

# Phân tích khung phẳng bê tông cốt thép có tầng yếu chịu tải trọng động đất có xét tương tác đất nền - kết cấu

Nguyễn Hồng Ân<sup>1,2</sup>, Cao Văn Vui<sup>1,2,\*</sup>, Nguyễn Chí Đại<sup>1,2</sup>



Use your smartphone to scan this QR code and download this article

<sup>1</sup>Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp. Hồ Chí Minh, 268 Lý Thường Kiệt, Phường 14, Quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

<sup>2</sup>Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, Phường Linh Trung, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

## Liên hệ

**Cao Văn Vui**, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp. Hồ Chí Minh, 268 Lý Thường Kiệt, Phường 14, Quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, Phường Linh Trung, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Email: cvvui@hcmut.edu.vn

## Lịch sử

- Ngày nhận: 04-4-2022
- Ngày chấp nhận: 15-7-2022
- Ngày đăng: 20-8-2022

DOI : 10.32508/stdjet.v5i2.973



## Bản quyền

© ĐHQG Tp.HCM. Đây là bài báo công bố mở được phát hành theo các điều khoản của the Creative Commons Attribution 4.0 International license.



## TÓM TẮT

Kết cấu có tầng yếu khá phổ biến trong thực tế do tầng một thường được thiết kế để đậu xe ô tô hay hội trường nên không có các vách ngăn. Trong khi đó, các tầng trên được ngăn ra để làm các căn hộ hoặc văn phòng. Kết quả là tầng một trở thành tầng yếu và dễ bị hư hại khi động đất xảy ra. Bên cạnh đó, tương tác đất nền - kết cấu (soil-structure interaction – SSI) cần được xét đến khi kết cấu chịu động đất. Bài báo này trình bày kết quả phân tích khung bê tông cốt thép (BTCT) có tầng yếu chịu tác dụng của tải trọng động đất có xét tương tác SSI. Kết cấu khung BTCT ba tầng có tầng một là tầng yếu được chọn đại diện cho kết cấu thấp tầng để phân tích. Các kết quả chỉ ra rằng vách ngăn có tác dụng phân bố lại độ lệch tầng khi kết cấu chịu động đất. Khi không xét vách ngăn, độ lệch của tầng hai lớn hơn so với độ lệch của tầng một. Với sự tham gia làm việc của vách với kết cấu, độ lệch tầng của kết cấu hầu như tập trung chủ yếu ở tầng một. Độ lệch của tầng một tăng gần 50% và lớn hơn 3,4 lần so với độ lệch tầng của các tầng trên. Đồng thời, độ lệch tầng của các tầng có vách ngăn giảm mạnh vì độ cứng của các tầng này tăng do sự tham gia làm việc của vách ngăn. Tương tác đất nền và kết cấu đã làm tăng nhẹ (3,2%) độ lệch tầng so với trường hợp không xét SSI.

**Từ khoá:** Khung bê tông cốt thép, Kết cấu có tầng yếu, Động đất, Tương tác đất nền - kết cấu

## GIỚI THIỆU

Kết cấu có tầng yếu rất phổ biến trong thực tế. Hình 1 thể hiện một kết cấu có tầng yếu. Sự phổ biến của kết cấu này là do tầng mặt đất thường được sử dụng để đậu xe ô tô. Trong khi đó, các tầng trên là các căn hộ hoặc văn phòng. Vách ngăn các phòng làm việc hoặc phòng trong căn hộ làm tăng độ cứng của các tầng này. Từ đó, độ cứng của tầng mặt đất là yếu nhất nên dễ bị hư hại nhất khi động đất xảy ra.



**Hình 1:** Kết cấu có tầng yếu (nguồn: <https://taxono.my.openquake.org/terms/soft-storey-sos>).

Vách ngăn có nhiều ảnh hưởng khác nhau đến kết cấu khung bê tông cốt thép (BTCT). Luca và cộng sự<sup>1</sup>

khảo sát vai trò của vách ngăn đến đặc tính chịu động đất của các tòa nhà sau trận động đất Lorca năm 2011. Kết quả quan sát tại hiện trường cho thấy rằng vách ngăn đã làm tăng khả năng chịu động đất cho các tòa nhà BTCT. Dolšek và Fajfar<sup>2</sup> sử dụng phương pháp xác suất để đánh giá ảnh hưởng của vách ngăn đến ứng xử của khung BTCT. Kết quả phân tích chỉ ra rằng xác suất hư hại của các khung có vách ngăn nhỏ hơn so với các khung không có vách ngăn. Các vấn đề khác nhau của kết cấu khung có tầng yếu chịu động đất như cơ chế phá hoại<sup>3,4</sup> và gia cường tầng yếu<sup>5</sup> cũng đã được một số tác giả phân tích.

Bên cạnh đó, tương tác giữa đất nền và kết cấu (soil-structure interaction (SSI)) là một hiện tượng hiển nhiên xảy ra trong các trận động đất. Trong thiết kế kết cấu chịu động đất, kết cấu thường được xem là ngàm cứng tại chân cột. Tuy nhiên, sự sụp đổ của các công trình qua các trận động đất gần đây cho thấy rằng, mặc dù công trình được tính toán rất kỹ nhưng vẫn không đáp ứng được như mong đợi khi các trận động đất với cường độ thiết kế xảy ra. Điều này đã cho thấy vai trò của SSI trong kết cấu chịu động đất cần được xem xét lại. Nhiều nghiên cứu gần đây đã chỉ ra rằng hiệu ứng SSI cần phải được xét đến vì nó có xu hướng tăng chu kỳ của kết cấu và làm thay đổi sự phân bố nội lực, chuyển vị và độ hư hại khi công trình chịu động đất.

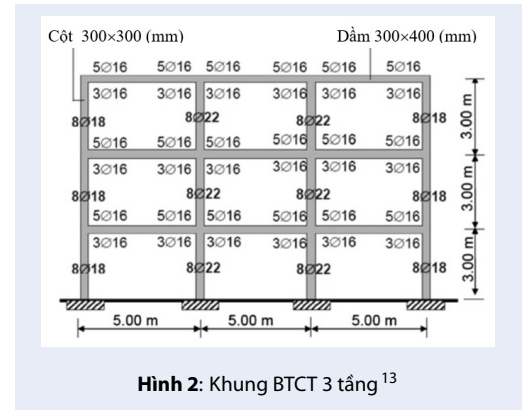
**Trích dẫn bài báo này:** Ân N H, Vui C V, Đại N C. Phân tích khung phẳng bê tông cốt thép có tầng yếu chịu tải trọng động đất có xét tương tác đất nền - kết cấu. *Sci. Tech. Dev. J. - Eng. Tech.*; 5(3):1558-1567.

