

# Ảnh hưởng của tương tác giữa đất nền - kết cấu đến hư hại của trụ cầu BTCT chịu động đất

Cao Văn Vui<sup>1,2,\*</sup>, Lê Đình Quốc<sup>1,2</sup>, Phạm Lê Song Toàn<sup>1,2</sup>, Đinh Hữu Trí<sup>1,2</sup>



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

## TÓM TẮT

Khi động đất xảy ra, tương tác giữa đất nền và kết cấu là hiển nhiên. Tuy nhiên, hầu hết các tính toán đều bỏ qua ảnh hưởng của hiệu ứng tương tác này nhằm tính toán đơn giản hơn, nhưng sự đơn giản này có thể gây nguy hiểm cho công trình. Bài báo này phân tích ảnh hưởng của tương tác giữa đất nền và kết cấu đến chỉ số hư hại của trụ cầu bê tông cốt thép (BTCT) chịu động đất. Để đạt được mục tiêu này, một trụ cầu BTCT có trong thực tế và đã được thí nghiệm được lựa chọn để phân tích. Trụ cầu được mô phỏng sử dụng phần tử phi tuyến ứng xử trễ. Kết quả mô phỏng được kiểm chứng bằng cách so với kết quả thí nghiệm. Phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian của trụ cầu chịu các trận động đất có cường độ khác nhau được thực hiện. Kết quả phân tích phi tuyến này được sử dụng để phân tích hư hại. Các kết quả được so sánh để rút ra một số kết luận như sau. Kết quả so sánh cho thấy rằng tương tác giữa đất nền và kết cấu hầu như không làm thay đổi chỉ số hư hại khi trận động đất có cường độ vừa và yếu. Tuy nhiên, tương tác giữa đất nền và kết cấu làm tăng đáng kể chỉ số hư hại khi trận động đất có cường độ mạnh. Do đó, thay vì bỏ qua, tương tác giữa đất nền và kết cấu cần được phân tích kỹ khi thiết kế trụ cầu BTCT chịu động đất.

**Từ khoá:** Trụ cầu, Tương tác giữa đất nền và kết cấu, BTCT, Động đất, Hư hại

<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: 12-7-2022
- Ngày đăng: 20-8-2022

DOI : 10.32508/stdjet.v5i2.976



## 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.



## GIỚI THIỆU

Trong vài thập kỷ qua, vấn đề tương tác giữa đất nền và kết cấu (soil-structure interaction (SSI)) đã được quan tâm hơn bởi cộng đồng khoa học. Jarernprasert và cộng sự<sup>1</sup> phân tích tương tác SSI của hệ một bậc tự do chịu động đất. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng với ứng xử trễ phi tuyến của kết cấu, chuyển vị của kết cấu có xét SSI lớn hơn chuyển vị của kết cấu ngầm cứng (bỏ qua SSI). Shakib and Fuladgar<sup>2</sup> phân tích động kết cấu nhà không gian (3D) bất đối xứng chịu động đất có xét tương tác SSI và kết luận rằng SSI làm giảm chuyển vị xoắn của kết cấu bất đối xứng. Nakhaei and Ali Ghannad<sup>3</sup> đánh giá ảnh hưởng của SSI đến chỉ số hư hại của kết cấu nhà được mô hình hóa bằng hệ một bậc tự do chịu tác dụng của động đất. Kết quả cho thấy rằng SSI làm tăng chỉ số hư hại khi tần số của kết cấu nhỏ hơn một tần số ngưỡng. Tần số ngưỡng này có liên quan đến tần số trội của băng gia tốc nền. Ngoài ra, SSI làm tăng đáng kể chỉ số hư hại của kết cấu có tần số thấp đặt trên nền đất yếu. Pitilakis và cộng sự<sup>4</sup> mô phỏng tương tác SSI trong thí nghiệm bàn rung. Một hệ gồm kết cấu – đất nền được đặt trong trong lớp cát khô thiết kế cho thùng chứa đất trong thí nghiệm bàn rung. Kết quả mô hình có thể sử dụng cho trong thiết kế công trình có xét đến SSI. Raheem and Hayashikawa<sup>5</sup> phân tích động lực học phi tuyến có xét tương tác SSI để dự đoán phản

ứng động của các tháp cầu dây văng chịu động đất. Các kết quả cho thấy rằng phân tích bằng mô hình tham số gộp tuyến tính được đơn giản hóa cho kết quả tốt về phản ứng đỉnh, nhưng nó cho kết quả gia tốc khá cao. Carbonari và cộng sự<sup>6</sup> nghiên cứu phản ứng của các trụ cầu được xây dựng trên các nhóm cọc nghiêng trong các lớp đất khác nhau chịu tải động đất kể đến tương tác SSI. Kết quả chỉ ra rằng chuyển vị và ứng suất của kết cấu phân trên thu được từ các phương pháp thiết kế truyền thống trong các tiêu chuẩn thiết kế cần được xem xét lại.

