



## NUMERICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC RESPONSES OF STRUCTURE CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Huynh Van Quan<sup>1\*</sup>, Tran Thu Hang<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Campus in Ho Chi Minh City, University of Transport and Communications, No. 450-451 Le Van Viet Street, Tang Nhon Phu A Ward, District 9, Ho Chi Minh City, Vietnam

<sup>2</sup>University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam

### ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 17/8/2020

Revised: 18/10/2020

Accepted: 2/11/2020

Published online: 28/12/2020

<https://doi.org/10.47869/tcsj.71.9.1>

\* *Corresponding author*

Email: [quanhv\\_ph@utc.edu.vn](mailto:quanhv_ph@utc.edu.vn); Tel: 0986503205

**Abstract.** Soil-structure interaction is a complex problem, the results presented in literature so far are rather limited in the content and research number. In this paper, an experimentation of system with soil, foundation and superstructure on shaking table will be presented. The model is also analyzed by numerical method. In the analyzed model, the non-linearities of soil and foundation interaction is simulated by a macro-element with 3 degrees of freedom (DOF), the superstructure is simulated by a single DOF. The horizontal displacements and accelerations of superstructure obtained from the simulation by proposal model will be compared with experimental results. The experimental results also help to supplement the database of soil-structure interaction.

**Keywords:** soil-structure interaction, shaking table test, earthquake, macro-element.

© 2020 University of Transport and Communications



# NGHIÊN CỨU LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT CÓ XÉT ĐẾN TƯƠNG TÁC VỚI ĐẤT NỀN

Huỳnh Văn Quân<sup>1\*</sup>, Trần Thu Hằng<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Phân hiệu tại Thành phố Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 450-451 Lê Văn Việt, phường Tăng Nhơn Phú A, Quận 9, Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam

<sup>2</sup>Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 3 Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam

## THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 17/8/2020

Ngày nhận bài sửa: 18/10/2020

Ngày chấp nhận đăng: 2/11/2020

Ngày xuất bản online: 28/12/2020

<https://doi.org/10.47869/tcsj.71.9.1>

\* Tác giả liên hệ

Email: [quanhv\\_ph@utc.edu.vn](mailto:quanhv_ph@utc.edu.vn); Tel: 0986503205

**Tóm tắt.** Tương tác đất nền-kết cấu là hiện tượng hết sức phức tạp, các kết quả nghiên cứu vẫn còn hạn chế về nội dung và số lượng. Trong bài báo này, một mô hình thí nghiệm tương tác đất nền-móng-kết cấu phần trên được thực hiện trên bàn rung sẽ được giới thiệu. Hệ thí nghiệm sẽ được mô phỏng để phân tích lý thuyết. Trong phân tích lý thuyết, tương tác phi tuyến giữa đất nền và móng được mô hình bằng một phần tử vĩ mô ba bậc tự do do tác giả đề xuất, kết cấu phần trên là hệ một bậc tự do. Kết quả phân tích lý thuyết ứng xử của kết cấu phần trên dưới dạng gia tốc và chuyển vị theo phương ngang sẽ được so sánh với kết quả thí nghiệm tương ứng. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm còn góp phần bổ sung vào nguồn dữ liệu nghiên cứu tương tác đất nền-kết cấu.

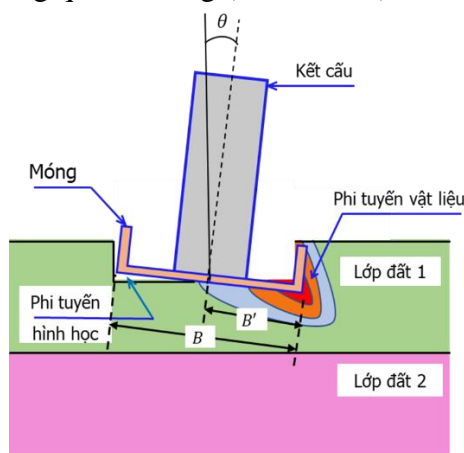
**Từ khóa:** tương tác đất nền-kết cấu, thí nghiệm bàn rung, động đất, phần tử vĩ mô.

© 2020 Trường Đại học Giao thông vận tải

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

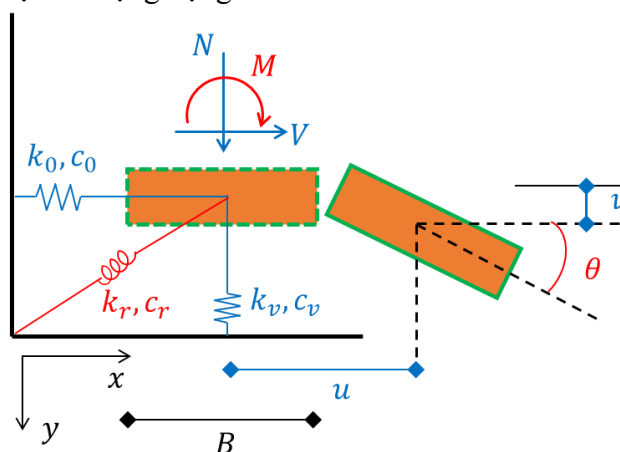
Trong các tiêu chuẩn thiết kế công trình hiện nay như tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ TCVN 11823:2017 [1], tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05 [2], tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD của Hoa Kỳ [3], tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất TCVN 9386:2012 [4], tiêu chuẩn thiết kế kết cấu chịu động đất EN 1998 Eurocode 8 [5], ... việc phân tích ứng xử

của kết cấu có xét đến tương tác với đất nền hầu như chưa được kể đến hoặc chỉ ở dạng khuyến nghị cần nên xem xét. Nguyên nhân chính là do xét đồng thời hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên dẫn đến việc phân tích rất khó khăn, khối lượng tính toán lớn. Đặc biệt, dưới tác dụng của tải trọng động đất, hệ đất nền-móng có thể xuất hiện phi tuyến hình học tại mặt tiếp xúc hoặc/và phi tuyến vật liệu đất nền xung quanh móng (xem hình 1).



