



PÓRTICOS PLANOS ACOPLADOS SUBMETIDOS A CARGA SÍSMICA

Karoline Matos da Hora

Luis Alejandro Pérez Peña

Graciela Nora Doz

karolinemhora@gmail.com

alejandrop@unb.br

graciela@unb.br

Universidade de Brasília

Campus Universitário Darcy Ribeiro, 70910-900, Brasília – DF, Brasil

Resumo. *Sismos podem ser definidos como a liberação repentina de energia que provoca movimentos na superfície terrestre. Por serem fenômenos impossíveis de serem previstos, dimensionar estruturas que possam diminuir a possibilidade dessa ruptura brusca torna-se uma tarefa bastante complicada. Diante disso, são feitos diversos estudos de forma a evitar ou amenizar oscilações provocadas pelas ações sísmicas. Uma das técnicas de controle de vibrações que vem crescendo nos últimos anos é o acoplamento estrutural. Tem por objetivo a ligação entre duas estruturas de forma que a energia proveniente do sismo seja dissipada em ambas. Com base nesse conceito, foram estudados numericamente pórticos planos com e sem acoplamento quando submetidos à excitação harmônica na base dos mesmos. O estudo numérico foi realizado com o auxílio do software SAP2000 que permitiu em um primeiro momento a obtenção das características dinâmicas, frequências naturais e modos de vibração, e posteriormente, as acelerações produzidas pelo movimento na base. Os resultados obtidos permitem analisar o alcance e as limitações da técnica de acoplamento.*

Palavras-chave. *Sismos, Acoplamento estrutural, Controle de vibrações.*

1 INTRODUÇÃO

As estruturas atuais são pensadas e executadas com uma esbeltez bem maior do que a outrora permitida. Isso é factível devido à grande evolução nas técnicas de dimensionamento. Através disso, há economia de material e, conseqüentemente, diminuição dos gastos na execução dessas estruturas.

Entretanto, essa diminuição nos elementos estruturais pode acarretar problemas em locais onde há presença de sismos. Por serem fenômenos impossíveis de serem previstos, dimensionar estruturas de tal forma a diminuir a possibilidade de ruptura brusca torna-se uma tarefa bastante complicada.

Diante disso, são feitos diversos estudos de forma a tentar amenizar vibrações em estruturas que estão sujeitas a ação de sismos. Pode-se recorrer ao controle estrutural e, em particular, à recente proposta de se acoplar estruturas. A ideia é que, ao se acoplar duas estruturas, seja promovida a dissipação de energia o mais rápido possível, controlando as vibrações excessivas.

Com base no exposto, esse trabalho tem como objetivo o estudo da técnica de acoplamento entre estruturas em escala reduzida quando submetidas a uma carga harmônica na base e interligadas por meio de amortecedores viscofluidos. Ressalta-se que a frequência de excitação da carga harmônica está dentro do espectro de frequências do sismo de El Centro (1940). Em um primeiro momento, trabalhou-se com duas estruturas de apenas um grau de liberdade, observando seu comportamento frente ao carregamento externo, considerando elas independentes entre si e acopladas. Os mesmos procedimentos foram repetidos para estruturas diferentes com múltiplos graus de liberdade. Os resultados obtidos são comparados criticamente.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

O modelo dinâmico mais simples envolvendo estruturas com múltiplos graus de liberdade a ser aplicado é o edifício de cortante (*shear frame*). Baseia-se nas hipóteses de que o edifício é simétrico e os nós são infinitamente rígidos, o que reduz a edificação a uma coluna simples substituindo cada piso por uma massa concentrada (m) que se movimenta apenas horizontalmente. Cada piso representa um grau de liberdade.

A rigidez (k) entre duas massas consecutivas representa a força cortante necessária para o deslocamento unitário relativo entre os dois pavimentos adjacentes. Além da massa, cada pavimento possui também um coeficiente de amortecimento (c). Esse coeficiente é dado através de uma combinação linear entre a massa e a rigidez atribuída ao respectivo pavimento.

