estados Unidos e México. A magnitude deste sismo foi de 6,9 e uma intensidade máxima percebida de X (Extrema) na escala de intensidade de Mercalli. Sendo o primeiro e mais forte terremoto gravado no Imperial Valley por um grande sismógrafo localizado próximo a uma ruptura da falha (Hough, 2004). Sendo caracterizado como um evento destrutivo de tamanho moderado típico, causando danos generalizados, aos sistemas de irrigação, a morte de 9 pessoas, e 80% dos edifícios foram danificados em algum grau. Na área de negócios da Brawley, 50% das estruturas foram condenadas e todas foram atingidas. Foi o primeiro teste de resistência às escolas públicas após o terremoto Long Beach ocorrido em 1933.

O sinal sísmico ao qual a estrutura será submetida para a determinação das respostas dinâmicas será o do registro do sismo El Centro, o qual pode ser baixado em “<http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>”. Este sismo teve a duração de aproximadamente 54 segundos.

Na Fig. 1, é apresentado o gráfico do sinal sísmico El Centro em função do tempo.

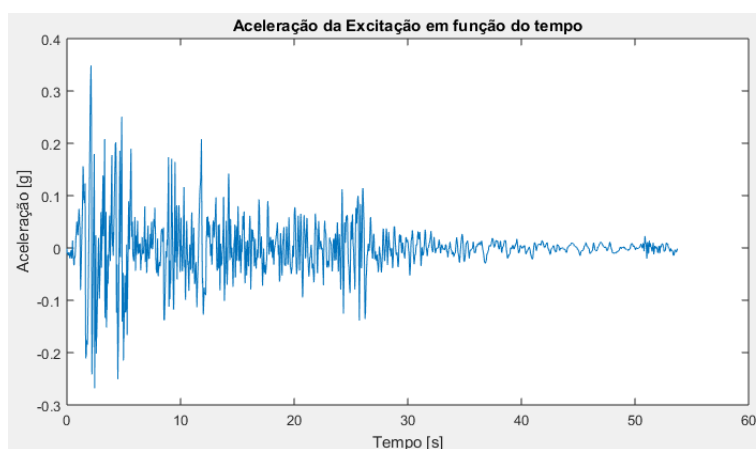


Figura 1: Aceleração do solo sismo El Centro em função do tempo

## 2.2 Resposta dinâmica da estrutura

A resposta dinâmica de uma estrutura com vários graus de liberdade, submetida a uma aceleração na base, é dada pelo sistema de equações diferenciais do movimento dinâmico, através da Eq.(1)

$$[M]\ddot{\vec{x}}(t) + [C]\dot{\vec{x}}(t) + [K]\vec{x}(t) = -[M]\ddot{\vec{x}}_g(t) \quad (1)$$

onde:

[M] é a matriz de massa do sistema

[C] é a matriz de amortecimento do sistema

[K] é a matriz de rigidez do sistema

t é o tempo

$\vec{\ddot{x}}(t)$  é o vetor de aceleração do sistema, em função do tempo

$\vec{\dot{x}}(t)$  é o vetor de velocidade do sistema, em função do tempo

$\vec{x}(t)$  é o vetor de deslocamento do sistema, em função do tempo

$\vec{\ddot{x}}_g(t)$  é a aceleração do solo

Através da análise modal efetua-se o cálculo das frequências naturais da estrutura, as quais serão utilizadas posteriormente para a determinação dos parâmetros ótimos do amortecedor de massa sintonizado (AMS).

### 2.3 Método de Newmark

Os métodos de integração numérica direta são classificados em implícitos e explícitos. Estes métodos consistem em procedimentos numéricos que não requerem o cálculo prévio dos autovalores e autovetores da estrutura. As funções que representam a variação de velocidade e deslocamento dentro do intervalo de tempo  $\Delta t$  são obtidas através da integração da função que representa a variação da aceleração dentro do mesmo intervalo de tempo  $\Delta t$ . 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  $\Delta t$ , e também do 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 equações que representam a variação de deslocamento, da velocidade e aceleração no instante  $t+\Delta t$ , são dadas pelas Eq. (2), (3) e (4) respectivamente:

$$\vec{x}(t_{i+1}) = (a_0[M] + a_5[C] + [K])^{-1} \quad (2)$$

$$\{F(t_{i+1}) + [M][a_0\vec{x}(t_i) + a_1\vec{\dot{x}}(t_i) + a_2\vec{\ddot{x}}(t_i)] + [C][a_5\vec{x}(t_i) + a_6\vec{\dot{x}}(t_i) + a_7\vec{\ddot{x}}(t_i)]\} \\ \vec{\dot{x}}(t_{i+1}) = a_5[\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_6\vec{\dot{x}}(t_i) - a_7\vec{\ddot{x}}(t_i) \quad (3)$$

$$\vec{\ddot{x}}(t_{i+1}) = a_0[\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_1\vec{\dot{x}}(t_i) - a_2\vec{\ddot{x}}(t_i) \quad (4)$$

onde os vetores  $\vec{x}(t_{i+1})$ ,  $\vec{\dot{x}}(t_{i+1})$ ,  $\vec{\ddot{x}}(t_{i+1})$  representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo  $t+\Delta t$ , respectivamente, e os vetores,  $\vec{x}(t_i)$ ,  $\vec{\dot{x}}(t_i)$ ,  $\vec{\ddot{x}}(t_i)$  representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo t, respectivamente.

As constantes  $a_i$  são parâmetros do método de Newmark dados pelo conjunto de Eq. 5:

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, \quad a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}, \quad a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1, \quad a_3 = (1 - \delta) \Delta t \\ a_4 &= \delta \Delta t, \quad a_5 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}, \quad a_6 = \frac{\delta}{\alpha} - 1, \quad a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Os parâmetros  $\alpha$  e  $\delta$  são incondicionalmente estáveis para valores de  $\alpha=0,5$  e  $\delta=0,25$ . Para o primeiro passo de tempo, os vetores deslocamento e velocidade devem ter condições de contorno conhecidas. O vetor aceleração inicial é dado pela Eq. 6:

$$\vec{\ddot{x}}(t_0)=[M]^{-1}[\vec{F}(t_0)-[C]\vec{\dot{x}}(t_0)-[K]\vec{x}(t_0)] \quad (6)$$

## 2.4 Dimensionamento do AMS

O amortecedor de massa sintonizada (AMS) é um dispositivo passivo para controle de vibrações, constituído de uma massa ligada à estrutura através de uma mola e um amortecedor. Usualmente este dispositivo é instalado no topo da estrutura, e é sintonizado para que atenua as vibrações do primeiro modo de vibração. O AMS é sintonizado para a mesma frequência do primeiro modo de vibração da estrutura, para que quando ocorrer vibração da estrutura, parte da energia gerada no sistema seja absorvida pelo AMS. Caso haja interesse em controlar mais de um modo de vibração, pode-se instalar mais de um AMS, onde cada um poderá ser sintonizado com a frequência do respectivo modo o qual se quer efetuar o controle. Desta forma o sistema será denominado MAMS (Amortecedores de massa sintonizado múltiplos), conforme (Ospina, 2008)

A determinação dos parâmetros ótimos para instalação do AMS depende do tipo de ação à qual a estrutura está sujeita. Para a ação sísmica cita-se o método de Villaverde (1980), Villaverde (1985), onde o dimensionamento deve satisfazer a Eq. 7:

$$|\zeta_s - \zeta_T| = |\phi_m \sqrt{\mu}| \quad (7)$$

onde  $\zeta_s$  é o amortecimento da estrutura;  $\zeta_T$  é o amortecimento do AMS, o qual deverá ser escolhido o maior possível, devendo ficar abaixo do amortecimento crítico, para que ocorra a dissipação de energia, caso contrário não ocorrerá oscilação do AMS;  $\phi_m$  é o modo de vibração, a qual se deseja efetuar o controle de amplitudes; e  $\mu$  é a relação de massas, que é definida através da Eq. 8:

$$\mu = \frac{m_T}{m_s} \quad (8)$$

onde  $m_T$  é a massa do AMS, e  $m_s$  é a massa da estrutura.

