

Simulação numérica de uma estrutura tridimensional considerando a interação solo-estrutura

Patricia Grezelle¹, Francisco A. A. Gomes², Paôla R. Dalcanal¹, Haridasa F. Carvalho¹, Paulo R. Novak², Giovanni Bratti²

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná

²Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Via do Conhecimento, Km 1, CEP: 85503-390, Pato Branco, Paraná, Brasil

patygrezelle@hotmail.com, franciscogomes@utfpr.edu.br, paolaedalcanal@utfpr.edu.br,

haridasafc@gmail.com, novak@utfpr.edu.br, giovannibratti@utfpr.edu.br

Abstract. The dynamic behavior in the study of Soil-Structure Interaction (SSI) has attracted intense interest among researchers and engineers from diverse areas, as it is a fundamental principle to ensure the safety and structural stability of buildings that are increasingly slender and flexible. However, problems associated with the practical application of SSI are harmed by complex literature, in addition to codes and standards with limited guidelines and practical examples with scarce applications. Thus, the present study proposes to numerically analyze the SSI of a three-dimensional (3D) structure based on the modal response. The model is discretized in an equivalent mass-spring-dampener system, the structure is a system of concentrated masses and soil represented by a system of springs and dampeners calculated through impedance coefficients. Posteriorly, the geometry is modeled and the SSI is coupled with the structure receiving excitation from the base. For such, the finite element method and the ANSYS software are used. The results showed the vibration modes and the harmonic and transient response of the structure with the greatest displacement occurred on the third floor at a frequency of 1.1417 Hz. Therefore, the study made possible to identify the dynamic behavior of the structure before external action at the base.

Keywords: soil-structure interaction, coupling problems, finite element method, dynamic analysis.

1 Introdução

A Interação Solo-Estrutura (ISE) está cada vez mais presente nas engenharias e se tornando uma análise de grande relevância na garantia da segurança e estabilidade de edifícios cada vez mais altos e esbeltos e construções em regiões sísmicamente ativa, Li *et al.* [1], Hokmabadi e Fatahi [2]. O início da ISE remonta ao final do século XIX, mas foi no final do século XX que começou a ganhar atenção pela necessidade das indústrias de energia nuclear e *offshore*, além das melhorias na segurança sísmica, Kausel [3].

Mylonakis *et al.* [4] explicam que durante um terremoto o solo sofre influências das ondas sísmicas incidentes e transmitem dinamicamente para a fundação e superestrutura. Em contrapartida, o movimento induzido da superestrutura gera forças inerciais, isso promove tensões dinâmicas na fundação e são repassadas para o solo, onde se desenvolvem. Assim, fundação e superestrutura sofrem deslocamentos dinâmicos adicionais, logo produzem forças inerciais adicionais.

A resposta dinâmica de uma estrutura pode apresentar comportamentos distintos conforme o tipo de solo em que é excitada, Fitzgerald e Basu [5], Harte *et al.* [6]. De acordo com os estudos de Veletsos e Verbič [7] o solo flexível sob a fundação de uma estrutura aumenta a capacidade de amortecimento da fundação e reduz a frequência natural da estrutura. Ptilakis *et al.* [8] em sua pesquisa comparou uma estrutura de alvenaria de dois pavimentos com e sem a influência da ISE. Eles concluíram que a aplicação da ISE impactou consideravelmente na resposta dinâmica do sistema, alterando as características modais quantitativamente e qualitativamente. O efeito causou não só um movimento global de balanço de ampla amplitude, mas também aumentou deslocamentos e cargas

sísmicas.

O processo de falha em modelos, o cálculo das características dinâmicas e a resposta sísmica de estruturas sujeitas a diferentes intensidades sísmicas podem ser observadas, experimentalmente, a partir de testes de mesa vibratória sendo a forma mais imediata e eficaz de investigar as características dinâmicas e a resposta sísmica de edifícios, Shen e Qian [9]. A interação dinâmica solo-estrutura apresenta inúmeras soluções, incluindo os métodos de subestrutura e o método direto. No método direto, a estrutura, a fundação e o solo são modelados simultaneamente. No método de subestrutura o meio solo-fundação e a estrutura são representadas com duas partes distintas, que são combinadas para resolver o problema, Wolf [10], Wolf, [11], Wolf [12]. Além desses métodos existem outros que foram desenvolvidos com soluções mais simples a fim de determinar a rigidez dinâmica de fundações e o movimento de entrada na base, como é o caso do modelo de cone apresentado por Wolf [13]. Apesar de ser um método menos complexo, permite que casos complicados possam ser resolvidos, com uma acurácia adequada.

