

# NGHIÊN CỨU HIỆU CHỈNH MÔ HÌNH ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CÔNG TRÌNH CẦU DỰA VÀO SỐ LIỆU ĐO ĐẶC THỰC NGHIỆM TRÊN MÔ HÌNH TOÀN CẦU

Nguyễn Duy Thảo<sup>a,\*</sup>, Võ Duy Hùng<sup>a</sup>

<sup>a</sup>*Khoa Xây dựng Cầu đường, Trường Đại học Bách khoa, Đại học Đà Nẵng,  
54 đường Nguyễn Lương Bằng, quận Liên Chiểu, Đà Nẵng, Việt Nam*

*Nhận ngày 13/10/2021, Sửa xong 15/11/2021, Chấp nhận đăng 17/11/2021*

---

## Tóm tắt

Tuổi thọ và khả năng khai thác hoạt tải của công trình cầu trên thực tế có sự sai khác nhất định so với kết quả tính toán thiết kế. Do vậy, công tác đánh giá khả năng chịu tải thực tế công trình cầu đóng vai trò quan trọng đối với công trình cầu mới xây dựng xong và đặc biệt quan trọng đối với các công trình cầu cũ đã qua quá trình khai thác, sử dụng lâu dài. Bài báo trình bày phương pháp hiệu chỉnh mô hình phân tích kết cấu cầu thông qua các thông số độ cứng của hệ dầm mặt cầu, dựa vào các kết quả đo đặc phản ứng động của cầu dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm trên mô hình toàn cầu (full scale model). Mô hình kết cấu cầu sau khi hiệu chỉnh sẽ phù hợp với ứng xử thực tế của công trình cầu và được dùng để đánh giá khả năng chịu tải thông qua thông số RF (rating factor).

*Từ khoá:* khả năng chịu tải công trình cầu; hiệu chỉnh mô hình; ứng suất-biến dạng; chuyển vị; kết cấu cầu.

AN INVESTIGATION ON CALIBRATION FOR BRIDGE LOAD RATING MODEL BASED ON EXPERIMENTAL DATA OF FULL-SCALE MODEL

## Abstract

The service life and the ability to exploit the live load bridge on the site have a certain difference compared with design calculation results. Therefore, the assessment of the actual load capacity of the bridge plays an important role for the newly built bridge, also it is particularly important for the old bridges that have undergone the process of exploitation or long-term operation. This paper presents a method to calibrate the structural analysis model of bridge through stiffness parameters of the deck-girder system, based on dynamic response measurement results of the bridge under the effect of experimental live load on the bridge field. After calibration, the bridge structure model will be suitable for the actual behavior of the bridge, and it can be used to evaluate the load capacity through RF (rating factor) parameter.

*Keywords:* bridge load capacity; calibration model; stress-strain; displacement; bridge structure.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2021-15\(7V\)-04](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2021-15(7V)-04) © 2021 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

---

## 1. Giới thiệu

Đối với công trình cầu đã trải qua thời gian khai thác sử dụng, cần thiết phải đánh giá lại khả năng chịu tải thực tế nhằm đánh giá mức độ an toàn và hạn chế các nguy cơ rủi ro cho các phương tiện giao thông lưu thông qua cầu, đồng thời đảm bảo bài toán kinh tế trong công tác đánh giá kiểm định công trình cầu. Khả năng chịu tải thực tế của công trình cầu thường lớn hơn so với kết quả tính toán

---

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [ndthao@dut.udn.vn](mailto:ndthao@dut.udn.vn) (Thảo, N. D.)

lý thuyết do một số nguyên nhân sau: cường độ của vật liệu kết cấu công trình thi công thực tế thường cao hơn so với giá trị giả thuyết tính toán lý thuyết, các giả thuyết quy đổi trong tính toán lý thuyết nhằm đơn giản hóa quá trình thiết kế như xem độ cứng của gối cầu là gối cứng tuyệt đối, quy đổi sơ đồ làm việc không gian của kết cấu về sơ đồ tính dạng hệ phẳng thông qua hệ số phân bố ngang... Tập hợp tất cả các yếu tố đó sẽ dẫn đến kết quả là tồn tại một khoảng cách nhất định khi xác định khả năng chịu tải công trình cầu theo lý thuyết so với khả năng chịu tải thực tế của công trình cầu.