Trên thế giới, hiệu ứng SSI đã có nhiều tác giả nghiên cứu. Jarernprasert và cộng sự<sup>6</sup> phân tích tác động của tương tác SSI đối với phản ứng của kết cấu một tầng đặt trong nửa không gian đàn hồi chịu động đất và kết luận rằng, hệ kết cấu ứng xử trễ phi tuyến có xét SSI có thể có chuyển vị lớn hơn so với trường hợp ngàm cứng (không xét SSI). Halabia and Zafaran<sup>7</sup> xét ảnh hưởng của SSI trong phân tích kết cấu nhiều bậc tự do theo phương pháp đẩy dần phức hợp mới được phát triển. Kết quả chỉ ra rằng hiệu ứng SSI có thể thay đổi đáng kể phản ứng của hệ kết cấu. Bỏ qua hiệu ứng này có thể cho ra kết quả không phù hợp đối với kết cấu khung BTCT chịu động đất. Jabary and Madabhushi<sup>8</sup> nghiên cứu sự tương tác kết cấu-đất-kết cấu giữa hai kết cấu khung liền kề, nhằm mô phỏng các tòa nhà gần nhau chịu động đất. Kết quả cho thấy rằng tương tác này làm cho phản ứng của các kết cấu gần nhau thay đổi đáng kể. Tomeo và cộng sự<sup>9</sup> khảo sát ảnh hưởng của hiệu ứng SSI đối với ứng xử của khung BTCT bằng cách phân tích động phi tuyến tính và kết luận rằng SSI ảnh hưởng đến lực cắt đáy và độ lệch tầng ở các mức độ rất khác nhau. Ở trong nước, các nghiên cứu về kết cấu chịu động đất có xét SSI còn rất hạn chế. Đoàn Văn Lê<sup>10</sup> phân tích công trình cầu trên nhóm cọc chịu động đất có xét tương tác SSI. Kết quả phân tích cho thấy rằng SSI làm giảm lực tác dụng lên công trình. Hà Hoàng Giang<sup>11</sup> đã tiến hành phân kết cấu nhà cao tầng chịu tải trọng động có xét tương tác SSI. Kết quả cho thấy chuyển vị đỉnh của kết cấu tăng lên khi xét đến SSI. Nguyễn Quốc Trường và cộng sự<sup>12</sup> đánh giá chỉ số hư hại của khung BTCT chịu động đất có xét SSI. Kết quả cho thấy rằng SSI làm tăng chỉ số hư hại của khung BTCT. Bài báo này trình bày kết quả phân tích ảnh hưởng của vách ngăn và hiệu ứng SSI đến độ lệch tầng của kết cấu, giúp hiểu rõ hơn phản ứng của loại kết cấu có tầng yếu đối với động đất có và không có xét tương tác SSI. Các kết quả phân tích được so sánh để rút ra một số kết luận liên quan đến ảnh hưởng của vách ngăn và hiệu ứng SSI đến phản ứng của kết cấu khung BTCT dưới tác dụng của tải trọng động đất.

### KẾT CẤU KHUNG CÓ TẦNG YẾU

Kết cấu khung BTCT 3 tầng của Faisal và cộng sự<sup>13</sup> như thể hiện trên Hình 2 được chọn để phân tích trong bài báo này. Khoảng cách các cột là 5 m và chiều cao tầng là 3 m. Mặt cắt ngang cột và dầm lần lượt có kích thước là 300x300 mm và 300x400 mm. Cốt thép chủ của cột và dầm được trình bày trên Hình 2. Cường độ chịu nén của bê tông là 20 MPa, và cốt thép có cường độ chảy dẻo là 500 MPa. Cường độ động đất thiết kế là PGA = 0,2g. Tĩnh tải bao gồm tải phân bố 20 kN/m và trọng lượng bản thân

khung BTCT. Hoạt tải là 10 kN/m. Chu kỳ của 3 tầng dao động của khung theo mô phỏng của Faisal và cộng sự<sup>13</sup> lần lượt là 0,621 s, 0,197 s và 0,138 s. Loại đất giả định là loại D theo FEMA 356<sup>14</sup>.



Hình 2: Khung BTCT 3 tầng<sup>13</sup>

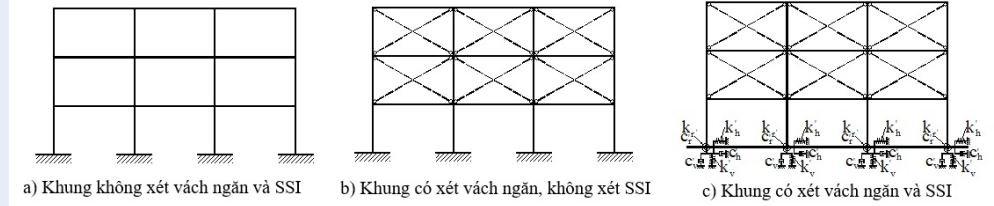
Tầng một dùng làm nơi đậu xe ô tô nên không có vách ngăn. Các tầng hai và ba là các căn hộ nên các tầng này có vách ngăn. Như vậy, có ba trường hợp phân tích cho khung: 1) khung không xét vách ngăn và SSI, 2) khung có xét vách ngăn nhưng không xét SSI, và 3) khung có xét vách ngăn và SSI.

### PƯƠNG PHÁP MÔ PHỎNG

Hình 3a trình bày khung BTCT có các chân cột được xem là ngàm cứng với móng. Hình 3b trình bày mô hình kết cấu khung BTCT có tầng một là tầng yếu với chân cột là ngàm cứng do không xét tương tác SSI. Tầng một không có các vách ngăn, trong khi các tầng trên có các vách ngăn làm việc cùng kết cấu. Hình 3c trình bày mô hình kết cấu khung BTCT tương tự như Hình 3b nhưng có xét tương tác SSI. Phân kết cấu khung BTCT được mô phỏng bằng các phần tử dầm và cột có trong SAP 2000<sup>15</sup>. Các đặc trưng của vật liệu (bê tông và cốt thép) dùng cho việc mô phỏng các phần tử dầm và cột BTCT được trình bày trong phần Mô phỏng kết cấu khung. Phần vách được mô phỏng bằng các thanh giằng chéo với hai đầu là hai liên kết khớp. Các thanh giằng chéo này chỉ chịu nén nhưng khả năng chịu kéo bằng không. Các đặc trưng cơ học của thanh giằng chéo này được tính trong phần Mô phỏng vách. Phần Mô phỏng SSI trình bày các mô hình và các đặc trưng của đất nền sử dụng cho việc mô phỏng tương tác SSI.