Submetendo o modelo a uma aceleração horizontal $a(t)$ proveniente do sismo, surgirá um vetor deslocamento $\mathbf{X}(t)$ e um vetor velocidade $\dot{\mathbf{X}}(t)$. As equações do movimento são facilmente deduzidas através do equilíbrio dinâmico de cada massa em conformidade com o princípio de d'Alembert. Esse equilíbrio pode ser observado na Fig. 1.

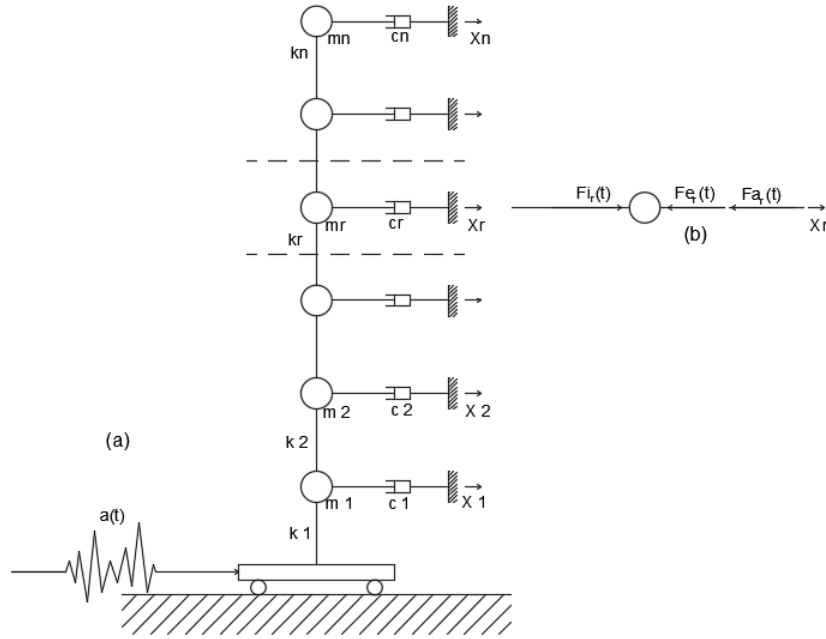


Figura 1. Modelo de edifício de cortante (shear frame). (a) Modelo sísmico; (b) Equilíbrio de forças. (Bozzo e Barbat, 2000).

O equilíbrio do sistema é tido como o equilíbrio entre os vetores de forças de inércia (Fi_r), elásticas (Fe_r), e de amortecimento (Fa_r), de acordo com a Eq. (1).

$$Fi_r(t) + Fe_r(t) + Fa_r(t) = 0 \quad (1)$$

Cada uma dessas forças é descrita conforme as expressões presentes nas Eq. (2), (3) e (4), sendo que $\mathbf{M}$ é a matriz de massa diagonal, $\ddot{\mathbf{X}}$ é o vetor aceleração, $\dot{\mathbf{X}}$ é o vetor velocidade, $\mathbf{X}$ é o vetor deslocamento, $\{\mathbf{1}\}$ é um vetor unitário com dimensão igual a quantidade de graus de liberdade, a é a aceleração do sismo aplicada em todos os graus de liberdade exceto no apoio para estudo do comportamento da estrutura, $\mathbf{K}$ é a matriz de rigidez e $\mathbf{C}$ é a matriz de amortecimento tida como uma aproximação proporcional a de massa e rigidez, sendo uma combinação linear das duas.

Destaca-se que a rigidez cortante do grupo de pilares é dada por $k_r = 12EI_r/h_r^3$, sendo E o módulo de elasticidade dos pilares, I_r o momento de inércia dos pilares entre os pisos r e $r - 1$ e h_r a altura desses pilares.

$$Fi_r(t) = -\mathbf{M}[\ddot{\mathbf{X}}(t) + \{\mathbf{1}\} a(t)] \quad (2)$$

$$Fe_r(t) = \mathbf{K}\mathbf{X}(t) \quad (3)$$

$$Fa_r(t) = \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) \quad (4)$$

Ao final, substituindo as eq. 2, 3 e 4 na equação 1, obtém-se a equação a seguir.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = -\mathbf{M}\{\mathbf{1}\}a(t) \quad (5)$$

3 ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica foi feita com o auxílio do software SAP2000. Foram analisados dois pórticos planos de aço de forma independente e, em seguida, ambos acoplados. Estudou-se três casos:

- Caso 1: As duas estruturas apresentam um pavimento;
- Caso 2: Uma estrutura possui um pavimento e a segunda dois pavimentos;
- Caso 3: Uma estrutura possui um pavimento e a segunda três pavimentos.