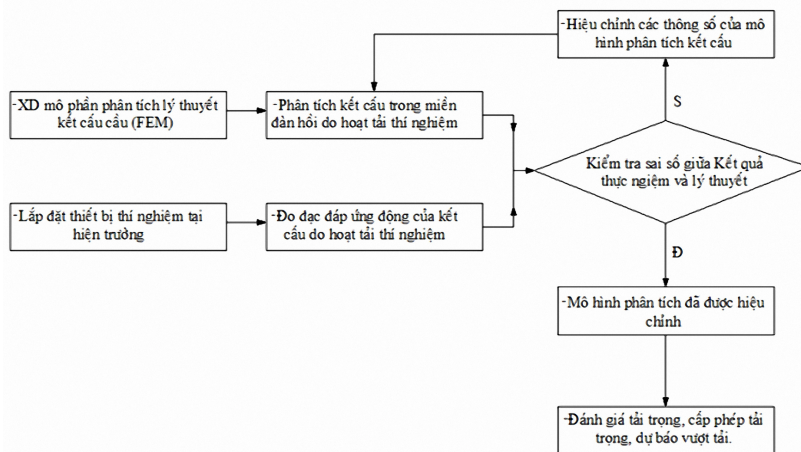
Ở nước ta hiện nay, công tác tính toán và thiết kế cầu thường áp dụng các tiêu chuẩn [1] đối với cầu đường sắt, [2, 3] đối với cầu trên đường ô tô, trong đó: tiêu chuẩn thiết kế [1] dựa theo các trạng thái giới hạn theo quy trình của Liên Xô cũ; các tiêu chuẩn thiết kế [2, 3] dựa trên triết lý thiết kế theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng AASHTO-LRFD [4-6]. Tuy nhiên, trong công tác đánh giá khả năng chịu tải công trình cầu trên đường ô tô vẫn áp dụng tiêu chuẩn [7, 8] theo tiêu chuẩn của Liên Xô cũ. Nội dung chính của [7, 8] khi đánh giá khả năng chịu tải kết cấu cầu dựa vào các đáp ứng của kết cấu cầu dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm tác dụng tĩnh và tác dụng động lên kết cấu cầu. Với tải trọng tác dụng tĩnh lên kết cấu cầu, quy định hoạt tải thử nghiệm đặt tĩnh lên kết cấu phải gây tạo tối thiểu 80% nội lực thiết kế tiêu chuẩn. Ưu điểm của giải pháp đo tĩnh cho phép xác định khá chính xác ứng xử của cầu dưới tác dụng tĩnh của tải trọng thí nghiệm nhưng có giá thành lớn, đặc biệt đối với kết cấu công trình cầu có khả năng chịu tải lớn và có quy lớn về chiều dài nhịp và số làn xe, do phải chắt tải tĩnh trên tất cả các làn xe và gần như toàn bộ chiều dài kết cấu nhịp để gây tạo 80% nội lực thiết kế theo quy định của [7, 8]. Do vậy, ý tưởng chỉ đo đạc các kết quả ứng xử của kết cấu cầu dưới tác dụng của một xe hoạt tải thí nghiệm di động trên cầu để đánh giá khả năng chịu tải công trình cầu nhằm giảm thiểu chi phí và thời gian đo đạc tại hiện trường được đề xuất bởi [9, 10] và được áp dụng trên nhiều công trình cầu tại Hoa Kỳ [11-13]; trong đó các phản ứng động của kết cấu cầu như biến dạng-ứng suất hoặc chuyển vị dưới tác dụng động của hoạt tải thử nghiệm sẽ được đo đạc tại hiện trường và sử dụng để hiệu chỉnh lại mô hình phân tích lý thuyết thông qua việc điều chỉnh các điều kiện biên, độ cứng của hệ liên kết ngang cũng như sự phân phối tải trọng trong kết cấu cầu... Mô hình kết cấu cầu sau khi được hiệu chỉnh sẽ phù hợp với ứng xử của kết cấu thực tế đang khai thác và được dùng để đánh giá khả năng chịu hoạt tải của công trình cầu. Nghiên cứu [14] cho phép đánh giá và xác định tải trọng cho phép qua cầu trên cơ sở kết quả kiểm định cầu (bao gồm kết quả đo tĩnh và động kết cấu cầu) đồng thời xây dựng các phổ hiệu ứng tải trọng và xác định các hệ số tải trọng cho mô hình xe hợp pháp để đánh giá cầu và cấm biển tải trọng dựa trên các dữ liệu của các trạm cân trọng lượng tĩnh các xe qua cầu. Các tác giả [15] kết hợp các phương pháp OD (orthogonal diagonalization) và PSO (particle swarm optimization) xây dựng thuật toán cập nhật mô hình phân tích lý thuyết cầu giàn thép đường sắt liên tục dựa trên các kết quả đo đạc dao động tự do và phân tích tần số các mode dao động trên mô hình cầu thực tế với mục tiêu giảm thiểu sự khác biệt về các tần số giữa kết quả đo đạc thực nghiệm và kết quả phân tích lý thuyết. Các thông số được sử dụng để cập nhật điều chỉnh mô hình lý thuyết trong quá trình phân tích là độ cứng của các gối cầu và mô đun đàn hồi của các thanh giàn thép. Nghiên cứu [16] sử dụng thuật toán ANN (Artificial Neural Networks) để dự báo và đánh giá tình trạng kết cấu cầu dựa vào các dữ liệu cầu tại bang Alabama, Hoa Kỳ. Ở nước ta, các công trình cầu bê tông, bê tông cốt thép dự ứng lực được đầu tư xây dựng trên nhiều địa phương như cầu dầm chữ I, T, super T... tuy nhiên các nghiên cứu đánh giá khả năng chịu tải về các dạng kết cấu cầu này còn khá hạn chế.