### Mô phỏng kết cấu khung

Mô hình ứng suất – biến dạng đàn dẻo tuyệt đối (Hình 4a) được chọn để mô phỏng cốt thép trong BTCT. Mô hình ứng suất – biến dạng này được sử dụng trong các tiêu chuẩn ACI<sup>16</sup> và Eurocode<sup>17</sup>,



Hình 3: Mô hình khung BTCT.

trong đó, phân hóa cứng (sau chảy dẻo) của thép được bỏ qua. Giá trị của mô đun đàn hồi thường được lấy  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

Đối với bê tông, mô hình quan hệ ứng suất – biến dạng đề xuất bởi Hognestad<sup>18</sup> (Hình 4b) được chọn để phân tích. Mô hình gồm có hai nhánh: nhánh parabol được thể hiện bởi phương trình (1) và một đoạn thẳng có ứng suất giảm dần từ ứng suất lớn nhất  $f'_c$  xuống  $0.85f'_c$ , như thể hiện trong phương trình (2). Trong các phương trình này,  $\epsilon_c$  là biến dạng,  $\epsilon_0$  là biến dạng ứng với ứng suất cực đại,  $f'_c$  là ứng suất cực đại,  $E_c$  là mô đun đàn hồi,  $\epsilon_u$  là biến dạng cực hạn. Biến dạng ứng với ứng suất cực đại là  $\epsilon_0 = 0.002$ . Giá trị của biến dạng cực hạn  $\epsilon_u = 0.0038$ . Bê tông có mô đun đàn hồi tính theo biểu thức  $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ <sup>16</sup>.

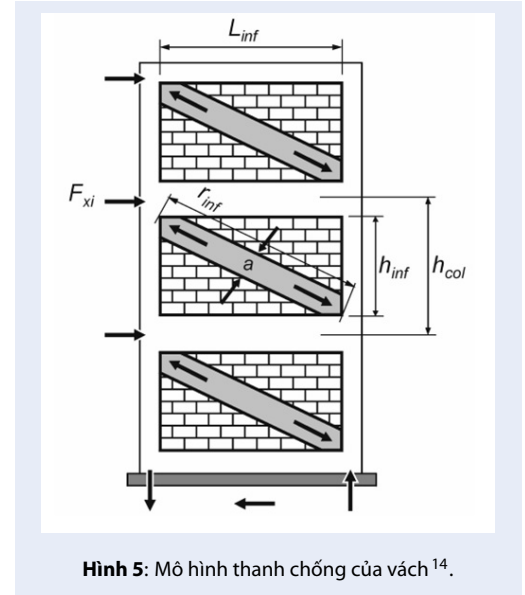
$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$f_c = f'_c \left[ 1 - 0.15 \frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right] \quad (2)$$

### Mô phỏng vách

Thanh chống tương đương được sử dụng để mô hình sự tham gia làm việc của vách ngăn đối với kết cấu khung chịu tải theo phương ngang. Hình 5 thể hiện mô hình thanh chống của vách lấy từ tiêu chuẩn FEMA 356<sup>14</sup>, trong đó,  $F_{xi}$  là lực động đất theo phương ngang tác dụng ở đỉnh các tầng  $i$ . Thanh chống có bề rộng  $a$  tính theo công thức (3)<sup>14</sup>, đi cùng là các biểu thức (4) và (5). Trong mô hình này,  $h_{col}$  là chiều cao cột tính từ trục dầm tầng dưới đến trục dầm tầng trên;  $h_{inf}$  là chiều cao của vách;  $E_{fe}$  là mô đun đàn hồi của vật liệu làm kết cấu khung;  $E_{me}$  là mô đun đàn hồi của vật liệu làm vách;  $I_{col}$  là mô men quán tính của tiết diện cột;  $L_{inf}$  là bề rộng vách;  $r_{inf}$  là chiều dài đường chéo vách;  $t_{inf}$  là bề dày của vách;  $\theta$  là góc hợp bởi thanh chống và phương ngang.

$$a = 0.175 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (3)$$



Hình 5: Mô hình thanh chống của vách<sup>14</sup>.

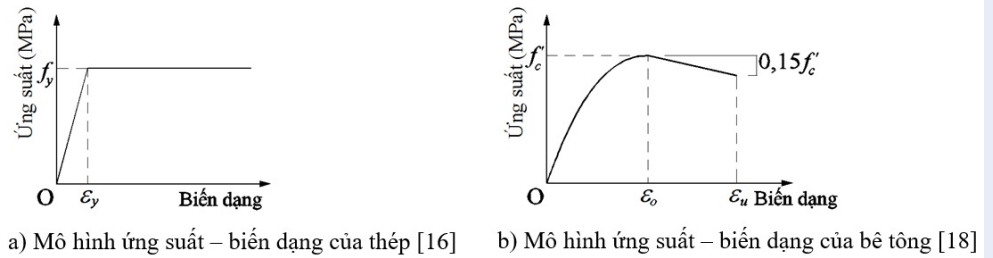
$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}}} \quad (4)$$

$$\theta = \arctg \left( \frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (5)$$

Độ cứng của thanh chống được tính theo biểu thức (6):

$$k_d = \frac{E_m A}{r_{inf}} = \frac{E_m (a \times t_{inf})}{r_{inf}} \quad (6)$$

Theo FEMA 356<sup>14</sup>, mô đun đàn hồi của thanh chống là  $E_m = 550f'_m$ , với  $f'_m$  là cường độ chịu nén của vật liệu làm vách.  $f'_m = 2 \text{ MPa}$  là kết quả của Kaushik và cộng sự<sup>19</sup> và do đó  $E_m = 1100 \text{ MPa}$ . Các giá trị này đã được dùng bởi Borsaiakia và cộng sự<sup>20</sup>. Bề dày của vách  $t = 100 \text{ mm}$ . Các kết quả tính được bao gồm:  $\theta = 0,5053$ ,  $\lambda = 0,0008915 \text{ 1/mm}$ ,  $a = 634 \text{ mm}$  và  $k_d = 2988 \text{ N/mm}$ .