Trong các tiêu chuẩn<sup>7-10</sup>, ảnh hưởng của SSI được bỏ qua hoặc được xét đến bằng cách giảm lực cắt đáy thiết kế của kết cấu ngầm. Điều này cho thấy quan điểm SSI là có lợi đã được áp dụng trong tiêu chuẩn. Quan điểm bỏ qua tương tác SSI có thể sẽ giúp đơn giản công tác thiết kế. Tuy nhiên, khi động đất xảy ra, tương tác này là đương nhiên vì đất nền không tuyệt đối cứng. Nhiều trường hợp kết cấu vẫn không đáp ứng được kỳ vọng trong thiết kế. Do đó, việc nghiên cứu tính toán động đất có xét tương tác SSI sẽ phù hợp hơn.

Kết cấu chịu động đất thường bị hư hại ở những mức độ khác nhau. Nghiên cứu này góp phần làm rõ hơn vấn đề ảnh hưởng của tương tác SSI đến mức độ hư hại của kết cấu trụ cầu chịu động đất. Kết quả của nghiên cứu có thể sẽ giúp ích trong việc phân tích/thiết kế trụ cầu chịu động đất có xét đến SSI. Việc

**Trích dẫn bài báo này:** Vui C V, Quốc L D, Toàn P L S, Trí D H. Ảnh hưởng của tương tác giữa đất nền - kết cấu đến hư hại của trụ cầu BTCT chịu động đất. *Sci. Tech. Dev. J. - Eng. Tech.*; 5(2):1568-1576.

phân tích số liệu nhằm mục tiêu thấy được sự khác nhau giữa mức độ hư hại của trụ cầu BTCT chịu động đất trong trường hợp có SSI so với trường hợp không có SSI.

### MÔ TẢ TRỤ CẦU BTCT

Hình 1 trình bày mặt chính của trụ cầu BTCT<sup>11,12</sup> được lựa chọn để phân tích trong bài báo này. Chiều dài nhịp cầu là 21,87m. Kích thước các bệ cọc biên và bệ cọc giữa lần lượt là 2,134x2,134 m và 2,743x2,743 m. Chiều cao của các bệ cọc này là 0,914 m. Tĩnh tải từ mỗi dầm truyền xuống xà mũ trụ là  $P = 240 \text{ kN}^{11}$ . Cốt thép có cường độ chảy dẻo là 275 MPa. Bê tông có cường độ chịu nén 21 MPa. Hình 2 trình bày chi tiết bố trí cốt thép của trụ cầu. Trọng lượng riêng của BTCT được lấy là  $25 \text{ kN/m}^3$ . Khối lượng thân trụ và xà mũ trụ là 95,8 tấn. Khối lượng của móng và dầm liên kết móng là 41,322 tấn.

### PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH

#### Mô hình cốt thép và bê tông

Mô hình đàn dẻo của thép được sử dụng với mô đun đàn hồi  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ , cường độ chảy  $f_y = 275 \text{ MPa}$  và biến dạng tới hạn  $\epsilon_{su} = 0,05$ . Mô hình Park và cộng sự<sup>14</sup> đã cải tiến mô hình của Kent và Park<sup>15</sup> bằng cách tính đến độ gia tăng cường độ bê tông do bị hạn chế nở hông nên được chọn để sử dụng trong bài báo này. Mô hình cải tiến của Park và cộng sự<sup>14</sup> được mô tả bằng biểu thức (1) và (2), các tham số của chúng được xác định theo các biểu thức (3)-(6). Trong các biểu thức này,  $f_c$  là ứng suất của bê tông,  $\epsilon_c$  là biến dạng của bê tông,  $\rho$  là tỷ số giữa thể tích của cốt đai và thể tích của lõi bê tông tính đến mặt ngoài cốt đai,  $f'_c$  là cường độ của bê tông,  $b''$  là bề rộng của lõi bê tông tính đến mép ngoài của cốt đai,  $s_h$  là khoảng cách cốt đai. Mô đun đàn hồi  $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}^{16}$ .

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

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \geq 0.2f'_c, \quad \epsilon_c \geq \epsilon_0 \quad (2)$$

$$f'_c = Kf'_c \quad (3)$$

$$\epsilon_0 = 0.002K \quad (4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} - 0.002K} \quad (5)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (6)$$

#### Mô hình tương tác SSI

Trụ cầu được xây dựng trên hệ thống móng cọc giúp tải trọng truyền được xuống các lớp đất sâu. Tuy nhiên, tương tác SSI chủ yếu xảy ra ở xung quanh bệ móng. Móng cọc được đặt trên hệ thống các cọc mà các cọc có thể chịu uốn dưới tác dụng của tải động đất. Do đó, diện tích mặt bên bệ móng có vai trò chính trong tương tác SSI. Đất nền xung quanh bệ móng được giả thuyết là lớp đất có vận tốc sóng cắt là  $V_s = 180 \text{ m/s}$ .

Các đặc trưng của SSI có thể được mô hình bao gồm 3 hệ lò xo và cản nhớt:

- Một lò xo  $k_h$  và một cản nhớt  $c_h$  để mô tả tương tác theo phương ngang.
- Một lò xo  $k_v$  và một cản nhớt  $c_v$  để mô tả tương tác theo phương đứng.
- Một lò xo  $k_r$  và một cản nhớt  $c_r$  để mô tả tương tác theo phương vuông góc với mặt phẳng đang xét.