Với những tồn tại nêu trên, nội dung bài báo nghiên cứu xây dựng mô hình kết cấu dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực super T chịu tác dụng của hoạt tải thử nghiệm trên mô hình lý thuyết kết hợp với kết quả đo đạc thực nghiệm tại hiện trường trên mô hình toàn cầu. Các kết quả đo đạc biến dạng-ứng suất thực nghiệm sẽ được so sánh với kết quả phân tích trên mô hình lý thuyết, và điều chỉnh mô hình

phân tích lý thuyết theo phương pháp lắp thông qua các thông số độ cứng của hệ dầm thay đổi. Quá trình tính toán được thực hiện lặp đi lặp lại nhiều lần và sẽ kết thúc khi sai số về biến dạng-ứng suất giữa kết quả phân tích lý thuyết và kết quả đo đạc thực nghiệm nhỏ hơn giới hạn nhất định. Mô hình phân tích lý thuyết sau khi hiệu chỉnh các thông số về độ cứng sẽ phù hợp với đáp ứng của kết cấu thực tế tại hiện trường và sẽ được sử dụng đánh giá khả năng chịu tải thực tế thông qua thông số Rating Factor (RF) [17]. Các kết quả phân tích và đo đạc thí nghiệm được áp dụng tại cầu Nguyễn Hoàng (TP Tam Kỳ, tỉnh Quảng Nam) cho phép giảm thiểu chi phí kiểm định tại hiện trường, do chỉ cần đo đạc ứng xử của kết cấu dưới tác dụng của một xe tải thử nghiệm di động trên cầu để đánh giá khả năng chịu tải kết cấu cầu mà vẫn đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật của bài toán đánh giá khả năng chịu tải thực tế của công trình cầu.

## 2. Cơ sở điều chỉnh mô hình phân tích kết cấu cầu trên lý thuyết dựa vào kết quả đo đạc thực nghiệm

Cơ sở ban đầu của việc điều chỉnh mô hình phân tích kết cấu trên lý thuyết dựa vào kết quả đo đạc thực nghiệm đó là chấp nhận giả thuyết ứng xử của kết cấu làm việc trong miền đàn hồi tuyến tính. Cần lưu ý rằng dưới tác dụng của một chiếc xe thử nghiệm di động qua cầu sẽ cung cấp các thông tin về đáp ứng của cầu chứ không phải là khả năng chịu tải tối đa của cầu. Khả năng chịu tải thực tế của cầu có thể bị ảnh hưởng từ kết quả thí nghiệm, nhưng nhìn chung là phụ thuộc vào tiêu chuẩn thiết kế cũng như các đặc trưng về cường độ của vật liệu sử dụng trong kết cấu.