Hình 4: Mô hình ứng suất – biến dạng của bê tông và cốt thép.<sup>16,18</sup>

### Mô phỏng SSI

Kết cấu khung BTCT nghiên cứu trong bài báo này là khung ba tầng trên móng nông. Các đặc trưng cơ học của đất nền được tính cho trường hợp tương tác đất nền và móng nông. Kích thước móng là 2 x 2 m. Mô hình tương tác SSI được mô phỏng bằng mô hình hệ thống các lò xo kết hợp với các cản nhớt. Hệ thống này bao gồm một lò xo theo phương ngang  $k_h$ , một lò xo theo phương đứng  $k_v$ , và một lò xo xoắn  $k_r$ . Các độ cứng của các lò xo này lần lượt được xác định bằng các phương trình (7)-(9)<sup>21</sup>. Tương ứng với các chuyển vị của các lò xo này là các độ cản nhớt  $c_h, c_v, c_r$  và lần lượt được xác định bằng phương trình (10)-(12)<sup>21</sup>. Trong các phương trình này,  $b$  là một nửa bề rộng móng,  $\nu$  là hệ số Poisson,  $G_o$  là mô đun đàn hồi trượt,  $V_s = \sqrt{G_o/\rho}$  là vận tốc sóng cắt,  $\rho$  là khối lượng riêng của đất.

$$k_v = \frac{4.7G_o b}{1 - \nu} \quad (7)$$

$$k_h = \frac{9.2G_o b}{2 - \nu} \quad (8)$$

$$k_r = \frac{4.0G_o b^3}{1 - \nu} \quad (9)$$

$$c_v = \frac{0.8b}{V_s} k_v \quad (10)$$

$$c_h = \frac{0.163b}{V_s} k_h \quad (11)$$

$$c_r = \frac{0.6b}{V_s} k_r \quad (12)$$

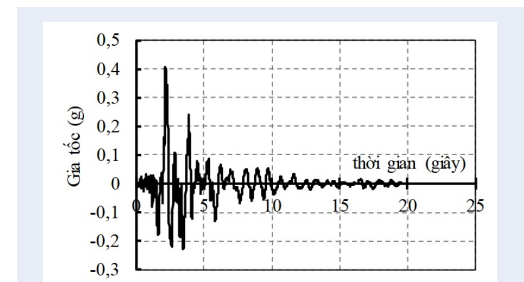
Loại đất nền là  $S_D$ , có vận tốc sóng cắt cho 30 m đất tính từ mặt đất là  $V_{s30} = 180-360$  m/s<sup>22</sup>. Giá trị trung bình  $V_s = 270$  m/s được dùng để phân tích. Khối lượng riêng và hệ số Poisson của đất lần lượt là  $\rho = 1800$  kg/m<sup>3</sup><sup>23</sup> và  $\nu = 0.4$ <sup>24</sup>.

Eurocode 8<sup>25</sup> khuyến nghị các hệ số giảm 0,5 ( $\pm 0,2$ ) và 0,36 ( $\pm 0,2$ ) cho mô đun đàn hồi trượt khi cường

độ động đất lần lượt là 0,2g và 0,3g. Trong bài báo này, chỉ có thành phần động đất theo phương ngang được phân tích, nên hệ số giảm được áp dụng để tính toán độ cứng theo phương ngang. Kết quả các đặc trưng của SSI được trình bày trong Bảng 1.

### KẾT QUẢ PHÂN TÍCH VÀ THẢO LUẬN KHUNG CÓ TẦNG YẾU CHỊU ĐỘNG ĐẤT CÓ XÉT SSI

Khung BTCT có tầng yếu, có và không có xét tương tác SSI, chịu tác dụng của các trận động đất được phân tích. Trận động đất dùng để phân tích được chọn theo điều kiện loại đất sao cho gần với loại đất có  $V_{s30} = 180-360$  m/s. Thông thường, các thiết bị ghi băng gia tốc được đặt trên mặt đất. Do đó, trận động đất ghi trong điều kiện  $V_s$  gần với 360 m/s được chọn để phân tích. Trận động đất San Salvador năm 1986, ghi tại trạm đo National Geographical Inst với  $V_s = 350$  m/s, có số hiệu NGA# 569<sup>26</sup> (Hình 6) được dùng để phân tích trong bài báo này. Các kết quả phân tích được so sánh với nhau nhằm làm rõ ảnh hưởng của vách ngăn trong phân tích kết cấu có tầng yếu có và không có xét tương tác SSI. Các phân tích theo lịch sử thời gian được tiến hành với tải trọng theo quy định cho tổ hợp tải động đất, bao gồm 100% tĩnh tải và 25% hoạt tải<sup>22,27</sup>.



Hình 6: Băng gia tốc NGA# 569<sup>26</sup>.

**Bảng 1: Các đặc trưng của SSI**

	Lò xo			Cản		
Ngang	$k_h =$	75451,5	kN/m	$c_h =$	456	kN/(m/s)
Đứng	$k_v =$	1027890	kN/m	$c_v =$	3,046	kN/(m/s)
Xoay	$k_r =$	874800	kNm/rad	$c_r =$	1,944	kNm/(rad/s)

Hình 7 trình bày ba dạng dao động của kết cấu khung khi kết cấu được xem là ngàm cứng tại chân cột. Chu kỳ của dạng một là 0,620 s như thể hiện trên Hình 7a. Giá trị chu kỳ này khá sát so với kết quả phân tích 0,621 s của Faisal và cộng sự<sup>13</sup>. Các chu kỳ của dạng hai và ba lần lượt là 0,201 s và 0,123 s như thể hiện trên Hình 7b và c. Các giá trị này cũng khá gần với chu kỳ phân tích bởi Faisal và cộng sự<sup>13</sup>. Bảng 2 so sánh chu kỳ dao động từ kết quả phân tích của tác giả và của Faisal và cộng sự<sup>13</sup>. Phần trăm khác nhau thể hiện trong cột 4 trong bảng cho thấy kết quả của tác giả khá sát với kết quả của Faisal và cộng sự<sup>13</sup>[13]. Sự khác biệt có phần lớn hơn ở dạng dao động thứ ba; tuy nhiên, dạng dao động thứ ba thường ít quan trọng so với dạng dao động đầu tiên.