Conforme (Paredes, 2008) o dimensionamento de um AMS é feito através de um sistema dinâmico que possui um único modo de vibração, ou seja, um grau de liberdade (GDL). No entanto, as estruturas reais possuem vários GDL, ou seja, vários modos de vibração. Assim para que o método seja válido, os modos de vibração devem ser normalizados, de forma a possuírem fatores de participação unitários. Para ações sísmicas, a normalização é feita com fatores de participação ( $F_j$ ), dado por:

$$F_j = \frac{L_j}{M_j} \quad (9)$$

onde  $L_j$  é o fator modal de participação sísmica do modo  $j$ :

$$L_j = \phi_j^T [M] \{1\} \quad (10)$$

onde  $\phi_j$  é o modo de vibração já normalizado;  $[M]$  é a matriz de massa da estrutura; e  $\{1\}$  é um vetor coluna com dimensões  $n \times 1$ ,  $n$  é o número total de GDL da estrutura, e 1 significa que todos os valores do vetor possuem valor igual à unidade (1).

A massa modal do sistema é dada por:

$$M_j = \phi_j^T [M] \phi_j \quad (11)$$

Para que o fator de participação seja unitário, é necessário resolver a Eq.12, a qual consiste em descobrir qual o valor da constante  $\beta_j$ , a qual multiplicada por  $\phi_j$ , fornece o vetor normalizado do fator de participação unitário  $\varphi_j$

$$\frac{(\beta_j \phi_j)^T [M] \{1\}}{(\beta_j \phi_j^T) [M] (\beta_j \phi_j)} \quad (12)$$

Isolando  $\beta_j$ :

$$\beta_j = \frac{(\phi_j)^T [M] \{1\}}{(\phi_j^T) [M] (\phi_j)} \quad (13)$$

Chega-se à solução:

$$\varphi_j = \beta_j \phi_j = F_j \phi_j \quad (14)$$

## 2.5 Dados Utilizados

O modelo de edifício adotado para determinação das respostas da estrutura submetida ao evento sísmico El Centro é um edifício composto por 9 andares, o qual está representado na Fig. 2. Os valores adotados por andar de massa e rigidez estão expostos na Tabela 1. Para o amortecimento inicialmente são adotados somente o amortecimento próprio da estrutura sendo este de 0,5% para o primeiro e segundo modos.

Para o método de integração é adotado um  $\Delta t$  igual a 0,02 segundos.

O AMS será instalado no topo do edifício, pois é onde normalmente apresenta a maior redução das amplitudes de vibração, conforme já é consenso na literatura.

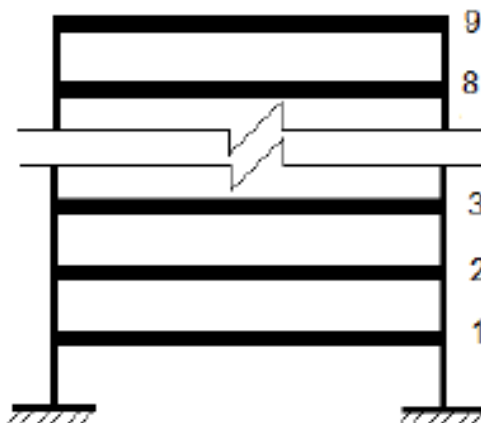


Figura 2: Estrutura com 9 GDL

Tabela 1: Dados para a estrutura do edifício em estudo

Andar	Massa [Kg]	Rigidez[N/m]
1	105000	990000000
2	105000	990000000
3	105000	792000000
4	105000	792000000
5	105000	792000000
6	105000	792000000
7	105000	404400000
8	105000	288600000
9	105000	185400000

### 3 VALIDAÇÃO DOS PROGRAMAS COMPUTACIONAIS DESENVOLVIDOS

#### 3.1 Verificação da análise dinâmica

Com o intuito de garantir a integridade do programa desenvolvido, foi feita a validação do mesmo para a resposta dinâmica da estrutura. O modelo adotado sem e com AMS foi o utilizado no exemplo 1 proposto por (Fadel Miguel *et al.*, 2013), o qual faz referência a três autores distintos. Neste exemplo foi adotado o sismo El Centro. Os valores de massa, rigidez e amortecimento por pavimento são  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ , e  $c=6,2\text{MN/s/m}$ , respectivamente. Na Tabela 3, é apresentado um comparativo dos resultados obtidos pelo programa desenvolvido com os obtidos por (Fadel Miguel *et al.*, 2013).

Os valores dos parâmetros do AMS utilizados para cada um dos autores são expostos na Tabela 2. Os comparativos entre os autores e o presente estudo, são expostos na Tabela 4.