Hình 1. Sơ đồ thuật toán phân tích hiệu chỉnh mô hình phân tích lý thuyết dựa vào kết quả đo đạc thực nghiệm

Các kết quả đo đạc thực nghiệm tại hiện trường có thể được sử dụng để điều chỉnh lại độ cứng theo phương ngang cầu, các điều kiện biên liên kết với đất, cũng như các đặc trưng phân phối tải trọng của kết cấu cầu. Các thí nghiệm này thường được đo đạc dưới tác dụng của một chiếc xe tải thử nghiệm có trọng lượng đã xác định, và các kết quả đo đạc sẽ được so sánh với kết quả phân tích lý thuyết theo tiêu chuẩn thiết kế. Mục tiêu của việc hiệu chỉnh mô hình đó là chủ động sử dụng các kết quả đo đạc hiện trường làm cơ sở để thay đổi các thông số (độ cứng liên kết ngang, điều kiện biên, sự phân phối tải trọng...) của mô hình phân tích lý thuyết cho đến khi mô hình này có đáp ứng giống với mô hình kết cấu thực tế. Mô hình phân tích lý thuyết sau khi được hiệu chỉnh có thể được xem là khá phù hợp với thực tế chịu lực của kết cấu cầu và được sử dụng để đánh giá khả năng chịu tải, đánh giá cấp phép cho các tải trọng quá khổ siêu trường siêu trọng, hoặc dự báo các trường hợp vượt quá khả năng chịu

tải của cầu trong quá trình khai thác sử dụng. Mô hình phân tích đã hiệu chỉnh này cũng có thể được sử dụng để thiết kế gia cường phục hồi hoặc nâng cấp khả năng chịu tải kết cấu. Sơ đồ thể hiện nội dung phương pháp điều chỉnh mô hình phân tích kết cấu trên lý thuyết dựa vào kết quả đo đạc thực nghiệm thể hiện như Hình 1.

Theo [11], các hàm sai số giữa kết quả phân tích trên mô hình lý thuyết và kết quả đo đạc thực nghiệm trên mô hình toàn cầu được thể hiện qua các đại lượng về sai số như sau:

- Sai số tuyệt đối:

$$\sum |R_m - R_c| \quad (1)$$

- Sai số phần trăm:

$$\frac{\sum (R_m - R_c)^2}{\sum (R_m)^2} \quad (2)$$

- Sai số tỷ lệ:

$$\frac{\sum \max |R_m - R_c|_{gage}}{\sum \max |R_m|_{gage}} \quad (3)$$

- Hệ số tương quan:

$$\frac{\sum (R_m - \overline{R_m})(R_c - \overline{R_c})}{\sum (R_m - \overline{R_m})^2 \sum (R_c - \overline{R_c})^2} \quad (4)$$

trong đó  $R_m$  là đáp ứng (ứng xử) của kết cấu đo đạc tại hiện trường;  $R_c$  là đáp ứng (ứng xử) của kết cấu tính toán trên mô hình lý thuyết  $\overline{R_m}, \overline{R_c}$  là đáp ứng (ứng xử) trung bình đo đạc, lý thuyết của kết cấu;  $|R_m|_{gage}, |R_c|_{gage}$  là đáp ứng (ứng xử) đo đạc, lý thuyết của kết cấu tại mỗi vị trí cụ thể trong kết cấu.

Quá trình điều chỉnh các thông số đầu vào của mô hình phân tích lý thuyết và phân tích tính toán đáp ứng của kết cấu, kiểm tra lặp đi lặp lại với kết quả đo đạc thực nghiệm chỉ dừng lại khi thỏa mãn các giá trị về sai số như Bảng 1, [11]. Mô hình phân tích lý thuyết sau khi được hiệu chỉnh được xem là “mô hình hiệu chuẩn” và được sử dụng để đánh giá khả năng chịu tải thực tế của công trình, cấp phép đối với các tải trọng quá khổ (siêu trường hoặc siêu trọng) hoặc dự báo vượt tải trong quá trình khai thác cầu.