Os pórticos foram desenhados no programa conforme as dimensões presentes na Tabela 1 e Tabela 2. Todas as dimensões foram baseadas nos pórticos usados nos ensaios experimentais feitos por Hora *et al* (2016) e Peña (2017).

Os pilares são feitos de aço inox cujo módulo de elasticidade de 209 GPa e densidade igual a $7,747 \times 10^{-5}$ N/mm³; as vigas são de alumínio cujo módulo de elasticidade de 69 GPa e densidade igual a $2,648 \times 10^{-5}$ N/mm³. Os pórticos foram considerados engastados na base.

Tabela 1. Dimensões dos pilares de cada pavimento em mm

Estrutura	Pavimento	Pilar Esquerdo*	Pilar direito*
1	1	$1,5 \times 25,7 \times 190,2$	$1,5 \times 25,7 \times 190,6$
	1	$1,5 \times 25,7 \times 191,0$	$1,5 \times 25,8 \times 190,7$
2	2	$1,5 \times 25,7 \times 190,7$	$1,5 \times 25,8 \times 190,8$
	3	$1,5 \times 25,8 \times 190,5$	$1,5 \times 25,8 \times 190,9$

* Espessura $\times$ Altura $\times$ Largura

Tabela 2. Dimensões das vigas de cada pavimento em mm

Estrut./ Quant. de Pavim.	Viga Inferior*	Viga intermediária 1*	Viga intermediária 2*	Viga Superior*
1/1	$9,7 \times 25,4 \times 188,5$	-	-	$9,8 \times 25,4 \times 188,5$
2/1	$9,6 \times 25,4 \times 188,4$	-	-	$9,6 \times 25,4 \times 188,1$
2/2	$9,6 \times 25,4 \times 188,4$	$9,7 \times 25,5 \times 190,8$	-	$9,6 \times 25,4 \times 188,3$
2/3	$9,6 \times 25,4 \times 188,4$	$9,7 \times 25,5 \times 190,9$	$9,6 \times 25,4 \times 188,4$	$9,6 \times 25,4 \times 188,1$

*Espessura $\times$ Largura $\times$ Comprimento

Na Tabela 2, destaca-se que: a viga inferior é a base do pórtico; a viga intermediária 1 é a junção entre a viga superior do pórtico do primeiro pavimento e a inferior do segundo pavimento; a viga intermediária 2 é a junção entre a viga superior do segundo pavimento e a inferior do terceiro pavimento; e a viga superior é a do topo do último pavimento.

Em um primeiro momento, foram encontradas as características dinâmicas, frequências naturais e período para o primeiro modo de vibração.

Tabela 3. Características dinâmicas dos pórticos para o primeiro modo de vibração

Estrutura/ Quant. De Pavim.	Período (s)	Frequência (Hz)	Estrutura/ Quant. De Pavim.	Período (s)	Frequência (Hz)
1/1	0,0373	26,838	2/2	0,0616	16,233
2/1	0,0354	28,278	2/3	0,0885	11,300

Em seguida, foi realizada uma análise dinâmica considerando como excitação externa registros de acelerações obtidos em ensaios experimentais na base do pórtico quando a estrutura estava submetida a uma carga harmônica de 3,5 Hz. Encontraram-se as acelerações no topo das estruturas desacopladas e, posteriormente, acopladas por meio de um amortecedor com viscosidade igual a 150 N.s/m. A Fig. 2 apresenta um dos casos avaliados neste trabalho.