Tabela 2: Valores do AMS

Autores	Massa (kg)	Rigidez (N/m)	Amortecimento (Ns/m)
Hadi e Arfiadi (1998)	108000	3750000	151500
Lee et. al (2006)	108000	4126930	271790

Tabela 3: Comparativo dos deslocamentos máximos por andar em [m], sem AMS

Andar	Miguel et. al. (2013)	Presente estudo
1	0,0031	0,0031
2	0,006	0,0061
3	0,0087	0,0088
4	0,0112	0,0113
5	0,0133	0,0135
6	0,0151	0,0154
7	0,0166	0,0169
8	0,0177	0,018
9	0,0184	0,0188
10	0,0188	0,0191

Tabela 4: Comparativo dos Deslocamentos [m] com AMS

Andar	Hadi e Arfiadi (1998)			Lee et. al (2006)		
	Hadi e Arfiadi (1998)	Miguel et. al (2013)	Presente estudo	Lee et. al (2006)	Miguel et. al (2013)	Presente estudo
1	0,019	0,019	0,019	0,020	0,020	0,020
2	0,037	0,036	0,037	0,039	0,039	0,040
3	0,058	0,053	0,054	0,057	0,057	0,058
4	0,068	0,068	0,069	0,073	0,072	0,074
5	0,082	0,081	0,083	0,087	0,086	0,088
6	0,094	0,093	0,095	0,099	0,098	0,100
7	0,104	0,104	0,106	0,108	0,108	0,110
8	0,113	0,112	0,115	0,117	0,116	0,119
9	0,119	0,119	0,121	0,123	0,123	0,125
10	0,122	0,122	0,124	0,126	0,126	0,128
AMS	0,358	0,355	0,362	0,282	0,300	0,312

#### 4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no trabalho, desde a determinação das respostas dinâmicas da estrutura antes até após a implantação do AMS, sendo feita a otimização do AMS para obtenção da melhor resposta com menor custo/benefício.

#### 4.1 Análise dinâmica sem AMS

Primeiramente calculam-se as nove frequências naturais da estrutura sem o AMS, as quais resultam, em Hz: 2,24; 5,3; 8,82; 11,54; 14,59; 17,54; 21,89; 25,6; 27,75.

Submetendo-se a estrutura do edifício à excitação do registro do sismo El Centro apresentado na Fig. 1, obtém-se as amplitudes apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5: Deslocamentos e acelerações da estrutura submetida ao sismo El Centro

Sem AMS		
Andar	Deslocamento [m]	Aceleração [m/s <sup>2</sup> ]
1	0,0013	0,547
2	0,0025	0,8571
3	0,004	1,1123
4	0,0053	1,4257
5	0,0065	1,6034
6	0,0074	1,7707
7	0,0088	1,9328
8	0,0102	2,3152
9	0,0117	2,7055

Pode-se observar que os valores máximos de deslocamentos e acelerações ocorrem no último andar do edifício. Na Fig.3 são apresentadas as respostas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações do último andar sem o AMS em função do tempo.

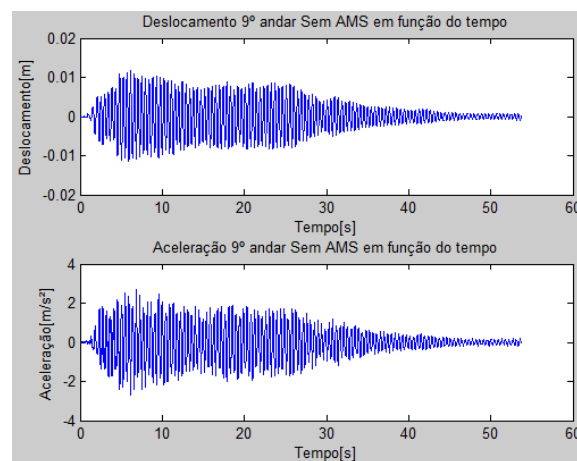


Figura 3: Resposta da estrutura em termos de deslocamento e aceleração em função do tempo

## 4.2 Análise dinâmica com AMS

Para o dimensionamento do AMS utilizaram-se as equações apresentadas na Seção 2.4, onde a relação de massas ( $\mu$ ) foi estipulada entre os valores de 0,005 e 0,045%, com uma variação ( $\Delta\mu$ ) de 0,005 entre cada uma das simulações. Para a obtenção da melhor relação custo benefício, entre as relações de massa (AMS-Estrutura) e a redução dos deslocamentos e acelerações, foram adotadas as seguintes premissas: Menor relação de massa com uma redução dos deslocamentos e acelerações menor que 2% entre cada uma das simulações, ou seja, o melhor resultado foi adotado, quando a variação não passou de 2% tanto para deslocamentos quanto para acelerações quando comparada ao resultado da simulação anterior, sempre considerando a pior hipótese, que é a do último andar.