Hình 1. Phi tuyến hình học và vật liệu hệ đất nền-móng [12, 19].

Phân tích tương tác đất nền-móng-kết cấu phần trên theo phương pháp lai được các tác giả trên thế giới đánh giá là một phương pháp hiện đại, tiết kiệm khối lượng tính toán nhưng cho kết quả khá chính xác [6]. Nội dung cơ bản của phương pháp lai là mô hình phân tử vĩ mô dùng để thay thế hệ đất nền-móng bằng một phần tử đơn đặt tại chân kết cấu phần trên. Phần tử này liên kết với đất bằng hệ lò xo và thiết bị cản nhớt (xem hình 2) cho phép mô tả đầy đủ các đặc trưng phi tuyến vật liệu và hình học của hệ đất nền-móng. Phần tử vĩ mô được Nova đề xuất lần đầu tiên vào năm 1991 [7], sau đó được các tác giả như Cremer (2001, 2002), Chatzigogos (2009), Grange (2009) nghiên cứu đối với mô hình tải trọng tăng dần [6, 8, 9, 10]; Paolucci (1997, 2008), Figini (2012) nghiên cứu đề xuất đối với mô hình tải trọng động đất [11, 12, 13]. Tuy nhiên, các mô hình này chưa xét đến đồng thời cặp phi tuyến hình học và vật liệu để phù hợp với phân tích hệ chịu tải trọng động đất.



Hình 2. Mô hình phần tử vĩ mô: các liên kết, biến lực và chuyển vị thu gọn (Figini, 2012).

Tại Việt Nam, nghiên cứu tương tác đất nền-móng-kết cấu phần trên đã được một số tác giả thực hiện dưới dạng các phân tích lý thuyết của Lê Văn Tuấn (2016), Đào Văn Hưng (2017),

Vũ Minh Ngọc (2019) [14, 15, 16]; hay nghiên cứu thực nghiệm đối với công trình ngầm của Trần Thu Hằng (2019) [17]. Trên thế giới, nghiên cứu thực nghiệm với bàn rung đã được một số tác giả thực hiện như Maugeri (2000), Anastasopoulos (2013, 2014), Won (2018), Liu (2019) [18, 19, 20, 21, 22]. Tuy nhiên, các kết quả công bố vẫn còn hạn chế về số lượng và nội dung nên cần tiếp tục thực hiện các nghiên cứu tiếp theo.

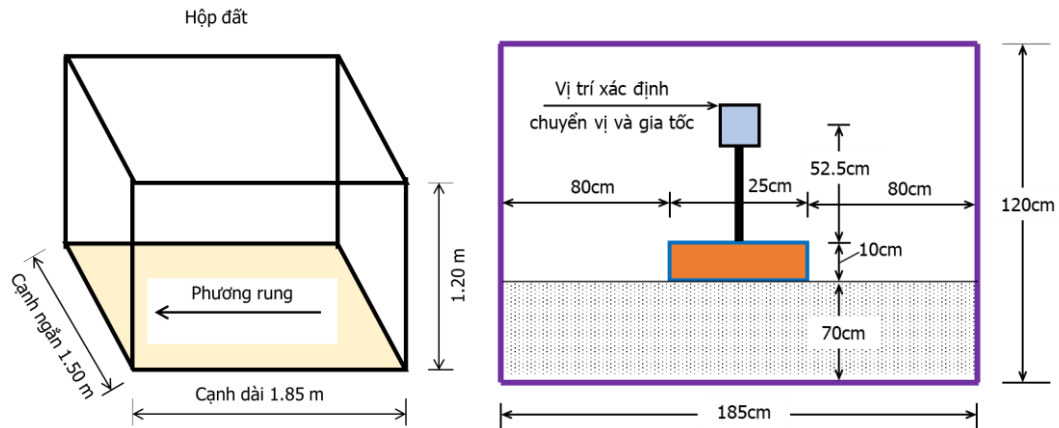
Bài báo này giới thiệu kết quả nghiên cứu thực nghiệm bàn rung tương tác hệ đất nền-móng-kết cấu phân trên chịu tải trọng động đất với mô hình thu nhỏ được thực hiện tại Trường Đại học Giao thông vận tải [23]. Trên cơ sở phân tử vĩ mô xét đến cặp phi tuyến hình học và vật liệu phù hợp với phân tích tải trọng động đất đã được tác giả thực hiện bài báo đề xuất và công bố [24], mô hình thí nghiệm sẽ được mô phỏng bằng lý thuyết của phương pháp lai. Kết quả thực nghiệm và phân tích lý thuyết dưới dạng gia tốc và chuyển vị ngang của kết cấu phân trên sẽ được giới thiệu để thể hiện sự phù hợp của hai phương pháp. Ngoài ra, nội dung của bài báo giúp bổ sung vào cơ sở dữ liệu nghiên cứu về lý thuyết và thực nghiệm tương tác đất nền-móng-kết cấu phân trên mà các tác giả trước đây chưa công bố.