Hình 8 trình bày các dạng dao động của kết cấu khung có vách ngăn. Với sự tham gia làm việc của vách, chu kỳ dao động của các dạng dao động một, hai và ba giảm xuống 0,50515 s, 0,13549 s và 0,07924 s. So với chu kỳ trong trường hợp không có vách ngăn (Hình 7), chu kỳ của khung có vách ngăn giảm lần lượt là 18,6%, 32,7%, và 35,4% cho các dạng dao động một, hai và ba. Sự giảm đáng kể chu kỳ dao động được giải thích bằng sự tăng độ cứng do vách ngăn tham gia cùng làm việc với kết cấu.

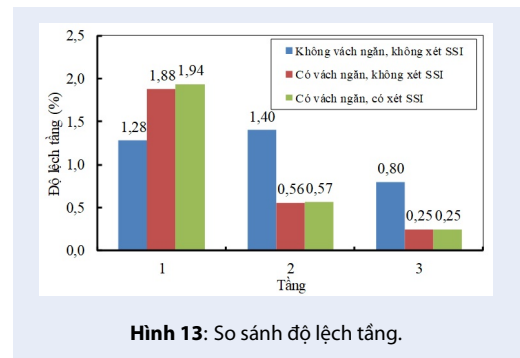
Hình 9 trình bày các dạng của kết cấu khung có vách ngăn ở tầng hai và tầng ba và có xét đến tương tác SSI. Chu kỳ dao động các dạng dao động một, hai và ba lần lượt là 0,52446 s, 0,13736 s, và 0,07944 s. Như vậy, so với trường hợp có vách ngăn nhưng không xét tương tác SSI thì chu kỳ tăng lên 3,8%, 1,4%, và 0,3% lần lượt cho các dạng một, hai, và ba. Do đó, với sự tham gia làm việc của SSI, kết cấu có xu hướng ‘mềm’ hơn.

Từ chuyển vị theo thời gian của các tầng, độ lệch tầng (story drift) =  $(u_{i+1} - u_i)/h \times 100\%$  được tính toán, trong đó,  $h$  là chiều cao tầng,  $u_i$  là chuyển vị ngang của đỉnh tầng  $i$ , và  $u_{i+1}$  là chuyển vị ngang của đỉnh tầng  $i+1$ . Hình 10 trình bày độ lệch tầng một, hai, và ba trong trường hợp không xét SSI và không có vách ngăn. Độ lệch tầng lớn nhất cũng được thể hiện trên hình này. Kết quả thể hiện trên hình này cho thấy độ lệch lớn nhất của tầng một, hai, và ba lần lượt là 1,28%, 1,4%, và 0,8%. Tầng một có độ lệch tầng nhỏ hơn tầng hai là do tầng một ngàm vào móng, trong khi đó tầng hai liên kết với tầng một nên độ lệch tầng

tầng hai lớn hơn. Độ lệch tầng một chỉ bằng 0,91 lần so với độ lệch tầng hai.

Khi có sự hiện diện của vách ngăn, độ lệch của tầng một, hai, và ba lần lượt là 1,88%, 0,56%, và 0,25%, như thể hiện trên Hình 11. So với kết quả trên Hình 10, độ lệch tầng thay đổi đáng kể. Cụ thể, độ lệch của tầng một tăng 46,9%. Ngược lại, độ lệch của tầng hai và tầng ba giảm lần lượt là 60% và 68,8%. Độ lệch tầng một gấp 3,36 lần so với độ lệch tầng của tầng hai.

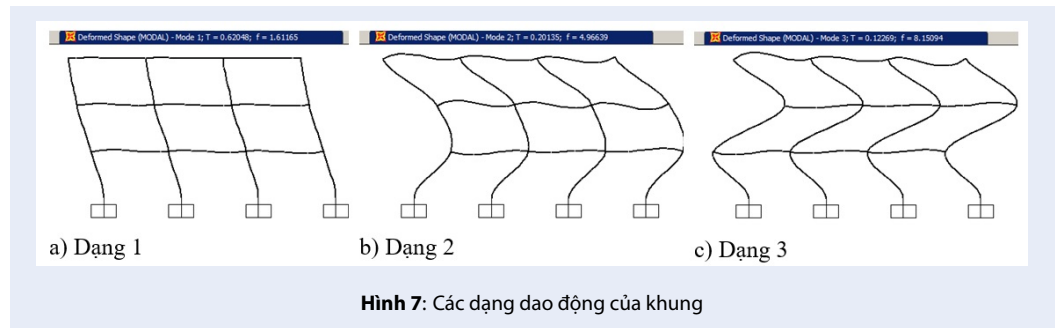
Hình 12 trình bày kết quả độ lệch tầng của kết cấu khung BTCT ba tầng có vách ngăn ở tầng hai và tầng ba, đồng thời có xét tương tác SSI. Kết quả thể hiện trên hình này cho thấy độ lệch tầng lớn nhất của tầng một, hai và ba lần lượt là 1,94%, 0,57%, và 0,25%. So với kết quả trên Hình 11, độ lệch tầng có tăng nhưng không đáng kể. Cụ thể, độ lệch tầng của tầng một và tầng hai tăng lần lượt là 3,2% và 1,8%. Trong khi đó, độ lệch tầng của tầng ba không thay đổi. Độ lệch tầng của tầng một gấp 3,40 lần độ lệch tầng hai. Sự thay đổi của độ lệch tầng trong các trường hợp trên được tổng hợp trên Hình 13.