Bảng 1. Các sai số yêu cầu giữa kết quả phân tích trên mô hình lý thuyết (đã hiệu chuẩn) so với kết quả đo thực nghiệm

Hàm so sánh	Giá trị yêu cầu của mô hình hiệu chuẩn
Sai số phần trăm (%)	< 10
Sai số tỷ lệ (%)	< 10
Hệ số tương quan	> 0,9

Mô hình đã hiệu chuẩn được sử dụng để phân tích kết cấu và đánh giá khả năng chịu tải ứng với hoạt tải mục tiêu thông qua hệ số Rating Factor [17] như sau:

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} \cdot DC - \gamma_{DW} \cdot DW \pm \gamma_P \cdot P}{\gamma_{LL} \cdot LL \cdot (1 + IM)} \quad (5)$$

trong đó  $C$  là sức kháng tính toán của kết cấu;  $DC$  là hiệu ứng do trọng lượng bản thân dầm gây ra;  $DW$  là hiệu ứng do các lớp phủ mặt cầu gây ra;  $LL$  là hiệu ứng do hoạt tải mục tiêu cần đánh giá;  $P$  là

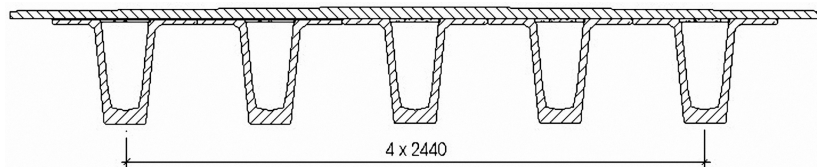


tải trọng chất thêm trên kết cấu;  $IM$  là hệ số xung kích;  $\gamma_{DC}$  là hệ số tải trọng tương ứng với tải trọng DC;  $\gamma_{DW}$  là hệ số tải trọng tương ứng với tải trọng DW;  $\gamma_{LL}$  là hệ số tải trọng tương ứng với hoạt tải mục tiêu LL;  $\gamma_P$  là hệ số tải trọng tương ứng với tải trọng chất thêm P. Theo AASHTO-LRFR [17], công trình cầu đảm bảo chịu hoạt tải mục tiêu cần đánh giá khi hệ số RF > 1.

### 3. Áp dụng phương pháp điều chỉnh mô hình phân tích kết cấu cầu trên lý thuyết dựa vào kết quả đo đạc thực nghiệm

#### 3.1. Các thông số đầu vào

Quá trình phân tích lý thuyết và đo đạc thực nghiệm tại hiện trường được tiến hành tại cầu Nguyễn Hoàng (TP Tam Kỳ, Quảng Nam). Cầu được thiết kế chịu hoạt tải thiết kế HL93 theo tiêu chuẩn 22TCN272-05 [2]. Sơ đồ kết cấu nhịp gồm: 25,4 m + 2 × 32,26 m + 4 × 38,2 m. Kết cấu nhịp gồm ba dạng: dầm bản rộng BTCTDƯL  $L = 25,4$  m, dầm BTCTDƯL super T  $L = 32,26$  m và  $L = 38,2$  m. Nội dung nghiên cứu sẽ tập trung vào dầm cầu Super T, trong đó: mặt cắt ngang cầu được thể hiện như Hình 2; các thông số đầu vào của kết cấu nhịp được thể hiện như Bảng 2.