A ISE pode ser analisada no domínio da frequência como no tempo. No domínio da frequência a excitação é decomposta em uma série de Fourier, e lida só com respostas lineares. E no domínio do tempo considera as não-linearidades existentes, sendo utilizado para investigar o grau de dano a ser esperado do terremoto, o que é viável no domínio do tempo, e o mais preferível entre os engenheiros estruturais, Wolf [11], Wolf [12], Wolf [13].

As marcas deixadas pelos terremotos a exemplo do ocorrido na Cidade do México em 1985, no Northridge em 1994 e o de Kobe em 1995 sintetizam a importância das investigações da ISE, Hokmabadi e Fatahi [2]. Provavelmente o carregamento mais significativo e melindroso de analisar seja a excitação provocada pelo terremoto. Porém existem outras cargas variáveis no tempo que atuam diretamente na estrutura, como as cargas periódicas oriundas de máquinas rotativas em edifícios, cargas de impacto e carregamentos de explosão, Wolf [10]. No entanto, o problema do acoplamento da ISE ainda é um desafio para os engenheiros, além de não ser uma análise trivial a sua realização é pouco difundido entre os profissionais, Carbonari *et al.* [14], Bybordiani e Arici [15]. As aplicações práticas da ISE são escassas e os códigos são limitados e demandam de recurso computacional.

Este estudo analisa numericamente a ISE de uma estrutura tridimensional (3D) com três pavimentos. O modelo de estudo se baseou no método apresentado por Wolf [11], Wolf [13] e na pesquisa de Pérez Peña [16] no qual foi discretizado em um sistema massa-mola-amortecedor equivalentes, sendo a estrutura um sistema de massas concentradas e solo representado por um sistema de molas e amortecedores calculados por meio de coeficientes de impedância. Posteriormente, a geometria foi modelada e na sequência realizado o acoplamento da ISE com a estrutura recebendo uma excitação pela base. A partir disso, fez-se a análise modal, harmônica e transiente com a finalidade de obter o comportamento da estrutura frente a um abalo sísmico e identificar as frequências de vibração da estrutura. Para tal, foram utilizados o método de elementos finitos e o auxílio do software ANSYS[®] [17] para a modelagem e resolução do problema de análise dinâmica da ISE.

2 Metodologia

Com o objetivo de analisar numericamente a resposta de uma excitação pela base de uma estrutura com três graus de liberdade foi desenvolvido um modelo considerando a ISE, ou seja, com todos os elementos de superestrutura, fundação e solo acoplados. Nessa análise foi pressuposto a estrutura em campo livre, sem interferência de edifícios em seu entorno.

Para desenvolver o modelo numérico, primeiramente, a estrutura e o solo foram discretizados em um sistema massa, mola e amortecedor, posteriormente simulado através do software ANSYS[®] [17]. Nas subseções seguintes mostram os equacionamentos bem como os dados de entrada considerados para as simulações.

2.1 Modelo discreto

Para obter o comportamento da estrutura considerando a ISE foi modelado um sistema discretizado representado por massa, mola e amortecedores conforme apresentado na Fig. 1.