Tuy nhiên, theo phương đứng thì trụ cầu đứng trên một hệ cọc có mũ cọc thường được thiết kế nằm trong lớp đất tốt, đồng thời độ cứng của hệ cọc theo phương đứng là khá lớn nên ảnh hưởng theo phương đứng được bỏ qua. Bên cạnh đó, với một móng đơn thì vấn đề tương tác xoay của hệ lò xo có độ cứng  $k_r$  và một cản nhớt  $c_r$  là khá quan trọng. Tuy nhiên, với hệ thống 3 móng cọc như trong trụ cầu được chọn thì vấn đề này không có ý nghĩa vì các móng bên cạnh có vai trò ngăn cản chuyển vị xoay của trụ cầu. Do vậy, trong bài toán phân tích, chỉ có lò xo và cản nhớt theo phương ngang được xét đến.

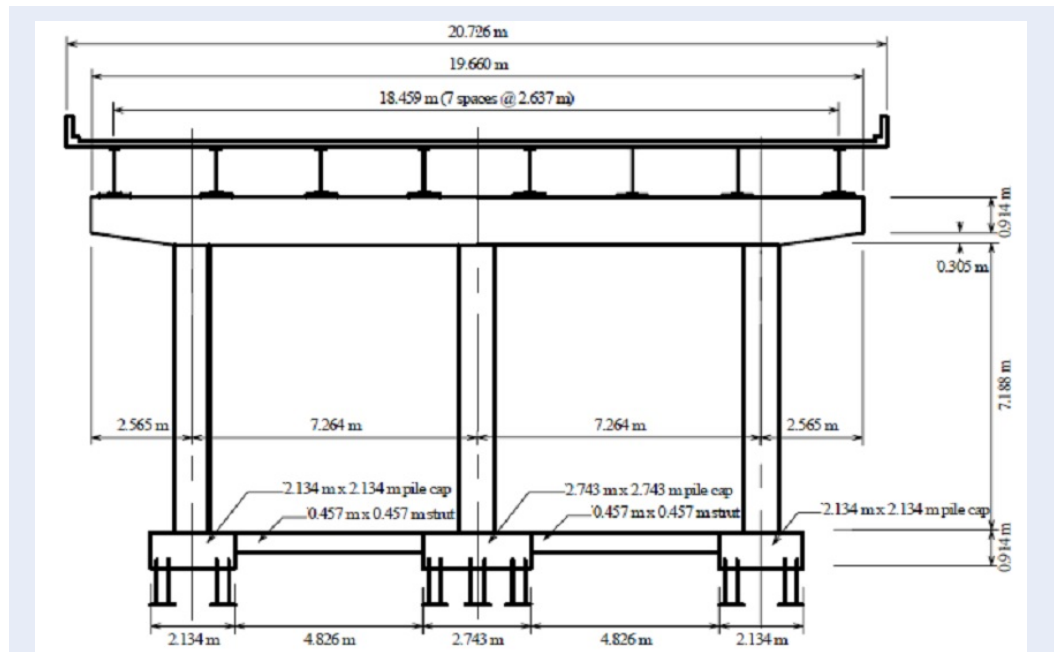
Giá trị của độ cứng lò xo  $k_h$  và cản nhớt  $c_h$  tương ứng được tính theo biểu thức (7) và (8)<sup>17</sup>. Tỷ số chu kỳ cơ bản khi có và không có xét tương tác SSI được tính theo biểu thức (9)<sup>18</sup>, trong đó,  $V_s$  là vận tốc sóng cắt (m/s) của bán không gian đàn hồi;  $H$  là chiều cao của kết cấu;  $B$  là kích thước móng;  $k$  là độ cứng của khung không xét đến SSI;  $T$  và  $T'$  lần lượt là chu kỳ cơ bản của trụ cầu không xét và có xét SSI;  $D = 0,05$  là tỷ số cản.

$$\frac{k}{k_h} = \frac{2860}{V_s^2} \left( \frac{H}{B} \right)^{-1} \left( 1 + 0.234 \frac{H}{B} \right)^{-1} \quad (7)$$

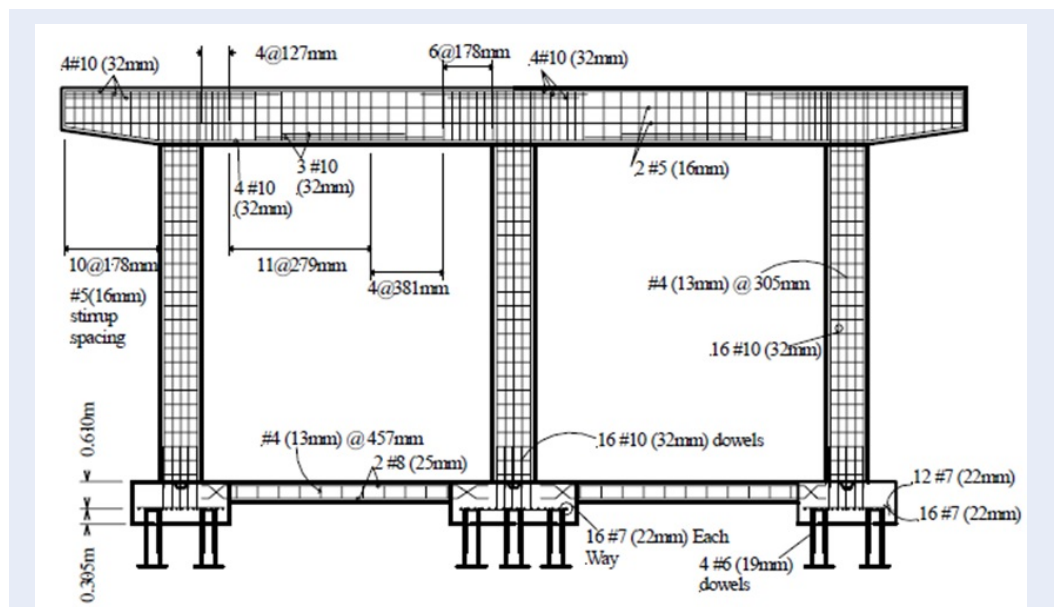
$$c_h = \frac{\beta_0 \frac{kT}{\pi} \lambda^3}{\left( \frac{k}{k_h} \right)^2} + \frac{k_h T}{\pi} \lambda D \quad (8)$$