## KẾT LUẬN

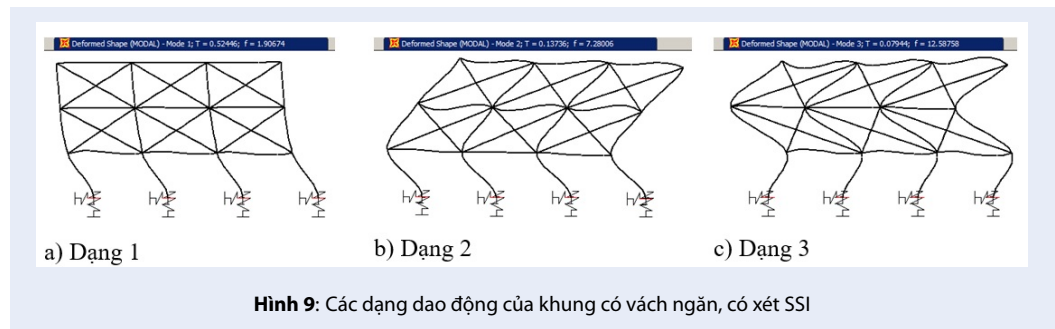
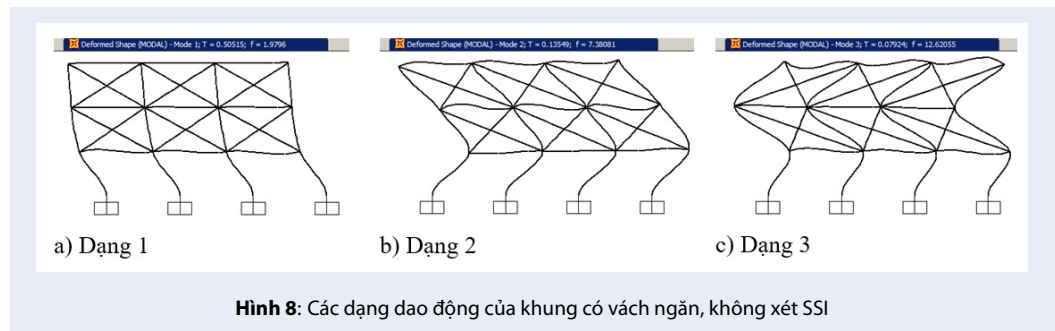
Bài báo này trình bày kết quả phân tích kết cấu khung BTCT có tầng yếu chịu động đất có xét tương tác SSI. Kết cấu khung BTCT ba tầng, trong đó tầng một là tầng yếu vì tầng này được dùng làm nơi đậu xe ô tô, trong khi các tầng trên là các căn hộ nên có vách ngăn. Kết cấu khung có tầng yếu chịu động đất được phân tích trong với các trường hợp có và không có tương tác SSI. Kết quả thu được trong các trường hợp phân





**Bảng 2: So sánh chu kỳ các dạng dao động.**

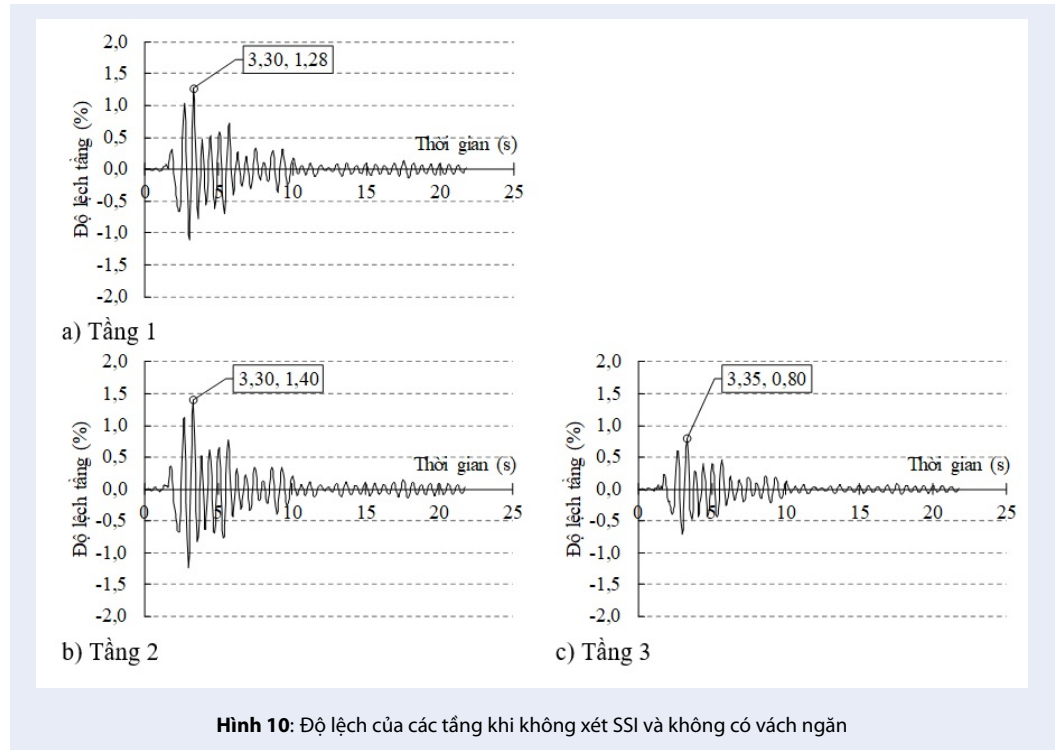
Dạng	Chu kỳ (s) <sup>13</sup>	Chu kỳ phân tích trong bài báo này (s)	Khác nhau (%)
1	0,621	0,620	-0,1
2	0,197	0,201	2,2
3	0,138	0,123	-11,1



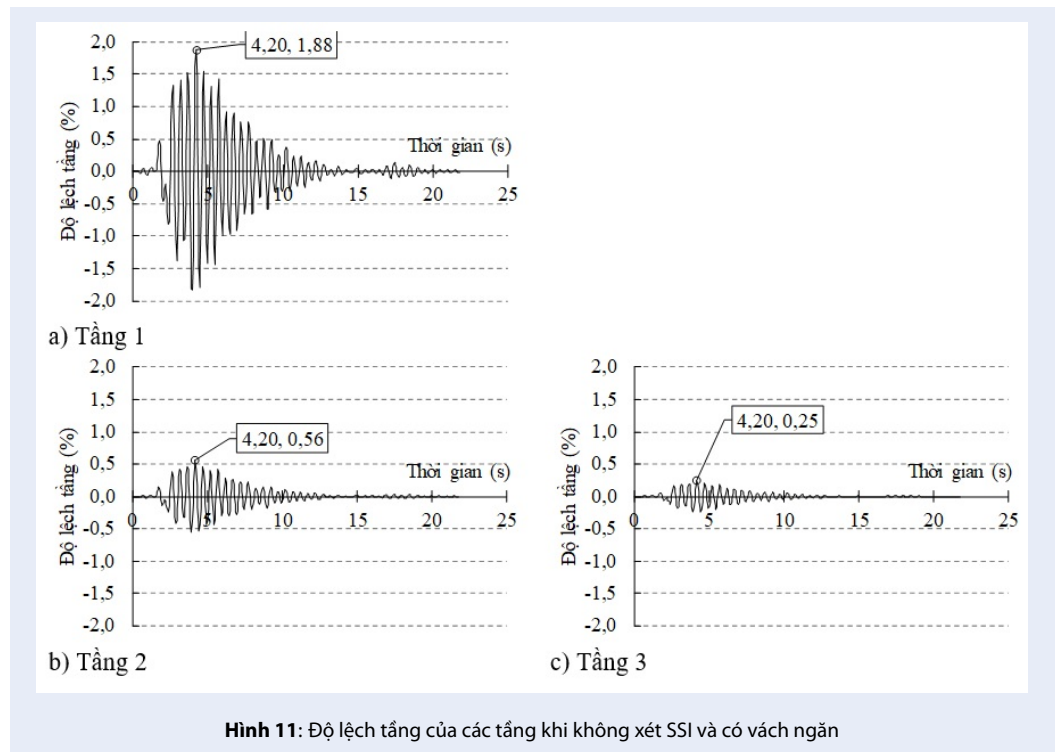
tích trên được so sánh và các kết luận được rút ra như sau:

- Tuy vách ngăn không được xem là thành phần chịu tải trọng nhưng vách ngăn giữ vai trò khá quan trọng trong việc phân bố lại độ lệch tầng khi kết cấu chịu động đất. Các dạng dao động có sự tương tự nhau nhưng chu kỳ dao động có thay đổi. Khi có vách cứng tham gia làm việc, chu kỳ dao động cơ bản giảm 18,6%. Khi xét SSI, chu kỳ dao động cơ bản tăng 3,8%.

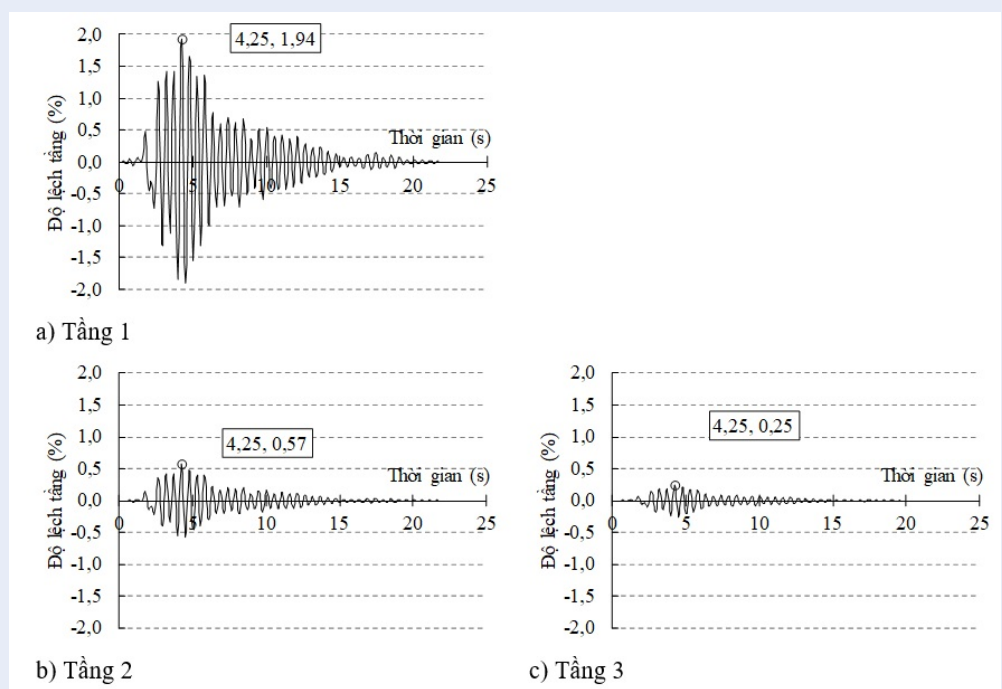
- Khi không xét vách ngăn, độ lệch tầng của tầng hai lớn hơn so với độ lệch tầng của tầng một. Khi vách cùng làm việc với kết cấu, độ lệch tầng của kết cấu hầu như tập trung chủ yếu ở tầng một (tầng yếu). Độ lệch tầng tầng của tầng yếu tầng gần 50% và lớn hơn 3,4 lần so với độ lệch tầng của tầng hai và tầng ba. Trong khi đó, độ lệch tầng của các tầng có vách ngăn giảm mạnh vì độ cứng của tầng tầng do sự tham gia làm việc của vách ngăn.



Hình 10: Độ lệch của các tầng khi không xét SSI và không có vách ngăn



Hình 11: Độ lệch tầng của các tầng khi không xét SSI và có vách ngăn



Hình 12: Độ lệch của các tầng khi có xét SSI và có vách ngăn

- Tương tác SSI đã làm tăng độ lệch tầng của kết cấu lên 3,2% so với trường hợp không xét tương tác SSI.

### LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu được tài trợ bởi Trường Đại học Bách Khoa – ĐHQG-HCM trong khuôn khổ **đề tài mã số To-KTXD-2021-23**.

### XUNG ĐỘT LỢI ÍCH

Nhóm tác giả không có xung đột lợi ích.

### ĐÓNG GÓP CỦA CÁC TÁC GIẢ

Nguyễn Hồng Ân: tham gia mô phỏng, phân tích, kiểm tra bài báo; Cao Văn Vui: viết bản thảo, mô phỏng, kiểm tra bài báo; Nguyễn Chí Đại: tham gia phân tích và kiểm tra bài báo.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- De Luca F, Verderame GM, Gómez-Martínez F, Pérez-García A. The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. *Bull Earthquake Eng.* 2014;12(5):1999-2026; Available from: <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9500-1>.
- Dolšek M, Fajfar P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame-a probabilistic assessment. *Eng Struct.* 2008;30(11):3186-92; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.04.031>.
- Verderame GM, De Luca F, Ricci P, Manfredi G. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila

- earthquake. *Earthquake Engng Struct Dyn.* 2011;40(8):925-44; Available from: <https://doi.org/10.1002/eqe.1069>.
- Huệ PV. Ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại khung bê tông cốt thép chịu động đất. *KHCNXD.* 2019;13(4V):58-72; Available from: [https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13\(4V\)-06](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13(4V)-06).
- Benavent-Climent A, Mota-Pérez S. Earthquake retrofitting of R/C frames with soft first story using hysteretic dampers: energy-based design method and evaluation. *Eng Struct.* 2017;137:19-32; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.053>.
- Jarernprasert S, Bazan-Zurita E, Bielak J. Seismic soil-structure interaction response of inelastic structures. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2013;47(0):132-43; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.08.008>.
- Halabia AM, Zafaran MM. A new modal pushover analysis approach for soil-structure interaction. *Struct Build.* 2014;168(3):210-34; Available from: <https://doi.org/10.1680/stbu.13.00034>.
- Jabary RN, Madabhushi SPG. Structure-soil-structure interaction effects on structures retrofitted with tuned mass dampers. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2017;100:301-15; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.017>.
- Tomeo R, Bilotta A, Pitilakis D, Nigro E. Soil-structure interaction effects on the seismic performances of reinforced concrete moment resisting frames. *Procedia Eng.* 2017;199:230-5; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.006>.
- Lê ĐV. Nghiên cứu tương tác động giữa đất nền-kết cấu dưới tác dụng động đất, Hội nghị Sinh viên Nghiên cứu Khoa học lần thứ. Vol. 6; 2008;.
- Giang HH. Phân tích ảnh hưởng tầng cứng trong nhà cao tầng chịu tải trọng động và có xét đến tương tác đất nền, Luận văn thạc sĩ xây dựng, Đại học Bách khoa - ĐHQG TP. HCM TP HCM. 2014;.
- Nguyen QT, Pham QS, Le VH, Cao VV. Seismic damage assessment of reinforced concrete frames with consideration of



- soil - structure interaction. Viet J Constr - 5-2018. 2018:11-6. -. ISBN/ISSN: 0866-8762;
13. Faisal A, Majid TA, Hatzigeorgiou GD. Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2013;44:42-53; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.08.012>.
  14. ASCE. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Prepared for Federal Emergency Management Agency, FEMA Publication No. 356. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 2000;
  15. *Computers and structures inc*; 2017. SAP2000. Version 19.2.0.
  16. ACI. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and commentary*. 38800 Country Club Drive, Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. U.S.A; 2008. p. 48331.
  17. CEN. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*; 2004;
  18. Hognestad E. A study of combined bending axial load in reinforced concrete members. *Bull S, Urbana.* 1951;399, vol 49;
  19. Kaushik HB, Rai DC, Jain SK. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *J Mater Civ Eng.* 2007;19(9):728-39; Available from: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)).
  20. Borsaiakia AC, Dutta A, Deb SK. Evaluation of participation of masonry infill walls in the linear and nonlinear behaviour of RC buildings with open ground storey. *J Build Eng.* 2021;44:103263;
  21. Mulliken JS, Karabalis DL. Discrete model for dynamic through-the-soil coupling of 3-D foundations and structures. *Earthquake Engng Struct Dyn.* 1998;27(7):687-710; Available from: [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199807\)27:7<687::AID-EQE752>3.0.CO;2-O](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199807)27:7<687::AID-EQE752>3.0.CO;2-O).
  22. ICBO. *Uniform building code*. International Conference of Building Officials, Whittier, CA; 1997;
  23. Behnamfar F, Banizadeh M. Effects of soil-structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2016;80:73-86; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.10.007>.
  24. Lu Y, Hajirasouliha I, Marshall AM. Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil-structure interaction. *Eng Struct.* 2016;108:90-103; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.031>.
  25. CEN. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*; 2004;
  26. PEER. *PEER ground motion database*; 2019; Available from: <https://ngawest2.berkeley.edu/site>.
  27. ASCE. *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers/SEI. American Society of Civil Engineers; 2010. p. 7-10;

# Analysis of planar reinforced concrete frames with weak storey subjected to earthquakes considering soil-structure interaction

An Hong Nguyen<sup>1,2</sup>, Vui Van Cao<sup>1,2,\*</sup>, Dai Chi Nguyen<sup>1,2</sup>



Use your smartphone to scan this QR code and download this article

<sup>1</sup>Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), 268 Ly Thuong Kiet Street, District 10, Ho Chi Minh City, Vietnam

<sup>2</sup>Vietnam National University Ho Chi Minh City, Linh Trung Ward, Thu Duc City, Ho Chi Minh City, Vietnam

## Correspondence

**Vui Van Cao**, Faculty of Civil Engineering, Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), 268 Ly Thuong Kiet Street, District 10, Ho Chi Minh City, Vietnam

Vietnam National University Ho Chi Minh City, Linh Trung Ward, Thu Duc City, Ho Chi Minh City, Vietnam

Email: cvvui@hcmut.edu.vn

## History

- Received: 04-4-2022
- Accepted: 15-7-2022
- Published: 20-8-2022

DOI : 10.32508/stdjet.v5i2.973



## Copyright

© VNUHCM Press. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution 4.0 International license.



## ABSTRACT

Structures with weak storey are quite common in practice because the first storey is usually designed without partition walls to use as a car park or a hall. Meanwhile, partition walls are used to divide upper storeys into apartments or offices. As a result, the first storey is weaker than other storeys and it thus becomes vulnerable to earthquakes. Besides, soil-structure interaction (SSI) should be considered when structures are subjected to earthquakes. This paper presents the analytical results of reinforced concrete frames with weak storey subjected to earthquakes considering SSI. A three-storey reinforced concrete frame with soft first storey representing for low-rise structures was selected for analysis. The results show that partition walls redistribute the storey drifts when the structure is subjected to earthquakes. When the partition walls are not considered, the storey drift of the second storey is larger than that of the first storey. When the partition walls are considered, the drift of the first storey is largest. The storey drift of the first storey increases by nearly 50% and it is 3.4 times larger than that of the upper storeys. At the same time, the drifts of storeys with partition walls decreases sharply because the partition walls increase the stiffness of these storeys. SSI slightly increases the storey drifts by 3.2% compared with those in the case without considering SSI.

**Key words:** Reinforced concrete frames, Structures with soft storey, Earthquakes, Soil-structure interaction

**Cite this article :** Nguyen A H, Cao V V, Nguyen D C. **Analysis of planar reinforced concrete frames with weak storey subjected to earthquakes considering soil-structure interaction.** *Sci. Tech. Dev. J. – Engineering and Technology*; 2022, 5(3):1558-1567.