## 2. MÔ HÌNH TƯƠNG TÁC ĐẤT NỀN-MÓNG-KẾT CẤU PHÂN TRÊN

### 2.1 Giới thiệu mô hình thí nghiệm

Trên cơ sở kích thước bàn rung R202(UTC) tại Phòng thí nghiệm công trình Trường Đại học Giao thông vận tải (200cm×200cm), các kích thước của mô hình thu nhỏ được sử dụng trong nghiên cứu thực nghiệm sẽ được xác định để đảm bảo tính chính xác của kết quả nghiên cứu. Để đơn giản cho quá trình chế tạo và phù hợp với tình hình thực tế, móng được đúc bằng vật liệu bê tông. Móng hình vuông cạnh  $B \times B = 25\text{cm} \times 25\text{cm}$ , cao  $h_f = 10\text{cm}$  đặt trên bề mặt đất được lựa chọn. Trên cơ sở kích thước bàn rung hiện hữu và kích thước móng đã chọn, kích thước mặt cắt ngang hộp đất được xác định để đảm bảo khoảng cách tối thiểu so với móng: kích thước tối thiểu của tường dài (phương gia tốc rung)  $5B = 5 \times 25 = 125\text{cm}$ , tường ngắn (phương vuông góc với gia tốc rung)  $3B = 3 \times 25 = 75\text{cm}$ , bề dày lớp đất địa chất  $3h_f = 3 \times 10 = 30\text{cm}$ . Sau khi chế tạo, kích thước của hộp đất gồm: tường dài là 185cm, tường ngắn là 150cm, đất cho vào thùng cao 70cm nên chiều cao hộp đất là 120cm. Ngoài ra, kích thước mặt cắt ngang hộp đất sau khi chế tạo phải đảm bảo tỷ lệ cạnh ngắn và cạnh dài  $\geq 2/3$ , thực tế  $150/185=0.811$ , đạt yêu cầu (xem hình 3). Bộ khung cứng của hộp đất được chế tạo bằng các thanh thép hộp, được cố định vào bàn rung bằng các bu-lông. Để thuận lợi cho quá trình quan sát và đảm bảo khả năng chịu lực, tường hộp đất làm bằng vật liệu nhựa polycarbonate trong suốt với chiều dày 10mm [17]. Kết cấu phân trên được chế tạo để đảm bảo phù hợp với mô hình dạng khối lượng tập trung. Do đó, kết cấu phân trên làm bằng vật liệu thép, dạng hình trụ tròn có khối lượng 150kg, chiều cao 25cm. Cột nối giữa móng với kết cấu phân trên là thép hình H100, chiều cao 40cm. Khối lượng của trụ 6.88kg, tỷ số khối lượng trụ so với khối lượng kết cấu phân trên  $\frac{6.88}{150} \times 100\% = 4.59\%$ . Tỷ số này bé hơn 5% để đảm bảo việc bỏ qua các bậc tự do tương ứng với khối lượng của trụ trong tính toán. Với mẫu thí nghiệm được chọn, trọng lượng tĩnh của hệ móng-trụ-kết cấu phân trên là 1.686kN, khả năng chịu lực tĩnh cực đại theo phương thẳng đứng của móng xác định theo Tezaghi [25] là 28.05kN. Do đó, hệ số an toàn tĩnh của móng là  $28.05/1.686=16.64$ . Giá trị này nằm trong giới hạn từ 9 đến 24 nên phù hợp với thực tế thiết kế công trình cầu đường bộ tại Nhật Bản [12]. Để tạo môi trường đất mà móng đặt lên trên nó, đất được cho vào hộp là cát vàng sông Lô (xem hình 4). Các tính chất cơ lý của cát được xác định bởi Phòng thí nghiệm kỹ thuật công trình và môi trường LAS-XD381. Độ chặt tương đối  $D_r = 82\%$ , khối lượng riêng  $\rho = 2.68 \text{ g/cm}^3$  và góc ma sát trong  $\varphi = 42.6^\circ$ , kích

thước hạt cực đại 18mm, kích thước trung bình  $D_{50} = 0.42\text{mm}$ , hệ số đồng đều 4.67, hệ số thấm  $2.69 \times 10^{-04}\text{cm/s}$ .

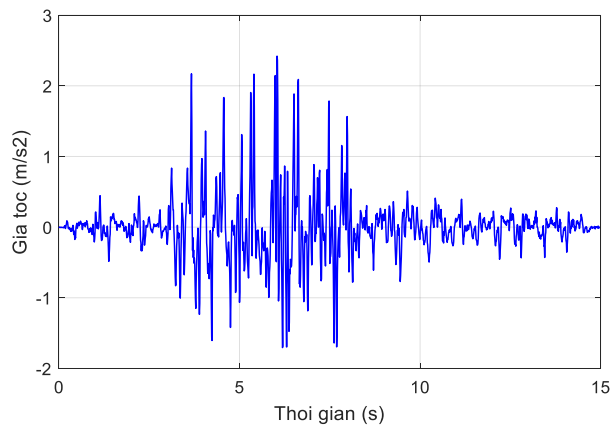


Hình 3. Chi tiết kích thước hộp đất và mẫu thí nghiệm.



Hình 4. Mô hình thực nghiệm.

Tải trọng tác dụng lên bàn rung là gia tốc động đất dưới dạng lịch sử thời gian của trận động đất Tolmezzo (Friuly, Italia) như hình 5. Gia tốc kích thích bàn rung thay đổi với độ lớn cực đại tăng dần theo thứ tự:  $0.1\text{ m/s}^2$ ,  $0.2\text{ m/s}^2$ ,  $0.4\text{ m/s}^2$ ,  $0.8\text{ m/s}^2$ ,  $1.4\text{ m/s}^2$  và  $2.0\text{ m/s}^2$  tương ứng với ký hiệu T1 đến T6.