$$\lambda = \frac{T'}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_h}} \quad (9)$$

$$= \sqrt{1 + \frac{2860}{V_s^2} \left( \frac{H}{B} \right)^{-1} \left( 1 + 0.234 \frac{H}{B} \right)^{-1}}$$



Hình 1: Mặt chính của trụ cầu<sup>13</sup>.



Hình 2: Cốt thép của trụ cầu<sup>13</sup>.

### Mô phỏng kết cấu trụ cầu chịu động đất

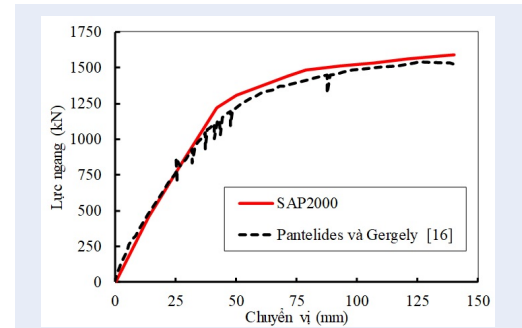
Kết cấu trụ cầu được mô phỏng bằng cách sử dụng hai loại phần tử: phần tử phi tuyến Link cho vùng biến dạng dẻo và phần tử đàn hồi cho phần còn lại. Độ cứng cho các phần tử đàn hồi lấy tương ứng với trạng thái cốt thép bị chảy dẻo theo khuyến nghị của ACI<sup>16</sup>. Vị trí của các phần tử phi tuyến Link cách mép cột và mép dầm tương ứng là một nửa chiều cao tiết diện dầm và cột. Các phần tử Link có ứng xử trễ theo mô hình Takeda<sup>19</sup>. Mô hình khớp dẻo đơn giản với chiều dài  $l_p = h$  đề xuất bởi Sheikh và Houry<sup>20</sup> được sử dụng, với  $h$  là kích thước tiết diện dầm hoặc cột đang xét.

Tính tải bao gồm tải  $P = 240 \text{ kN}$ <sup>11</sup> và trọng lượng bản thân kết cấu trụ cầu như đã được nêu trong mục 2. Hoạt tải được xác định từ tải trọng xe tải thiết kế HL93 và tải trọng làn  $9,3 \text{ N/mm}$ . Xe tải thiết kế HL93 có tải trọng trục trước, trục giữa và trục sau lần lượt là  $35 \text{ kN}$ ,  $145 \text{ kN}$ , và  $145 \text{ kN}$ . Khoảng cách trục trước và trục giữa là  $4300 \text{ mm}$ . Khoảng cách trục giữa và trục sau thay đổi từ  $4300 \text{ mm}$  đến  $9000 \text{ mm}$  sao cho tải trọng gây bất lợi nhất cho kết cấu. Vị trí của tải trọng xe HL93 được xếp theo tiêu chuẩn AASHTO [9]. Số làn xe thiết kế là 5, nên hệ số làn sẽ là  $m = 0,65$ . Hệ số cho hoạt tải trong tổ hợp tải trọng động đất là  $\gamma_{EQ} = 0,50$  [9]. Do đó, tổng hoạt tải xe thiết kế và tải trọng làn là  $145 \text{ kN}$  tại mỗi vị trí gối dầm. Tính tải từ mỗi dầm truyền xuống xà mũ trụ là  $P = 240 \text{ kN}$  [11]. Như vậy, tổng tải trọng là  $385 \text{ kN}$  tác dụng tại vị trí mỗi gối dầm.

### KẾT QUẢ PHÂN TÍCH VÀ THẢO LUẬN

Trụ cầu này đã được phân tích đẩy dần bởi Pantelides và Gergely<sup>11</sup>. Do đó, kết quả phân tích từ SAP2000 trong bài báo này được kiểm chứng bằng cách đối chiếu với kết quả của Pantelides và Gergely<sup>11</sup>. Vì kết quả của Pantelides và Gergely<sup>11</sup> được thực hiện khi không có hoạt tải, nên để so sánh được, phần hoạt tải cũng không đưa vào trong phân tích đẩy dần trong SAP2000. Kết quả đường cong quan hệ lực - chuyển vị thu được từ phân tích đẩy dần từ SAP2000 được so với kết quả của Pantelides và Gergely<sup>11</sup> như trình bày trên Hình 3. Hai kết quả phân tích xấp xỉ nhau khá tốt.