Os valores resultantes da excitação do sismo El Centro em termos de deslocamentos e acelerações do último andar são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Deslocamentos e acelerações com a variação da relação de massas

Relação de massas ( $\mu$ )	Deslocamento último andar sem AMS (m)	Deslocamento último andar com AMS (m)	% Redução obtida nos deslocamentos	Aceleração último andar sem AMS ( $m/s^2$ )	Aceleração último andar com AMS ( $m/s^2$ )	% Redução obtida nas acelerações
0,005	0,0117	0,0085	27,35	2,7055	1,8096	33,11
0,01	0,0117	0,0078	33,33	2,7055	1,7357	35,85
0,015	0,0117	0,0074	36,75	2,7055	1,7355	35,85
0,02	0,0117	0,007	40,17	2,7055	1,7331	35,94
0,025	0,0117	0,0067	42,74	2,7055	1,7285	36,11
0,03	0,0117	0,0067	42,74	2,7055	1,7222	36,34
0,035	0,0117	0,0068	41,88	2,7055	1,714	36,65
0,04	0,0117	0,0068	41,88	2,7055	1,7043	37,01
0,045	0,0117	0,0068	41,88	2,7055	1,6929	37,43

Pode-se observar que para atender as premissas de melhor custo benefício, a melhor relação de massas ( $\mu$ ) é a de 0,03, pois garante a diferença entre 2% da simulação anterior tanto para deslocamento quanto para aceleração do último andar. De acordo com estas premissas os valores adotados para os parâmetros do AMS como, massa, rigidez, amortecimento e razão de amortecimento são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Valores dos parâmetros do AMS para uma relação de massas de 0,03

Massa [kg]	Amortecimento [Ns/m]	Rigidez [N/m]	Razão de amortecimento [ $\zeta$ ]
22008	157960	4359100	0,255

Após acoplar o AMS com as características apresentadas na Tabela 7, é refeita a análise da estrutura para a verificação das amplitudes de vibração da mesma. Um comparativo entre as respostas da estrutura, sem e com AMS é apresentado na Tabela 8.

É importante notar que a massa do AMS não é uma relação direta com a massa total da estrutura, sendo está determinada conforme exposto na seção 2.4.

Tabela 8: Deslocamentos e acelerações por andar

Andar	Sem AMS		Com AMS		% Redução Deslocamentos	% Redução Acelerações
	Deslocamento [m]	Aceleração [m/s <sup>2</sup> ]	Deslocamento [m]	Aceleração [m/s <sup>2</sup> ]		
1	0,0013	0,547	0,0006	0,3673	46,15	67,15
2	0,0025	0,8571	0,0012	0,51	48,00	59,50
3	0,004	1,1123	0,0019	0,5788	47,50	52,04
4	0,0053	1,4257	0,0025	0,6913	47,17	48,49
5	0,0065	1,6034	0,0032	0,8743	49,23	54,53
6	0,0074	1,7707	0,0037	0,9255	50,00	52,27
7	0,0088	1,9328	0,0047	1,0725	53,41	55,49
8	0,0102	2,3152	0,0057	1,3018	55,88	56,23
9	0,0117	2,7055	0,0067	1,7222	57,26	63,66
AMS	-	-	0,0137	2,3179	-	-

Como se pode observar na Tabela 8, a redução das amplitudes dos deslocamentos e das acelerações ocorreu em todos os andares do edifício. Pode-se verificar uma redução significativa nos deslocamentos com uma ampla faixa de 46% até 58%. Para as acelerações as reduções foram ainda maiores, mas também ficaram com uma ampla faixa, variando de 48% a 68%.

Na Fig.4 são apresentadas as respostas da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações do último andar com e sem o AMS em função do tempo.