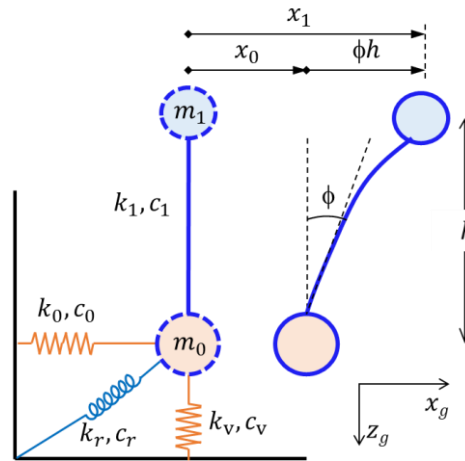
Hình 5. Lịch sử gia tốc động đất Tolmezzo.

Chuyển vị kế và gia tốc kế được dùng để đo chuyển vị và gia tốc tại đỉnh kết cấu phần trên

theo phương gia tốc bàn rung (xem hình 4). Tín hiệu đo sẽ được truyền trực tiếp vào thiết bị thu nhận tín hiệu, bộ phận này được kết nối với máy vi tính giúp lưu dữ liệu vào bộ nhớ và quan sát trực tiếp tín hiệu đo tại hiện trường. Việc điều chỉnh cấp tải trọng truyền vào bàn rung do phòng điều khiển trung tâm thực hiện. Ngay khi phòng điều khiển trung tâm vận hành bàn rung, thiết bị đo truyền tín hiệu đến bộ thu đa kênh đã được kết nối với hệ thống máy tính để lưu dữ liệu vào bộ nhớ. Khi đó, thí nghiệm viên có thể quan sát trực tiếp giá trị đo ngay trên màn hình vi tính để phản hồi về phòng điều khiển trung tâm về việc ghi nhận dữ liệu.

## 2.2 Đề xuất mô hình phân tích lý thuyết

Hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên trong nghiên cứu thực nghiệm của hình 4 được mô phỏng lý thuyết dưới dạng thông số tập trung của phương pháp lai với bốn bậc tự do của bài toán phẳng, xem hình 6. Kết cấu phần trên là một khối lượng tập trung đặt tại đỉnh trụ, có một bậc tự do là chuyển vị theo phương gia tốc bàn rung. Trụ được mô hình là một phần tử dầm, ứng xử tuyến tính, chưa xét đến khối lượng. Hệ đất nền-móng được mô hình bằng phần tử vĩ mô ba bậc tự do gồm hai chuyển vị đường theo phương ngang và đứng, một chuyển vị góc xoay.



Hình 6. Mô hình lý thuyết phân tích hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên (Paolucci, 2008).

Áp dụng nguyên lý Đa-lam-be, hệ phương trình vi phân chuyển động của hệ trong hình 6 viết dưới dạng thu gọn như (1).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{F}^S + \mathbf{F}^F = \mathbf{P} \quad (1)$$

Trong đó:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x} &= [x_1 \ x_0 \ \phi \ x_v]^T; \mathbf{P} = [-m_1\ddot{x}_g \ -m_0\ddot{x}_g \ 0 \ -(m_1 + m_0)\ddot{z}_g]^T; \\ \mathbf{F}^F &= [0 \ V^F \ M^F \ N^F]^T; \mathbf{F}^S = [V^S \ -V^S \ -V^S h \ 0]^T; \\ \mathbf{M} &= \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & J & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1 + m_0 \end{bmatrix}; \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & -c_1 \bar{h} & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_0 & c_1 \bar{h} & 0 \\ -c_1 \bar{h} & c_1 \bar{h} & c_1 \bar{h}^2 + c_r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_v \end{bmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$\mathbf{x}$  là véc tơ chuyển vị.  $\mathbf{P}$  là véc tơ lực kích thích nền.  $\mathbf{F}^S$  là véc tơ lực đàn hồi của kết cấu.  $\mathbf{F}^F$  là véc tơ phản lực nền.  $x_1, x_0$  tương ứng là chuyển vị theo phương ngang của kết cấu phần trên và của móng.  $\phi$  là góc xoay của móng.  $x_v$  là chuyển vị theo phương đứng của hệ.  $\ddot{x}_g, \ddot{z}_g$  tương ứng là gia tốc kích thích nền theo phương ngang và phương đứng.  $m_1, m_0, J, h$  tương

ứng là khối lượng kết cấu phần trên, khối lượng móng, mô men quán tính và chiều cao có hiệu.  $c_1, c_0, c_r, c_v$  tương ứng là tính cản của kết cấu phần trên, hệ số cản tương đương của hệ đất nền-móng theo phương ngang, xoay và đứng.

Trường hợp kết cấu phần trên làm việc tuyến tính:  $\mathbf{F}_{n+1}^S = \mathbf{F}_n^S + \mathbf{K}^S(\mathbf{x}_{n+1} - \mathbf{x}_n)$ .  $\mathbf{K}^S$  là ma trận độ cứng kết cấu xác định như (3), với  $k_1$  là độ cứng đàn hồi của trụ.