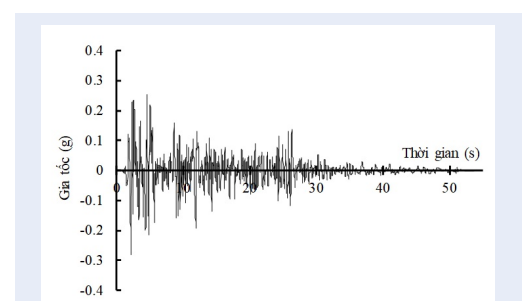
Khi không xét tương tác SSI, chu kỳ cơ bản ( $T$ ) của trụ cầu tương ứng với toàn bộ tính tải và 50% hoạt tải được xác định là  $0,73 \text{ s}$  ứng với dạng dao động đầu tiên như thể hiện trên Hình 4a. Chu kỳ cơ bản cũng được xác định cho trường hợp có tương tác SSI. Tỷ số cản của đất  $\beta_0 = 0,1$  được sử dụng; từ đó, các giá trị đặc trưng của SSI được xác định:  $c_h = 275981,4 \text{ kN/(m/s)}$ ,



Hình 3: Đường cong quan hệ giữa lực - chuyển vị.

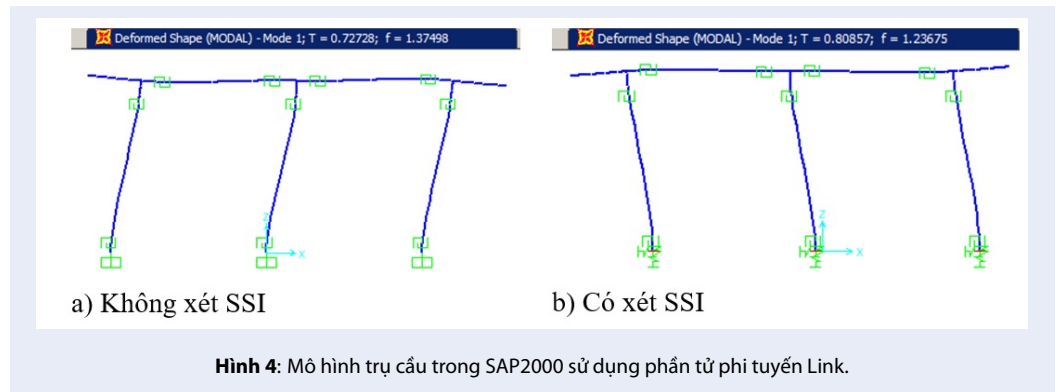
$k_h = 510174,6 \text{ kN/m}$ . Độ cứng  $k$  của trụ cầu được xác định từ đường cong lực - chuyển vị có được từ phân tích đẩy dần. Tỷ số chu kỳ  $\lambda = \frac{T'}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_h}} = 1,09$  và tần số cơ bản của trụ cần khi có xét SSI là  $T' = \lambda T = 1,09 \times 0,73 = 0,796 \text{ s}$ . Giá trị chu kỳ cơ bản tìm được bằng mô hình SAP2000 là  $0,80857 \text{ s}$  như thể hiện trên Hình 4b, khá sát với kết quả tính nêu trên.

Mô hình trụ cần có phần tử ứng xử trễ phi tuyến trong SAP2000 chịu động đất được phân tích theo lịch sử thời gian. Bảng gia tốc ghi tại trạm đo "El Centro Array #9" của trận động đất Imperial Valley năm 1940, có số hiệu Record Sequence Number RSN 6<sup>21</sup> như thể hiện trên Hình 5 được chọn để phân tích. Nhiều tác giả trong nước<sup>22-24</sup> và trên thế giới<sup>25-31</sup> đã chọn duy nhất trận động đất này để sử dụng cho việc phân tích của họ. Cường độ bằng gia tốc này được thay đổi bằng cách nhân với hệ số sao cho các gia tốc đỉnh (PGA) là  $0,2g$ ,  $0,25g$  và  $0,3g$ . Hệ số cản 2% theo tiêu chuẩn AASHTO<sup>9</sup> được sử dụng.



Hình 5: Bảng gia tốc RSN 6<sup>21</sup>

Phân tích mô hình trụ cầu trong SAP2000 theo lịch sử thời gian chịu bằng gia tốc RSN 6 (El Centro Array #9) với các cường độ nêu trên được thực hiện. Kết quả các ứng xử trễ phi tuyến của các phần tử Link được sử dụng để tính toán chỉ số hư hại. Hình 6, Hình 7 và Hình 8 trình bày kết quả ứng xử trễ của



Hình 4: Mô hình trụ cầu trong SAP2000 sử dụng phần tử phi tuyến Link.

một phần tử Link khi trụ cầu chịu trận động đất có cường độ lần lượt là 0,2g, 0,25g và 0,3g. Hình 6a, Hình 7a và Hình 8a là kết quả phân tích khi không xét SSI. Hình 6b, Hình 7b và Hình 8b là kết quả khi có xét tương tác SSI. Cùng một hệ trục giống nhau được sử dụng để vẽ các hình này để có thể so sánh sơ bộ bằng mắt. Có thể thấy qua các hình này, sự khác biệt khi không có và có xét SSI trong hai trường hợp PGA = 0,2g và 0,25g là khó có thể nhận thấy. Tuy nhiên, sự khác biệt trong trường hợp PGA = 0,3g là nhận thấy được; trong đó, đường cong ứng xử trở về khi có xét SSI (Hình 8b) rộng hơn ra một cách rõ rệt so với khi không xét SSI (Hình 8a).