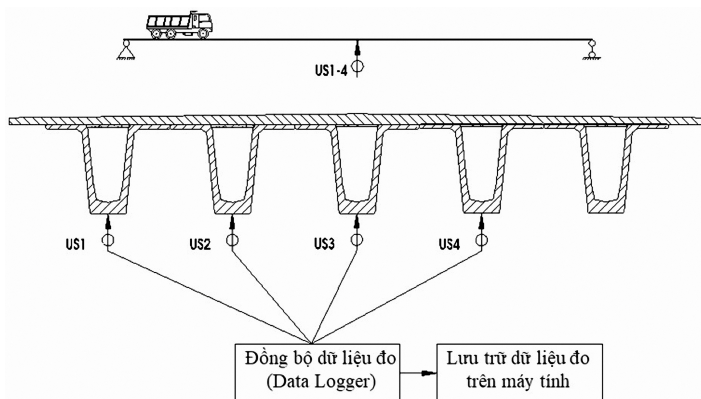
Hình 2. Mặt cắt ngang cầu Nguyễn Hoàng (Quảng Nam)

Bảng 2. Các thông số đầu vào kết cấu nhịp dầm Super T

Thông số đầu vào	Đơn vị	Giá trị
Chiều cao dầm chủ	mm	1750
Khoảng cách giữa các dầm	mm	2440
Cường độ bê tông dầm	MPa	50
Mô men quán tính dầm chủ	mm <sup>4</sup>	2,70E+11
Chiều dày bản mặt cầu	mm	200
Cường độ bê tông BMC	MPa	35

#### 3.2. Đo đạc biến dạng kết cấu nhịp dưới tác dụng hoạt tải thử nghiệm tại hiện trường

Các cảm biến đo biến dạng-ứng suất (Strain sensor) dạng mạch vòng (full bridge) loại ST350 của hãng Bridge Diagnostics, Inc được sử dụng để thu thập biến dạng kết cấu dầm Super T tại vị trí ½ nhịp của các dầm như Hình 3 dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm; các thông số của các cảm biến được thể hiện như Hình 4 và Bảng 3. Hoạt tải thử nghiệm có trọng lượng xấp xỉ 30 (tấn) di chuyển trên cầu với vận tốc không quá 5 (km/h). Các giá trị biến dạng-ứng suất tại giữa nhịp các dầm chủ dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm được lưu trữ thông qua hệ thống đồng bộ dữ liệu đo (Data logger) và máy tính. Các giá trị biến dạng-ứng suất này làm cơ sở cho quá trình điều chỉnh mô hình phân tích lý thuyết.



Hình 3. Bố trí thiết bị, máy móc thu thập biến dạng-ứng suất dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm



Hình 4. Lắp đặt cảm biến đo biến dạng (ST350), hoạt tải thử nghiệm trên cầu

Bảng 3. Thông số kỹ thuật của các cảm biến đo biến dạng (ứng suất)

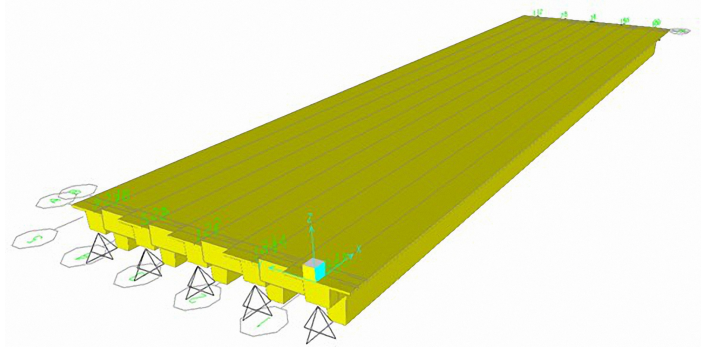
Thông số kỹ thuật của cảm biến	Số, hiệu cảm biến			
	B1232	B2158	B2154	B2159
Chuẩn đo: (mm)	76,2	76,2	76,2	76,2
Phạm vi đo: ( $\mu\epsilon$ )	2000	2000	2000	2000
Độ nhạy: ( $\mu\epsilon/mV/V$ )	559,7	506,9	512,5	544,1
Dạng mạch đo:	$4 \times 350 \Omega$	$4 \times 350 \Omega$	$4 \times 350 \Omega$	$4 \times 350 \Omega$
Nhiệt độ lúc đo: ( $^{\circ}C$ )	$-50 \div 85$	$-50 \div 85$	$-50 \div 85$	$-50 \div 85$
Kích thước (mm)	111×32×13	111×32×13	111×32×13	111×32×13
Vật liệu	Nhôm	Nhôm	Nhôm	Nhôm