$$\mathbf{K}^S = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & -k_1\bar{h} & 0 \\ -k_1 & k_1 & k_1\bar{h} & 0 \\ -k_1\bar{h} & k_1\bar{h} & k_1\bar{h}^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Theo [24], trong quá trình phân tích ứng xử của hệ, véc-tơ phản lực nền  $\mathbf{F}_{n+1}^F$  tại bước tính toán thứ  $n + 1$  được xác định bằng công thức:  $\mathbf{F}_{n+1}^F = \mathbf{F}_n^F + \mathbf{K}^F(\mathbf{x}_{n+1} - \mathbf{x}_n)$ .  $\mathbf{K}^F$  là ma trận độ cứng phản lực nền,  $\mathbf{x}_n$  và  $\mathbf{x}_{n+1}$  là véc-tơ chuyển vị tại bước tính toán thứ  $n$  và  $n + 1$ . Trong phần tử vĩ mô, móng được coi như một phần tử đơn đặt trên bề mặt đất, bỏ qua ma sát của nền đất và móng nên các phần tử nằm ngoài đường chéo chính của ma trận này đều lấy bằng không như công thức (4) [6, 11, 12]. Trong đó,  $k_0, k_r, k_z$  là độ cứng tĩnh tương đương của hệ đất nền-móng, xác định theo Gazetas (1991) [26].

$$\mathbf{K}^{F0} = \begin{bmatrix} k_0 & 0 & 0 \\ 0 & k_r & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (4)$$

Tại từng thời điểm, xét theo phương khảo sát, tính phi tuyến hình học được thể hiện bằng bề rộng móng hiện tại còn tiếp xúc với đất  $B'$  (xem hình 1):

$$B' = B(1 - \delta) \quad (5)$$

Hệ số giảm  $\delta$  có giới hạn  $0 \leq \delta < 1$ . Ban đầu  $\delta$  lấy bằng không, giá trị này được cập nhật trong quá trình chịu kích thích động đất, phụ thuộc vào góc nghiêng của móng. Giá trị  $\delta$  xác định theo công thức (6);  $\delta_1, \delta_2$  tương ứng là thông số mô hình liên quan đến giá trị  $\delta$  cực hạn và tốc độ suy giảm theo từng trường hợp.  $\theta^p$  là góc quay đàn hồi tức thời của móng quanh trục khảo sát tại từng thời điểm tính toán, xác định bằng công thức (7);  $\Delta\theta_n$  và  $\Delta M_n$  là số gia góc quay và mô men lật của móng ứng với bước tính toán thứ  $n$ . Khi đó, ma trận độ cứng đàn hồi  $\mathbf{K}^F$  trong công thức (4) được cập nhật theo bề rộng móng hiện tại  $B'$ .

$$\delta(\theta^p) = \frac{\delta_1}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2\theta^p}} \quad (6)$$

$$\theta^p = \sum_n |\Delta\theta_n - \Delta M_n/k'_r| \quad (7)$$

Dưới ảnh hưởng của lực kích thích nền, bên cạnh sự xuất hiện câu phi tuyến hình học, do hiện tượng tập trung ứng suất, dẫn đến thay đổi tính chất vật liệu đất nền nên phải xét đến phi tuyến vật liệu. Tại từng thời điểm, tùy thuộc vào giá trị độ lớn của véc-tơ phản lực nền  $\mathbf{F}^F$  mà ảnh hưởng của phi tuyến vật liệu đến ma trận độ cứng  $\mathbf{K}^F$  của phần tử vĩ mô xảy ra theo một trong hai cách sau:

+) Nếu  $f(\mathbf{F}) < 0$  hoặc [ $f(\mathbf{F}) = 0$  và  $df(\mathbf{F}) < 0$ ], phản ứng của hệ là tuyến tính:

$$\mathbf{K}^F = \mathbf{K}^{F0} \quad (8)$$

+) Nếu  $f(\mathbf{F}) \geq 0$  và  $df(\mathbf{F}) \geq 0$ , chảy dẻo đã xuất hiện, đất nền phản ứng phi tuyến, ma trận độ cứng của phần tử vĩ mô bị triệt giảm một lượng  $d\mathbf{K}^F$  xác định theo công thức:

$$d\mathbf{K}^F = \mathbf{K}^{F0} \left( \frac{\partial g}{\partial F} \right) \left( \frac{\partial f}{\partial F} \right)^T \mathbf{K}^{F0} \left[ \left( \frac{\partial f}{\partial F} \right)^T \mathbf{K}^{F0} \left( \frac{\partial g}{\partial F} \right) \right]^{-1} \quad (9)$$

Với  $\frac{\partial f}{\partial F}$ ,  $\frac{\partial g}{\partial F}$  tương ứng là đạo hàm riêng hàm dẻo và quy tắc chảy theo phản lực nền của phân tử vĩ mô. Hàm dẻo và quy tắc chảy xác định như sau:

$$\text{Hàm dẻo [7]:} \quad f(F) = h^2 + m^2 - v^2(1 - v)^{2\xi} \quad (10)$$

$$\text{Quy tắc chảy [8]:} \quad g(F) = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 + v^2 \quad (11)$$

Trong đó,  $h = V^F / \mu N_{max}$ ,  $m = M^F / \psi B N_{max}$ ,  $v = N^F / N_{max}$ . Với  $N_{max}$  là phản lực cực đại theo phương đứng. Các hệ số  $\psi$ ,  $\mu$ ,  $\mu$ ,  $\xi$ ,  $\lambda$  và  $\chi$  xác định như bảng 1 [12].