A equação do movimento do sistema (Fig. 1) quando submetida a um sismo na base $\ddot{x}_g(t)$ considerando as grandezas adicionais de deslocamento e giro da fundação, é dada pela eq. (1). A mesma equação também é representada pela eq. (2). Cada elemento que compõe as matrizes e vetores da eq. (2) correspondem a uma submatriz ou a um subvetor. Estes, por sua vez, são exemplificadas no estudo de Pérez Peña [16].

$$\mathbf{M}_{se} \ddot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{C}_{se} \dot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{K}_{se} \mathbf{x}_{se}(t) = -\mathbf{F} \ddot{\mathbf{x}}_g(t), \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{m}_s & \mathbf{m}_{se} \\ \mathbf{m}_{es} & \mathbf{m}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_s \\ \ddot{\mathbf{x}}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{c}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_s \\ \dot{\mathbf{x}}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{k}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_s \\ \mathbf{x}_e \end{Bmatrix} = \\ - \left(\begin{bmatrix} \mathbf{m}_s & \mathbf{m}_{se} \\ \mathbf{m}_{es} & \mathbf{m}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{v}_e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ 0 \end{Bmatrix} \right) \ddot{\mathbf{x}}_g(t), \end{aligned} \quad (2)$$

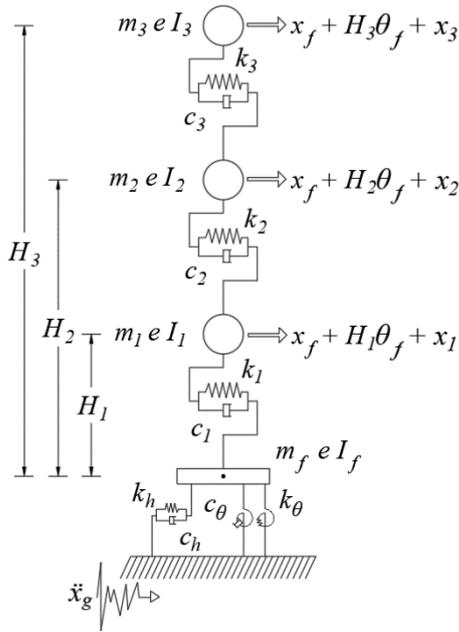


Figura 1. Modelo discreto da estrutura no sistema massa-mola-amortecedor. Fonte: Adaptado de Pérez Peña [16]

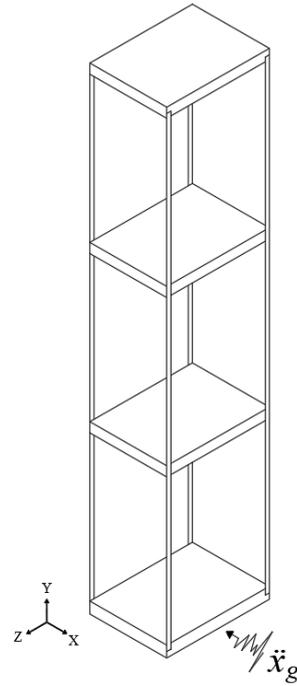


Figura 2. Representação da excitação pela base na direção x

sendo que \mathbf{M}_{se} é a matriz de massa do sistema solo-estrutura; \mathbf{C}_{se} é a matriz de amortecimento do sistema solo-estrutura; \mathbf{K}_{se} é a matriz de rigidez do sistema solo-estrutura; \mathbf{F} é o vetor que define os graus de liberdade do sistema; \mathbf{x}_{se} é o vetor que contém o deslocamento horizontal do sistema solo-estrutura; $\dot{\mathbf{x}}_{se}$ é o vetor que contém a velocidade horizontal do estrutura do sistema solo-estrutura; $\ddot{\mathbf{x}}_{se}$ é o vetor que contém a aceleração horizontal do sistema solo-estrutura; \mathbf{m}_e é a matriz massa $n \times n$ da estrutura; \mathbf{c}_e é a matriz de amortecimento $n \times n$ da estrutura; \mathbf{k}_e é a matriz de rigidez $n \times n$ da estrutura; \mathbf{m}_s é a matriz massa 2×2 do solo; \mathbf{c}_s é a matriz de amortecimento 2×2 do solo; \mathbf{k}_s é a matriz de rigidez 2×2 do solo; \mathbf{m}_{se} é a matriz que representa a interação inercial entre estrutura e o solo $2 \times n$; \mathbf{m}_{es} é a matriz que representa a interação inercial entre estrutura e o solo $n \times 2$; \mathbf{x}_s é o vetor que contém o deslocamento (x_f) e o valor de giro da fundação (θ_f); $\dot{\mathbf{x}}_s$ é o vetor que contém a velocidade (\dot{x}_f) e o valor de giro da fundação ($\dot{\theta}_f$); $\ddot{\mathbf{x}}_s$ é o vetor que contém a aceleração (\ddot{x}_f) e giro da fundação ($\ddot{\theta}_f$); $\ddot{\mathbf{x}}_e$, $\dot{\mathbf{x}}_e$ e \mathbf{x}_e são os vetores que contém os deslocamentos, velocidades e acelerações, respectivamente, da edificação relativos à fundação; \mathbf{v}_e e \mathbf{v}_s são os vetores que definem os graus de liberdade a serem excitados; k_h , k_θ , c_h e c_θ são coeficientes de impedância; H_1 , H_2 e H_3 correspondem as alturas de cada pavimento em relação à fundação; m_1 , m_2 e m_3 representam as massas de cada pavimento; m_f é a massa da fundação; I_1 , I_2 , e I_3 são os momentos de inércias de massa da estrutura; I_f é o momento de inércia da fundação e x_1 , x_2 , e x_3 são os deslocamentos horizontais da estrutura relativo à fundação.