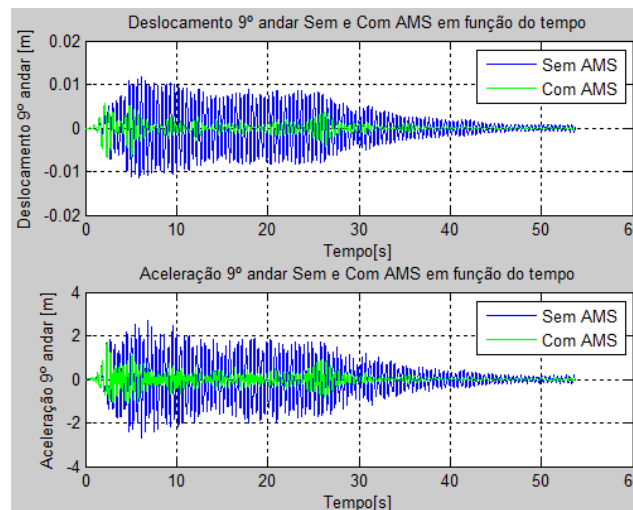


Figura 4: Resposta da estrutura em termos de deslocamento e aceleração, sem e com AMS em função do tempo

## 5 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um método para controle de vibrações através da instalação de AMS. Realizou-se uma análise dinâmica de um edifício de 9 andares submetido ao sismo El Centro, antes e após a instalação de AMS, mostrando uma redução significativa nos deslocamentos e acelerações máximos após a implantação do AMS.

A frequência do AMS foi sintonizada para coincidir com a frequência natural do primeiro modo, que é a geralmente usada para o projeto do AMS. Entretanto, deve-se ressaltar que para cada frequência de sintonização haverá uma relação de massa ótima correspondente para a redução das amplitudes da resposta da estrutura, em outras palavras, para cada frequência terá um AMS com parâmetros ótimos para obtenção de um bom desempenho nas reduções das amplitudes causadas pelos sismos.

Vale ressaltar que não é interessante que a relação de massas ( $\mu$ ) seja um valor muito alto, pois isso iria sobrecarregar a estrutura, aumentando seu custo e dificultando a implantação do AMS.

No presente trabalho, observou-se que os parâmetros ótimos do AMS conforme as premissas de projeto para a estrutura em estudo, submetida ao sismo El Centro foi quando a relação de massas foi de 0,03.

Neste caso, as reduções nos deslocamentos e acelerações máximos, após a implantação do AMS, foram de 46% até 58% para os deslocamentos e de 48% a 68% para as acelerações, mostrando uma considerável redução na resposta após a implementação do sistema de controle via AMS.

## 6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro, através de bolsas, do CNPq e da CAPES.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chaves, S. N. P. H., 2010 “Atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios utilizando amortecedores viscosos”, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.
- Fadel Miguel, L. F.; Miguel, L. F. F.; Lopez, R. H., 2013. Discussion of paper: Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search. *J. Eng. Struct*, v.54, p.262-264
- Groehs, A. G. 2001. *Mecânica Vibratória*, Editora Unisinos
- Hough, SE , 2004. *Encontrando falhas na Califórnia: um guia do turista terremoto* . Mountain Press Publishing. p. 185. ISBN 978-0-87842-495-5 .
- Mohebbi, M. et al, 2012. “Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures.” *Journal of Vibration and Control*; DOI: 10.1177/1077546311434520.

- Ospina, C. S., 2008 “Otimização de amortecedores de massa sintonizados, múltiplos e interligados, para o controle de vibrações em edifícios altos”, Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília.
- Paredes, M.M, 2008. Utilização de amortecedores de massas sintonizadas no controlo de vibrações em estruturas. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Portugal.
- Pressler, Margaret Webb, 2010. More earthquakes than usual? Not really. KidsPost (Washington Post: Washington Post). pp. C10.
- Sadek, F.; Mohraz B.; Taylor, A. W.; Chung, R. M., 1997. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. J. Earthq Eng Struct Dyn, v. 26 p. 617-35.
- Villaverde, R., Newmark, N. M., 1980 “Seismic Response of Light Attachments to Buildings”. University of Illinois, Urbana.
- Villaverde, R., 1985. ”Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorbers”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 13, pp. 33-42.
- Villaverde, R., 1980. ”Earthquake response of systems with nonproportional damping by the conventional response spectrum method”, Proc. 7th world conference on earthquake engineering. Istanbul, 5, pp. 467-474.