Như vậy, trong trường hợp tổng quát, tại một thời điểm bất kỳ, ma trận độ cứng phản lực nền của phân tử vĩ mô xét đến tính chất phi tuyến hình học và vật liệu hệ đất nền-móng được xác định theo công thức:

$$\mathbf{K}^F = \mathbf{K}^{F'} - d\mathbf{K}^F \quad (12)$$

Phương trình (1) được giải bằng tích phân số theo phương pháp Newmark dạng phương trình chuyển động:

$$\left[ \frac{M}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{C\gamma}{\beta\Delta t} + \mathbf{K}^S \right] \mathbf{x}_{n+1} + \mathbf{F}_{n+1}(\mathbf{x}_{n+1}) = \mathbf{P}_{n+1} + \mathbf{M} \left[ \frac{1-2\beta}{2\beta} \ddot{\mathbf{x}}_n + \frac{\dot{\mathbf{x}}_n \Delta t + \mathbf{x}_n}{\beta(\Delta t)^2} \right] + \mathbf{C} \left[ \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{x}}_n \Delta t + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{x}}_n + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \mathbf{x}_n \right] \quad (13)$$

### 3. SO SÁNH KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VỚI PHÂN TÍCH LÝ THUYẾT

Các tham số tương đương dùng để phân tích lý thuyết được suy ra từ mô hình thí nghiệm như Bảng 1. Chiều cao có hiệu hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên:  $h = \frac{h_f}{2} + h_c + h_s = 0.575\text{m}$ . Mô men quán tính khối lượng của hệ đối với tâm phân tử vĩ mô:  $J = \frac{1}{3} m_0 \left[ \left( \frac{B}{2} \right)^2 + \left( \frac{h_f}{2} \right)^2 \right] + \frac{m_{tr} h_c^2}{12} + m_{tr} \left( \frac{h_c + h_f}{2} \right)^2 + m_1 \left( h_c + \frac{h_f}{2} + h_s \right)^2 = 50.12\text{kgm}^2$ . Độ cứng đàn hồi tương đương của trụ:  $k_1 = \frac{3E l_e}{h_e^3} = 120.88 \times 10^5 \text{N/m}$ .

Bảng 1. Các thông số tương đương của hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên.

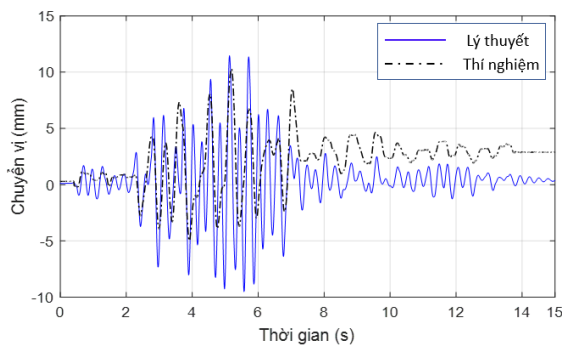
Thông số	Giá trị	Thông số	Giá trị	Thông số	Giá trị
$k_0$ (N/m)	$202.68 \times 10^6$	$k_r$ (Nm/rad)	$201.74 \times 10^5$	$m_1$ (kg)	150
$k_v$ (N/m)	$338.48 \times 10^6$	$c_0$ (Ns/m)	$1.34 \times 10^5$	$c_1$ (Ns/m)	0
$c_r$ (Ns/m)	$1.26 \times 10^3$	$c_v$ (Ns/m)	$2.42 \times 10^5$	$J$ (kgm <sup>2</sup> )	50.12
$m_0$ (kg)	15	$h$ (m)	0.575	$N_{max}$ (kN)	28.05
$k_1$ (N/m)	$120.88 \times 10^5$	$\mu$	0.682	$\psi$	0.43
$\lambda$	4	$\chi$	6	$\xi$	0.95

Thực hiện phân tích phương trình (1) theo phương pháp Newmark bằng phương trình (13) với bộ số liệu trong bảng 1. Kết quả có được độ lệch giá trị chuyển vị và gia tốc cực đại giữa thí nghiệm và lý thuyết được tổng hợp trong bảng 2. Kết quả so sánh của 4 lần gia tải đầu tiên: độ lệch chuyển vị lớn nhất là 10.11% và gia tốc là 13.97% ứng với thí nghiệm T4. Biểu đồ lịch sử chuyển vị và gia tốc đỉnh móng giữa lý thuyết và thí nghiệm trong thí nghiệm T4 như hình 9. Trong quá trình thực hiện ghi nhận, kết cấu bị lật ứng với trường hợp thí nghiệm T5 và T6.

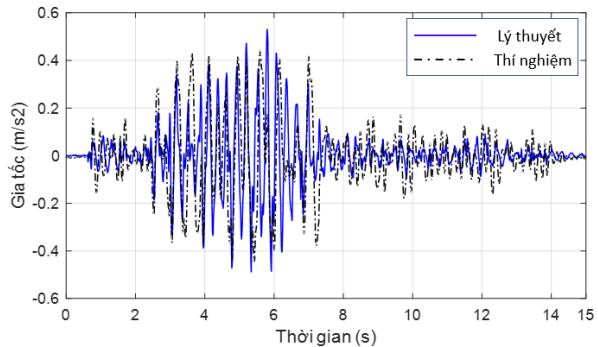


Bảng 2. So sánh giá trị chuyển vị và gia tốc cực đại giữa lý thuyết và thí nghiệm.

Trường hợp	Chuyển vị			Gia tốc		
	Lý thuyết (mm)	Thí nghiệm (mm)	Sai số (%)	Lý thuyết ( $m/s^2$ )	Thí nghiệm ( $m/s^2$ )	Sai số (%)
T1	0.582	0.616	5.84	0.149	0.155	4.03
T2	1.229	1.336	8.71	0.232	0.222	-4.31
T3	5.065	4.707	-7.07	0.373	0.357	-4.29
T4	11.47	10.31	-10.11	0.531	0.457	-13.97
T5	23.64 (tại 6.17s)	27.80	14.96	1.109	1.045	5.77
T6	22.67 (tại 4.35s)	24.58	7.77	1.401	1.229	12.28