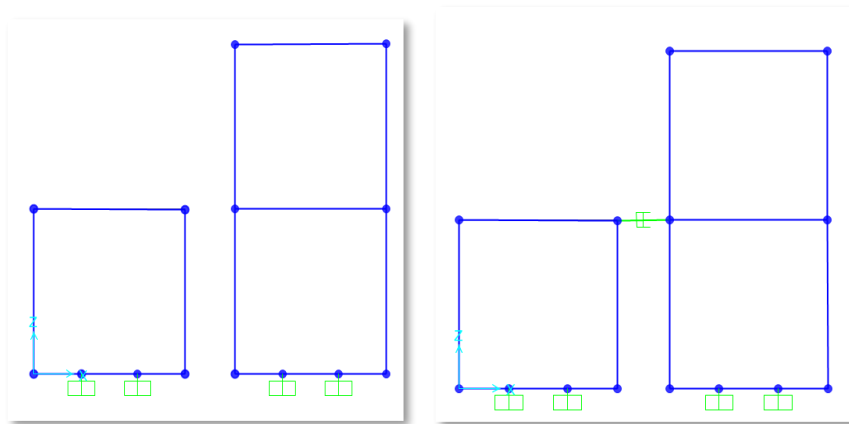


Figura 2. Esquema das estruturas desacopladas e acopladas - Caso 2

4 RESULTADOS

Calculou-se a média entre as acelerações máximas e mínimas dos pontos de interesse das estruturas, estando esses valores apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Aceleração absolutas no topo das estruturas desacopladas e acopladas

Caso	Estrutura	Aceleração Desacoplada (m/s^2)	Aceleração Acoplada (m/s^2)	Redução
1	1	35,87	20,85	41,87%

CILAMCE 2017

	2	34,86	20,87	40,13%
2	1	35,87	20,85	41,88%
	2	56,41	20,29	64,03%
3	1	35,87	20,85	41,87%
	2	43,80	19,57	55,32%

No primeiro caso, é possível observar que houve uma redução considerável das acelerações no topo das estruturas após o acoplamento. Importante ressaltar que esse resultado é diferente do encontrado experimentalmente (Hora *et al* (2016)). A diferença nos resultados deve-se ao fato que o SAP2000 representa o comportamento do amortecedor por meio de uma função exponencial ao invés de linear, como de fato seria o modelo experimental.

Para o segundo e terceiro casos estudados, foi possível observar uma redução maior na estrutura de mais pavimentos. A redução da estrutura de um pavimento se manteve próxima a obtida no modelo de um grau de liberdade.

5 CONCLUSÃO

O primeiro modelo analisado apresenta duas estruturas de um grau de liberdade com características geométricas e físicas semelhantes. Observa-se que há uma redução em torno de 40% da aceleração absoluta no topo de cada uma delas. Essa redução é praticamente a mesma para ambas as estruturas.

Nos dois casos com múltiplos graus de liberdade, a maior redução se apresentou no topo da maior estrutura. Entretanto, a primeira estrutura apresentou a mesma redução do modelo anterior.

Desse modo, é possível concluir que a técnica do acoplamento conseguiu reduzir satisfatoriamente as acelerações no topo de ambas as estruturas, sendo esse controle mais eficiente no topo da maior edificação. Foram obtidos valores de redução compreendidos entre 40% e 65%, respectivamente. Nos casos 2 e 3, as estruturas de um grau de liberdade auxiliam no controle das respostas da estrutura maior quando interligadas por meio do amortecedor.

6 REFERÊNCIAS

Bozzo, L. M., Barbat, A. H., 2000. Diseño sismorresistente de edificios: Técnicas convencionales y avanzadas, Editorial Reverté, S. A.

Hora, K. M., Peña, L. A. P., Doz, G. N., 2016. Estudos numéricos e experimentais de estruturas acopladas. In: 13º Congresso de Iniciação Científica do DF, Brasília. Sustentabilidade: o futuro em nossas mãos, 2016. v. 1.

Peña, L. A. P., 2017. Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 212p.