Através da eq. (1) de segunda ordem, um modelo de espaço de estado de primeira ordem pode ser derivado,

resultando em:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{B}\ddot{\mathbf{x}}_g(t), \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_y\mathbf{z}(t), \end{cases} \quad (3)$$

o qual: $\mathbf{z}(t)$ corresponde o vetor de estado; \mathbf{A} é a matriz de estado do sistema; \mathbf{B} o vetor de perturbação; \mathbf{C}_y a matriz de saída; $\mathbf{y}(t)$ é o vetor que contém as respostas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração absoluta.

2.2 Funções de impedância

Para calcular a rigidez e o amortecimento do solo foram utilizadas as funções de impedância. A mola e o amortecedor receberam esses coeficientes para representar o solo. As equações de impedância são:

$$k_h = \frac{8Gr}{(2-v)}, \quad k_\theta = \frac{8Gr^3}{3(1-v)}, \quad c_h = \frac{4,6}{(2-v)}\rho V_s r^2, \quad c_\theta = \frac{0,4}{(1-v)}\rho V_s r^4, \quad (4)$$

em que: k_h é a rigidez horizontal; k_θ é a rigidez do rotação; c_h corresponde ao amortecimento horizontal; c_θ é o amortecimento de rotação; G é o módulo de cisalhamento do solo; V_s é a velocidade de onda do solo nos 30 m superiores de depósito; ρ é a massa específica do solo; ν é o coeficiente de Poisson; r é o raio da fundação.

2.3 Modelagem numérica

A modelagem da geometria e as análises foram realizadas através do software ANSYS® [17]. Para isso considerou-se uma estrutura com três pavimentos sendo composta por quatro chapas de MDF e doze lâminas de aço. O MDF representa os pavimentos e as lâminas representam as colunas da estrutura, Fig. 3. As dimensões da estrutura bem como as propriedades dos materiais considerados neste estudo encontram-se na Tab.1.

Tabela 1. Dimensões da estrutura e propriedades dos materiais

Propriedades da estrutura e do solo	Valores
Dimensões do MDF	0,15 m x 0,2 m x 0,019 m (b x l x h)
Dimensões da lâmina de aço	0,0127 m x 8x10 ⁻⁴ m x 0,305 m (b x l x h)
Altura total	0,934m
Distância entre os pavimentos	0,286 m
$\nu_{estrutura}$	0,3
$\rho_{madeira}$	682,02 kg/m ³
$\rho_{lâmina}$	7117,8 kg/m ³
ρ_{solo}	16 kN/m ³
$E_{madeira}^{(1)}$	3,776 GPa
$E_{lâmina}^{(1)}$	215,7 GPa
G_{solo}	5.4 Mpa
ν_{solo}	0,4
r	0,0977 m
V_s	57,3 m/s
ζ	0,01

⁽¹⁾ E : Módulo de elasticidade.