Kết quả phân tích theo lịch sử thời gian trụ cầu chịu các trận động đất được sử dụng để tiến hành tính toán/phân tích chỉ số hư hại. Độ lớn của chỉ số hư hại  $DI$  thay đổi từ 0 đến 1, trong đó  $DI = 0$  là kết cấu không có hư hại và  $DI = 1$  là kết cấu sụp đổ. Mô hình chỉ số hư hại biểu diễn bởi biểu thức (10) do Cao và cộng sự<sup>32</sup> đề xuất có giá trị từ 0 đến 1 và được sử dụng để tính toán. Trong mô hình này, tham số  $N$  và  $i$  ( $i \leq N$ ) lần lượt được xác định theo biểu thức (11) và (12);  $E_h$  là năng lượng hấp thụ và  $E_{rec}$  là năng lượng phục hồi;  $E_{h,1collapse}$  và  $E_{h,1y}$  lần lượt là năng lượng hấp thụ trong một vòng lặp giới hạn và một vòng chảy dẻo;  $\alpha = 0,06$  là hệ số hiệu chỉnh.

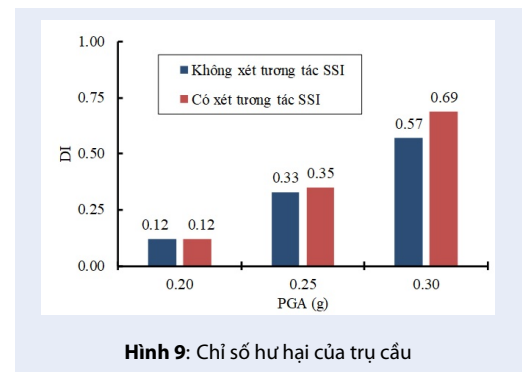
$$DI = \left[ \frac{E_h}{E_h + E_{rec}} \right]^{\alpha(N-i)} \quad (10)$$

$$N = \frac{E_{h,1collapse}}{E_{h,1y}} \quad (11)$$

$$i = \frac{E_h}{E_{h,1y}} \quad (12)$$

Kết quả phân tích hư hại khi có và không xét tương tác SSI được thể hiện trên Hình 9. Kết quả cho thấy rằng khi PGA = 0,2g, tương tác SSI không làm thay đổi chỉ số hư hại. Khi PGA = 0,25g, tương tác SSI làm cho chỉ số hư hại tăng nhẹ từ 0,33 lên 0,35. Tuy nhiên, khi

PGA = 0,3g, tương tác SSI là tăng rất đáng kể chỉ số hư hại từ 0,57 lên 0,69. Bảng 1 trình bày chi tiết so sánh mức độ tăng chỉ số hư hại. Trong trường hợp PGA = 0,3g, tương tác SSI làm chỉ số hư hại tăng 21,1% so với trường hợp không xét tương tác SSI.



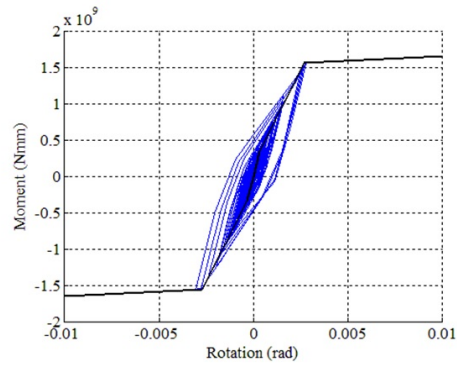
Hình 9: Chỉ số hư hại của trụ cầu

## KẾT LUẬN

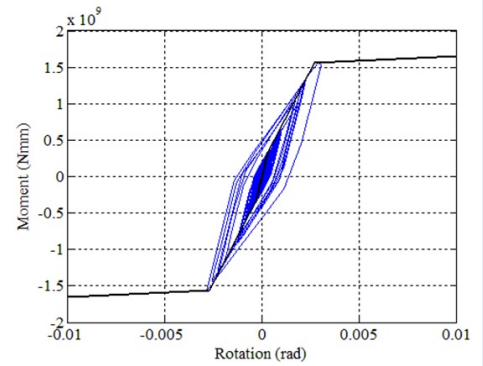
Trụ cầu BTCT chịu tác dụng của tải động đất được mô phỏng có và không có xét đến tương tác SSI. Phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian và phân tích hư hại được thực hiện cho các trận động đất có cường độ khác nhau. Các kết quả được so sánh để rút ra một số kết luận như sau. Khi cường độ trận động đất yếu, tương tác SSI hầu như không làm thay đổi mức độ hư hại của trụ cầu. Tuy nhiên, tương tác SSI đã làm tăng đáng kể mức độ hư hại của trụ cầu khi trụ cầu chịu tác dụng của trận động đất có cường độ mạnh. Do đó, quan niệm tương tác SSI là có lợi cho kết cấu cần được xem xét lại.