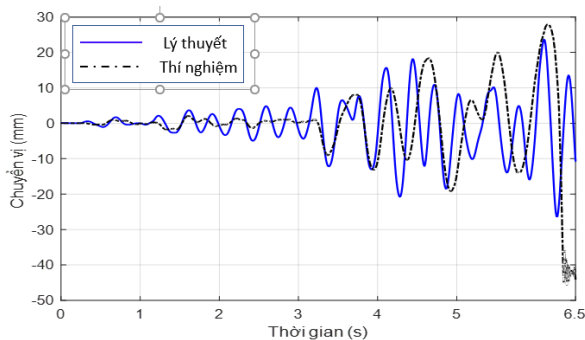
(a) Chuyển vị



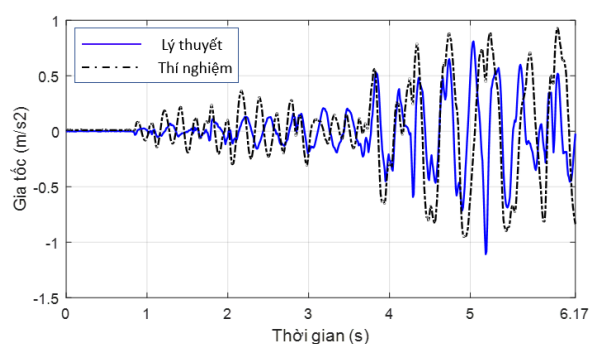
(b) Gia tốc

Hình 7. Biểu đồ lịch sử chuyển vị và gia tốc của thí nghiệm T4.

Thí nghiệm T5, lịch sử chuyển vị và gia tốc theo phương ngang của kết cấu phân trên như hình 8. Trong thí nghiệm, kết cấu bị lật tại thời điểm 6.17s ứng với chuyển vị đo được là 27.80mm. Trong phân tích lý thuyết, tại thời điểm 6.17s, chuyển vị của kết cấu phân trên được là 23.64mm. Sai số chuyển vị giữa lý thuyết và thí nghiệm tại thời điểm này là:  $\frac{27.8mm - 23.64mm}{27.8mm} \times 100\% = 14.96\%$ . Xét trong khoảng thời gian 6.17s, sai số giá trị gia tốc cực đại giữ lý thuyết và thí nghiệm là 5.77%.



(a) Chuyển vị

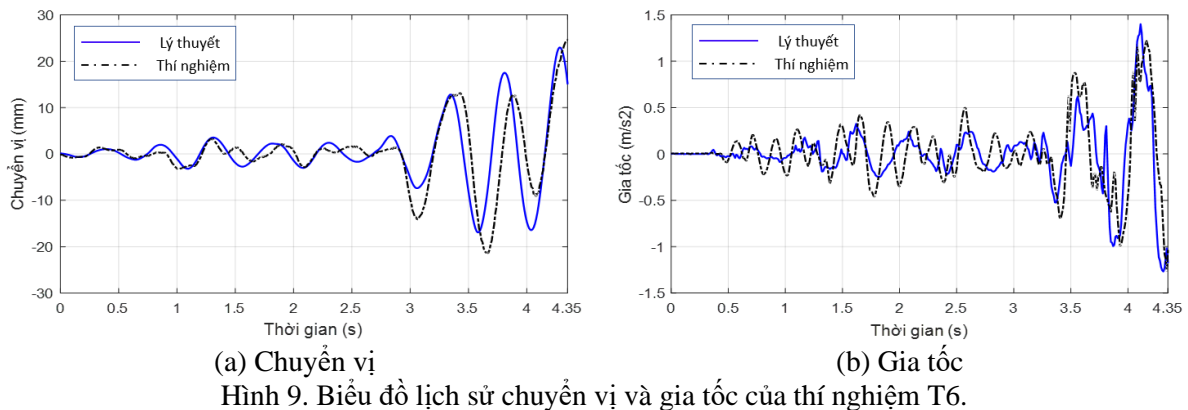


(b) Gia tốc

Hình 8. Biểu đồ lịch sử chuyển vị và gia tốc của thí nghiệm T5.

Thí nghiệm T6, lịch sử chuyển vị và gia tốc theo phương ngang của kết cấu phân trên như hình 9. Trong thí nghiệm, kết cấu bị lật tại thời điểm 4.35s ứng với chuyển vị đo được là 24.58mm. Gia tốc kích thích bàn rung trong thí nghiệm T6 tăng 30% so với T5 nên thời điểm lật móng sớm hơn 1.82s. Kết quả phân tích lý thuyết, tại thời điểm 4.35s, kết cấu phân trên có chuyển vị là 22.67mm. Sai số chuyển vị giữa lý thuyết và thí nghiệm tại thời điểm này là:

$\frac{24.58\text{mm}-22.67\text{mm}}{24.58\text{mm}} \times 100\% = 7.77\%$ . Trong 4.35s phân tích, sai số giá trị gia tốc cực đại giữa lý thuyết và thí nghiệm là 12.28%.



#### 4. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm tương tác hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên cho một mô hình cụ thể dưới tác dụng của tải trọng động đất thông qua bàn rung. Kết quả thí nghiệm là cơ sở để kiểm tra mô hình lý thuyết mô phỏng tương tác hệ đất nền-móng-kết cấu phần trên. Trong đó, tương tác phi tuyến phức tạp của hệ đất nền-móng dưới tải trọng động đất được mô hình bằng một phần tử vĩ mô do tác giả đề xuất. So sánh dưới dạng biểu đồ và giá trị phản ứng cực đại cho thấy, mô hình đề xuất cho kết quả phân tích khá phù hợp với kết quả thực nghiệm. Bài báo mới chỉ dừng lại đối với một kết cấu cụ thể, ứng xử của trụ nối móng và kết cấu phần trên làm việc tuyến tính. Do đó, trong các nghiên cứu tiếp theo, cần tiếp tục mở rộng đối với những kết cấu khác cũng như xét đến ảnh hưởng của phi tuyến trụ đến ứng xử của hệ.

#### LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Giao thông vận tải trong đề tài mã số T2020-PHII-005. Tác giả xin chân thành cảm ơn các thí nghiệm viên Trung tâm Khoa học công nghệ đã hỗ trợ trong quá trình thực hiện nghiên cứu thực nghiệm.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ TCVN 11823:2017.
- [2]. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05.
- [3]. Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD-Hoa Kỳ.
- [4]. Tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất TCVN 9386:2012.
- [5]. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu chịu động đất EN 1998 Eurocode 8-Châu Âu.
- [6]. C. T. Chatzigogos, A. Pecker, J. Salencon, Macroelement modeling of shallow foundations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29 (2009) 765-781. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.08.009>
- [7]. R. Nova, L. Montrasio, Settlements of shallow foundations on sand, Geotechnique, 41 (1991) 243-256. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.243>
- [8]. C. Cremer, A. Pecker, L. Davenne, Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities, International Journal for Numerical and Analytical Methods in

- Geomechanics, 25 (2001) 1257-1284. <https://doi.org/10.1002/nag.175>
- [9]. C. Cremer, A. Pecker, L. Davenne, Modelling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element, *Journal of Earthquake Engineering*, 6 (2002) 175-211. <https://doi.org/10.1080/13632460209350414>
- [10]. S. Grange, P. Kotronis, J. Mazars, A macro-element to simulate 3D soil–structure interaction considering plasticity and uplift, *International Journal of Solids and Structures*, 46 (2009) 3651-3663. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2009.06.015>
- [11]. R. Paolucci, Simplified evaluation of earthquake-induced permanent displacements of shallow foundations, *Journal of Earthquake Engineering*, 1 (1997) 563-579. <https://doi.org/10.1080/13632469708962378>
- [12]. R. Paolucci, M. Shirato, M. Tolga Yilmaz, Seismic behavior of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 37 (2008) 577-595. <https://doi.org/10.1002/eqe.773>
- [13]. R. Figini, R. Paolucci, C. T. Chatzigogos, A macro-element model for non-linear soil–shallow foundation–structure interaction under seismic loads: theoretical development and experimental validation on large scale tests, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 41 (2012) 475-493. <https://doi.org/10.1002/eqe.1140>
- [14]. Đào Văn Hưng, Phùng Văn Ngọc, Phạm Thanh Tâm, Nghiên cứu tính toán trạng thái ứng suất trong hệ bản cọc làm việc đồng thời, *Tạp chí khoa học và công nghệ thủy lợi*, 38 (2017) 1-8.
- [15]. Lê Văn Tuấn, Zheng Yong-Lai, Thí nghiệm bàn rung nghiên cứu ứng xử của công trình ngầm dưới tác dụng của động đất, *Kết cấu - Công nghệ xây dựng*, 1 (2016) 15-24.
- [16]. Vũ Minh Ngọc, Phạm Văn Thuyết, Xác định độ cứng lò xo cọc khi thiết kế hệ móng cọc đài thấp theo mô hình nền Winkler, *Tạp chí khoa học và công nghệ lâm nghiệp*, 4 (2019) 134-143.
- [17]. Trần Thu Hằng và các cộng sự, Xây dựng mô hình để nghiên cứu ảnh hưởng của động đất đến công trình ngầm bằng thí nghiệm bàn rung, *Tạp chí cầu đường*, 8 (2019) 25-32.
- [18]. M. Maugeri et al., Shaking table test of failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20 (2000) 435-444. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00091-9](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00091-9)
- [19]. I. Anastasopoulos et al., Shaking table testing of rocking-isolated bridge pier on sand, *Journal of Earthquake Engineering*, 17 (2013) 1-32. <https://doi.org/10.1080/13632469.2012.705225>
- [20]. I. Anastasopoulos, T. Kontoroupi, Simplified approximate method for analysis of rocking systems accounting for soil inelasticity and foundation uplifting, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 56 (2014) 28-43. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.10.001>
- [21]. T. A. Won, K. V. Sai, Modeling the stress versus settlement behavior of shallow foundations in unsaturated cohesive soils extending the modified total stress approach, *Soils and Foundations*, 58 (2018) 382-397. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.02.008>
- [22]. S. Liu, Z. Yao, Y. Shang, Ultimate bearing capacity of circular shallow foundations in frozen clay, *Journal of Vibroengineering*, 21 (2019) 1030-1044. <https://doi.org/10.21595/jve.2019.20476>
- [23]. Nguyễn Trung Kiên, Huỳnh Văn Quân và Nguyễn Thành Tâm, Xây dựng mô hình thực nghiệm nghiên cứu tương tác đất nền-kết cấu dưới tải trọng động đất, *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải*, 71 (2020) 678-689. <https://doi.org/10.25073/tcsj.71.6.4>
- [24]. V. Q. Huynh, X. H. Nguyen, T. K. Nguyen, A macro-element for modeling the non-linear interaction of soil-shallow foundation under seismic loading, *Civil Engineering Journal*, 6 (2020) 714-723. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091503>
- [25]. K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, first ed., Wiley, New York, 1943.
- [26]. G. Gazetas, *Foundation Vibrations in Foundation Engineering Handbook*, second ed., Springer, Boston, MA, (2013), pp. 553-593. [https://doi.org/10.1007/978-1-4615-3928-5\\_15](https://doi.org/10.1007/978-1-4615-3928-5_15)