Na simulação computacional, para considerar a interação solo-estrutura a estrutura é modelada em elementos finitos, sendo utilizada uma malha estruturada, entretanto, o solo foi representado através de mola e amortecedor considerando suas respectivas rigidez e amortecimento obtidos por meio de funções de impedância, Fig. 3. A

representação do acoplamento solo-estrutura é apresentada na Fig. 3. Posteriormente, a estrutura foi fixada deixando-a livre apenas no eixo "x" e na sequência realizada a análise modal.

Na análise harmônica utilizou-se como dados de entrada as respostas obtidas na análise modal. Além disso, considerou a força de 1N inserido na base da estrutura na direção "x". Para a análise transiente foi introduzida uma aceleração temporal na base da estrutura. Porém, a forma de entrada da aceleração teve como condição inicial o solo e depois transferido à estrutura. A direção da força bem como a aceleração e a geometria é ilustrado na Fig. 2. O sismo foi obtido na ferramenta On-Line Ground-Motion Database NGA-West2 [18] (Fig. 4), ocorrido na cidade Northridge - LA, em 1994.

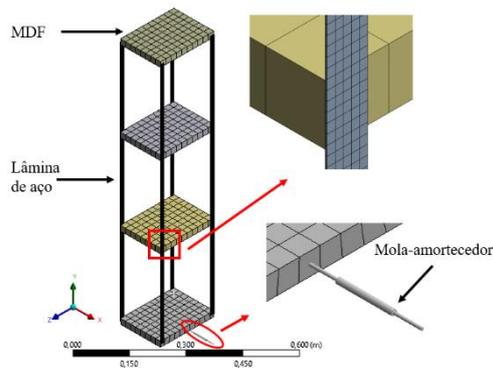


Figura 3. Modelagem numérica: malha e acoplamento da mola-amortecedor à estrutura

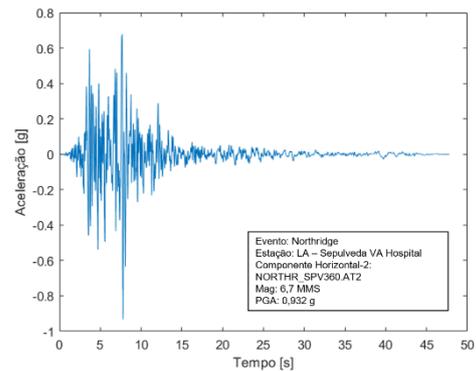


Figura 4. Aceleração no tempo do terremoto de Northridge, em 1994. Fonte: Peer Ground Motion Database [18]

3 Resultados e discussões

A análise modal obtida através dos autovalores e autovetores determinados via método de elementos finitos com o auxílio do software ANSYS® [17]. Assim, os três primeiros modos de vibrar e suas respectivas frequências naturais são apresentadas na Fig. 5. Para tal foi feita a análise de convergência e adotada a malha com 447372 nós e 66900 elementos.

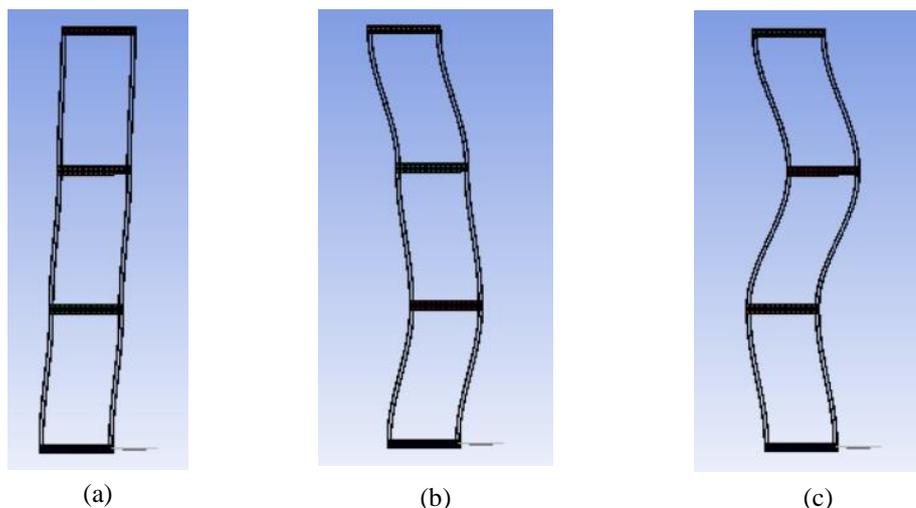


Figura 5. Modos de vibrar da estrutura. a) Primeiro modo: 1,221 Hz; b) Segundo modo: 3,1617 Hz; c) Terceiro modo: 4,5893 Hz.