## 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-2021-17**.

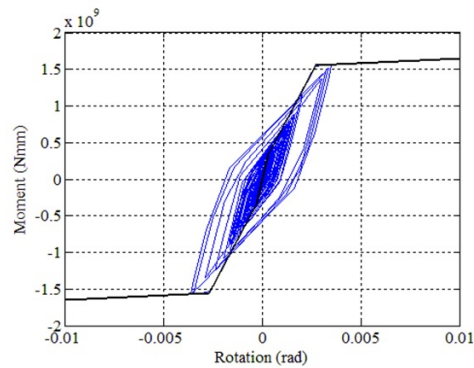


a) Không xét SSI

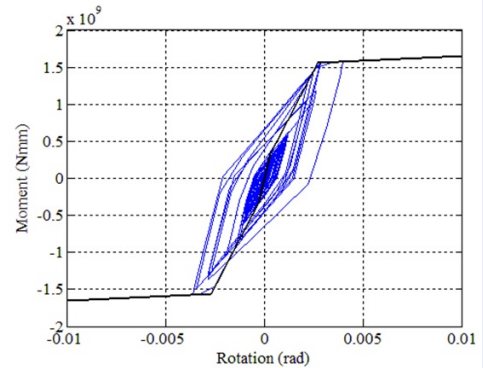


b) Có xét SSI

Hình 6: Mô men – góc xoay khi trụ cầu chịu trận động đất với PGA = 0,2g.

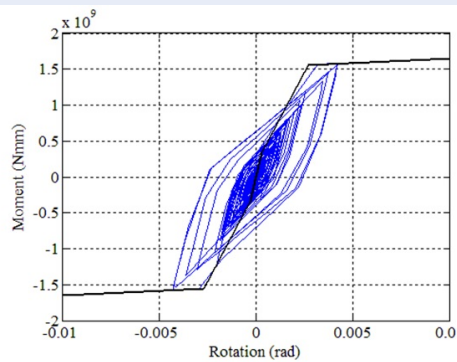


a) Không xét SSI

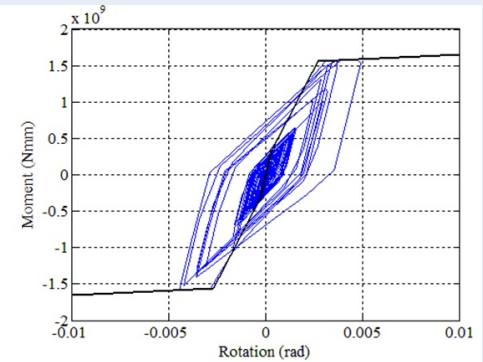


b) Có xét SSI

Hình 7: Mô men – góc xoay khi trụ cầu chịu trận động đất với PGA = 0,25g.



a) Không xét SSI



b) Có xét SSI

Hình 8: Mô men – góc xoay khi trụ cầu chịu trận động đất với PGA = 0,3g.

**Bảng 1: Mức độ hư hại của trụ cầu**

PGA	$DI_{fixed-base}$	$DI_{SSI}$	$DI_{SSI} - DI_{fixed-base}$	% tăng do SSI
0,20g	0,12	0,12	0,00	0,0
0,25g	0,33	0,35	0,02	6,1
0,30g	0,57	0,69	0,12	21,1

## XUNG ĐỘT LỢI ÍCH

Nhóm tác giả không có xung đột lợi ích.

## ĐÓNG GÓP CỦA CÁC TÁC GIẢ

Cao Văn Vui: Viết bản thảo, mô phỏng, kiểm tra bài báo; Lê Đình Quốc: tham gia mô phỏng, phân tích, kiểm tra bài báo; Phạm Lê Song Toàn và Đinh Hữu Trí: tham gia phân tích và kiểm tra bài báo.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 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>.
- Shakib H, Fuladgar A. Dynamic soil-structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2004;24(5):379-88; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.01.002>.
- Nakhaei M, Ali Ghannad MA. The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings. *Eng Struct.* 2008;30(6):1491-9; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.04.009>.
- Pitilakis D, Dietz M, Wood DM, Clouteau D, Modaressi A. Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2008;28(6):453-67; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.07.011>.
- Raheem S, Hayashikawa T. Soil-structure interaction modeling effects on seismic response of cable-stayed bridge tower. *Int J Adv Struct Eng (IJASE).* 2013;5(1):1-17; Available from: <https://doi.org/10.1186/2008-6695-5-8>.
- Carbonari S, Morici M, Dezi F, Gara F, Leoni G. Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2017;92:52-67; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.10.005>.
- ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures. In: *ASCE/SEI. Vols. 7-10. American Society of Civil Engineers*; 2010.
- FEMA750. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. *Federal Emergency Management Agency*; 2009.
- AASHTO, AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials; 2012. p. 20001.
- AASHTO, AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials; 2020. p. 20001.
- Pantelides CP, Gergely J. Carbon-fiber-reinforced polymer seismic retrofit of RC bridge bent: design and in situ validation. *J Compos Constr.* 2002;6(1):52-60; Available from: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2002\)6:1\(52\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:1(52)).
- Moni M, Alam MS. Seismic performance evaluation of retrofitted multi-column bridge bents. *IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering. Vol. II*; 2010.
- Pantelides C, et al. In-situ tests of three bents at South Temple bridge on Interstate 15. Final report. 2003. Salt Lake City: Civil & Environmental Engineering Department, University of

Utah;