Na Figura 6 e na Figura 7 são apresentadas as respostas harmônicas da aceleração e deslocamento, respectivamente, sendo considerado o ponto de análise no centro de cada pavimento. Na Figura 6 nota-se que as amplitudes dos três pavimentos ficaram próximas e no segundo modo de vibrar obteve-se a maior amplitude de aceleração no primeiro pavimento que foi de $2,5373 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$ na frequência de 3,189 Hz. O mesmo pode ser observado na Fig. 7, em relação a proximidade das respostas de cada pavimento, no entanto, a maior amplitude foi no primeiro modo de vibrar do terceiro pavimento onde ocorreu o maior deslocamento de $1,7937 \times 10^{-5} \text{ m}$ na frequência de 1,1417 Hz. Isso pode ser justificado tendo em vista que o número de pavimentos influencia na resposta dinâmica da interação-solo estrutura pois variam-se as matrizes de massa e rigidez da estrutura, Pérez Peña [16].

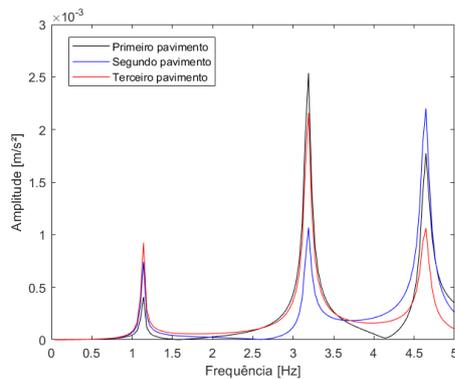


Figura 6. Resposta harmônica da aceleração direcional realizada nos três pavimentos da estrutura

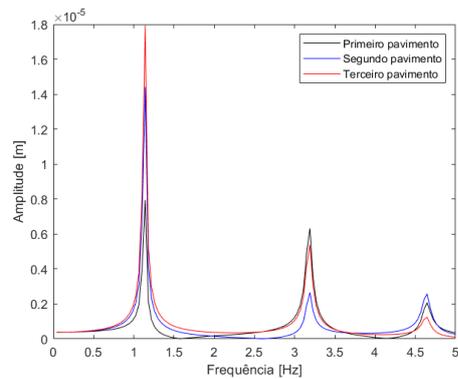


Figura 7. Resposta harmônica do deslocamento direcional realizada nos três pavimentos da estrutura

A Figura 8 mostra a resposta transiente da aceleração em função do tempo considerado o ponto de análise no centro de cada pavimento. Observa-se que as amplitudes entre os pavimentos ficaram próximas, contudo, o terceiro pavimento foi o que obteve maiores amplitudes sendo o valor de aceleração máxima de $-30,768 \text{ m/s}^2$. Outro fator é que se verificar na Fig. 4, as maiores amplitudes de aceleração estão no intervalo de 5 a 15 segundos fato também identificado na Fig. 8.

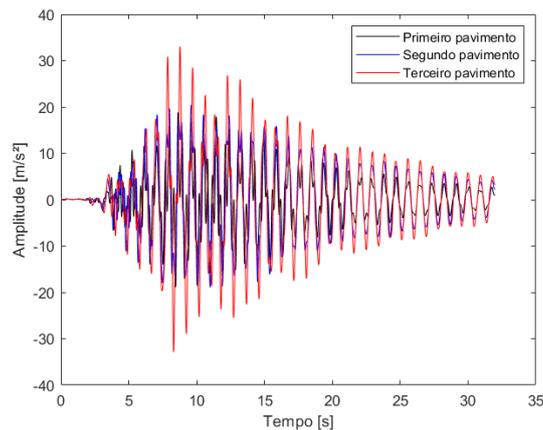


Figura 8. Resposta transiente da aceleração realizado nos três pavimentos da estrutura

4 Conclusão

Com a finalidade de analisar o comportamento dinâmico da interação solo-estrutura com base na resposta modal de uma estrutura recebendo excitação pela base, foi possível identificar as frequências nocivas através da

análise harmônica sendo o terceiro pavimento com maior deslocamento de $1,7937 \times 10^{-5}$ m à uma frequência de 1,1417 Hz. Além disso, através da análise transiente pode-se identificar o comportamento da estrutura ao longo do tempo sob a ação de um abalo sísmico de magnitude de 6,7 na escala de magnitude de momento (MMS).

Tendo em vista o que foi apresentado, apesar do método simples empregado no presente estudo é suficiente para permitir que casos pouco complexos de interação dinâmica solo-estrutura possam ser solucionados com uma precisão aceitável. Dessa forma, o método pode vir a ser utilizado por engenheiros estruturais como uma análise prévia para resolver problemas de menor complexidade envolvendo ISE e, assim garantir uma maior segurança ao projeto.

Agradecimentos. Os autores gostariam de agradecer à Fundação Araucária de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo suporte financeiro (376/2014).

Authorship statement. The authors hereby confirm that they are the sole liable persons responsible for the authorship of this work, and that all material that has been herein included as part of the present paper is either the property (and authorship) of the authors, or has the permission of the owners to be included here.

Referências

- [1] P. Li, S. Liu, Z. Lu and J. Yang. Numerical analysis of a shaking table test on dynamic structure-soil-structure interaction under earthquake excitations. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 26, n. 15, pp. 1–13, 2017.
- [2] A. S. Hokmabadi and B. Fatahi. Influence of foundation type on seismic performance of buildings considering soil-structure interaction. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 16, n. 8, pp. 1–29, 2016.
- [3] E. Kausel. Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.30, n. 9, pp. 822 – 832, 2010.
- [4] G. Mylonakis, S. Nikolaou and G. Gazetas. Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, n. 9, pp. 824–853, 2006.
- [5] B. Fitzgerald e B. Basu. Structural control of wind turbines with soil structure interaction included. *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 131–151, 2016.
- [6] M. Harte, B. Basu and S. R. Nielsen. Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, vol. 45, pp. 509–518, 2012.
- [7] A. S. Veletsos and B. Verbič. Vibration of viscoelastic foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 2, n. 1, pp. 87–102, 1973.
- [8] D. Ptilakis, K. Iliou and A. Karatzetzou. Shaking table tests on a stone masonry building: modeling and identification of dynamic properties including soil-foundation-structure interaction. *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 12, n. 6, pp. 1019–1037, 2018.
- [9] C. Shen and D. Qian. Dynamic characteristics and seismic response of frame-core tube structures, considering soil-structure interactions. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, n. 3, pp. 1–20, 2019.
- [10] J. P. Wolf. *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1985.
- [11] J. P. Wolf. *Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1988a.
- [12] J. P. Wolf. *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Englewood Cliffs (NJ): PTR Prentice Hall, 1994.
- [13] J. P. Wolf. Simple physical models for foundation dynamics. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 83, pp. 1–70, 1998b.
- [14] S. Carbonari, M. Morici, F. Dezi and G. Leoni. A lumped parameter model for time-domain inertial soil-structure interaction analysis of structures on pile foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 48, n. 11, pp. 2147–2171, 2019.
- [15] M. Bybordiani and Y. Arici. Structure-soil-structure interaction of adjacent buildings subjected to seismic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 47, n. 7, pp. 731–748, 2018.
- [16] L. A. Pérez Peña. *Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo-estrutura*. PhD thesis, (Doutorado em Estruturas e Construção Civil)-Universidade de Brasília, Brasília, 2017
- [17] ANSYS®. Academic Research Mechanical and CFD. Versão 18.2, Licence Pak Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2017.
- [18] Peer Ground Motion Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2013.