- Park R, Priestley MJN, Gill WD. Ductility of square-confined concrete columns. *J Struct Div.* 1982;108(4):929-50; Available from: <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005933>.
- Kent DC, Park R. Flexural members with confined concrete. *J Struct Div.* 1971;97(7):1969-90; Available from: <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002957>.
- 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.
- Jarernprasert S. An inelastic design approach for asymmetric structure-foundation systems. Pittsburgh: Carnegie Mellon University; 2005.
- Bielak J. Earthquake response of building-foundation systems. CA: California Institute of Technology; 1971.
- Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *J Struct Div.* 1970;96(12):2557-73; Available from: <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002765>.
- Sheikh SA, Khoury SS. Confined concrete columns with stubs. *ACI Struct J.* 1993;90(4):414-31; Available from: <https://doi.org/10.14359/3960>.
- PEER. PEER ground motion database; 2019; Available from: <https://ngwest2.berkeley.edu/site>.
- Bình LV. Phân tích các giải pháp kết cấu trong nhà nhiều tầng chịu động đất. *Tạp Chí Khoa Học Trường Đại Học Mở TPHCM.* 2011;6(1):39-44.
- Thành PT, Trung PĐ. Hiệu quả giảm chấn của con lắc trong kết cấu khung phẳng. *Tạp Chí Xây Dựng.* 2021;07-2021:72-75.
- Cường LT, Phước NT. Phân tích hiệu quả giảm chấn của hệ cản kết hợp chất lỏng với lưu biến từ nối giữa hai kết cấu dưới tải động đất. *Tạp Chí Khoa Học Trường Đại Học Mở TPHCM.* 2013;4(32):71-80.
- Muhammad LCW, Lim CW, Kamil Żur K. Wide Rayleigh waves bandgap engineered metabarriers for ground born vibration attenuation. *Eng Struct.* 2021;246:113019; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113019>.
- Chan RWK, Tang W. Serviceability conditions of friction dampers for seismic risk mitigations. *Structures.* 2022;35:500-10; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.033>.
- Samanta A, Swain A. Seismic response and vulnerability assessment of representative low, medium and high-rise buildings in Patna, India. *Structures.* 2019;19:110-27; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.01.002>.
- Rad AA, MacRae GA. Displacement estimation of elastic structures with unbalanced stiffness using energy approach. *J Earthquake Eng.* 2021;25(6):1112-30; Available from: <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1572038>.
- Huang T-L, Lou M-L, Chen H-P, Wang N-B. An orthogonal Hilbert-Huang transform and its application in the spectral representation of earthquake accelerograms. *Soil Dyn Earthquake Eng.* 2018;104:378-89; Available from: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.005>.
- Chen Y, Qian Z, Chen K, Tan P, Tesfamariam S. Seismic performance of a nonlinear energy sink with negative stiffness and sliding friction. *Struct Control Health Monit.* 2019;26(11):e2437; Available from: <https://doi.org/10.1002/strc.2437>.
- Saha R, Dutta SC, Haldar S, Kumar S. Effect of soil-pile raft-structure interaction on elastic and inelastic seismic be-

- haviour. Structures. 2020;26:378-95;Available from: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.022>.
32. Cao VV, Ronagh HR, Ashraf M, Baji H. A new damage index for reinforced concrete structures. Earthquakes Struct. 2014;6(6):581-609;Available from: <https://doi.org/10.12989/eas.2014.6.6.581>.



# Effects of soil-structure interaction on the damage of bridge piers subjected to earthquakes

Vui Van Cao<sup>1,2,\*</sup>, Quoc Dinh Le<sup>1,2</sup>, Toan Song Le Pham<sup>1,2</sup>, Tri Huu Dinh<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: 12-7-2022
- Published: 20-8-2022

DOI : 10.32508/stdjet.v5i2.976



## Copyright

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



## ABSTRACT

When an earthquake occur, interaction between soil and a structure is obvious. However, the effect of this interaction is often neglected in most of the design of structures because of its simplicity, but this simplicity can be unsafe for the structures. This paper analyzes the influence of soil-structure interaction on the damage index of reinforced concrete (RC) bridge piers subjected to earthquakes. To achieve this aim, an RC bridge pier, which was constructed and tested in practice, was selected for analyses. The selected RC bridge pier was modelled using nonlinear hysteretic elements. The model of the RC bridge pier was verified by comparing the results obtained from the model with the experimental results. Time-history nonlinear analyses of the RC bridge pier subjected to earthquakes of different intensities were performed. The results of these nonlinear analyses were used for damage analyses. The results of damage analyses were compared to draw some conclusions as follows. The comparison results showed that the soil-structure interaction hardly changed the damage index of the bridge pier when the earthquakes were of moderate and weak intensity. However, the soil-structure interaction significantly increased the damage index when the pier was subjected to strong earthquakes. Therefore, instead of being ignored, the soil-structure interaction should be carefully analyzed when designing reinforced concrete piers subjected to earthquakes.

**Key words:** Bridge pier, Soil-structure interaction, Reinforced concrete, Earthquakes, Damage

**Cite this article :** Cao V V, Le Q D, Pham T S L, Dinh T H. **Effects of soil-structure interaction on the damage of bridge piers subjected to earthquakes.** *Sci. Tech. Dev. J. – Engineering and Technology*; 2022, 5(2):1568-1576.