### 3.3. Mô hình hóa kết cấu dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm

Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn [18] để tiến hành mô phỏng hệ kết cấu dầm cầu Super T gồm 5 dầm chủ, bản mặt cầu và 2 dầm ngang bố trí tại gối cầu; sơ đồ tính nhịp dầm Super T dạng đơn giản trên phần mềm SAP2000. Các thông số đầu vào của kết cấu được lấy như Bảng 2. Hoạt tải xe gồm 3 trục được mô phỏng bởi 6 lực tập trung, tổng trọng lượng xe 30 (tấn) đúng theo trọng lượng và kích thước xe tải thử nghiệm tại hiện trường. Sơ đồ kết cấu và hoạt tải được mô phỏng như Hình 5.

Tiến hành phân tích đáp ứng của kết cấu cầu dầm Super T dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm di chuyển cầu tại các vị trí khác nhau để thu được biến dạng-ứng suất trên mô hình lý thuyết tại vị trí

1/2 nhịp của các dầm chủ. Các giá trị biến dạng-ứng suất này sẽ được so sánh với giá trị biến dạng-ứng suất thực nghiệm đo đạc tại hiện trường thông qua các giá trị sai số phần trăm, sai số tỷ lệ và hệ số tương quan được xác định theo các phương trình (2), (3) và (4).



Hình 5. Mô hình hóa kết cấu nhịp dầm Super T

#### 3.4. Phân tích hiệu chỉnh mô hình lý thuyết dựa vào kết quả đo biến dạng-ứng suất tại hiện trường

Từ các kết quả đo đạc biến dạng thực tế  $\varepsilon_m$  tại hiện trường trên mô hình toàn cầu và kết quả biến dạng phân tích lý thuyết  $\varepsilon_c$  trên mô hình số. Áp dụng phương trình (2), (3) và (4) có thể xác định được các sai số và hệ số tương quan về biến dạng-ứng suất giữa kết quả đo đạc hiện trường và kết quả lý thuyết như sau:

- Sai số phần trăm về biến dạng:

$$\frac{\sum (\varepsilon_m - \varepsilon_c)^2}{\sum (\varepsilon_m)^2} \quad (6)$$

- Sai số tỷ lệ về biến dạng:

$$\frac{\sum \max |\varepsilon_m - \varepsilon_c|_{gage}}{\sum \max |\varepsilon_m|_{gage}} \quad (7)$$

- Hệ số tương quan về biến dạng:

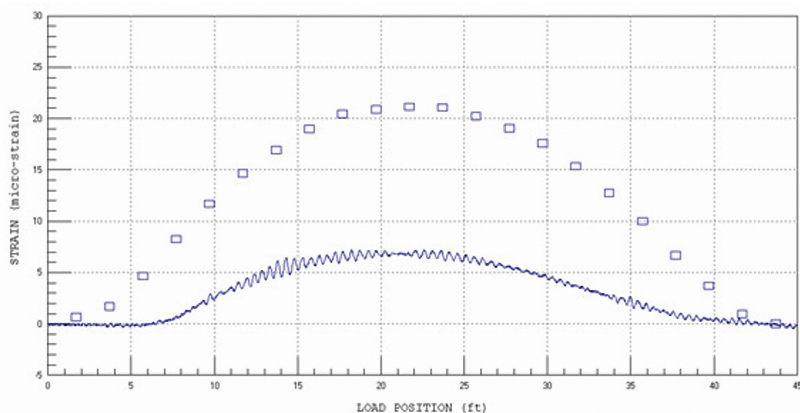
$$\frac{\sum (\varepsilon_m - \overline{\varepsilon_m})(\varepsilon_c - \overline{\varepsilon_c})}{\sum (\varepsilon_m - \overline{\varepsilon_m})^2 (\varepsilon_c - \overline{\varepsilon_c})^2} \quad (8)$$

trong đó:  $\varepsilon_m, \varepsilon_c, \overline{\varepsilon_m}, \overline{\varepsilon_c}, |\varepsilon_m|_{gage}, |\varepsilon_c|_{gage}$  là lần lượt là các đáp ứng (về biến dạng-ứng suất) của kết cấu và được giải thích tương tự như các đại lượng tương ứng trong các phương trình (1)–(4).

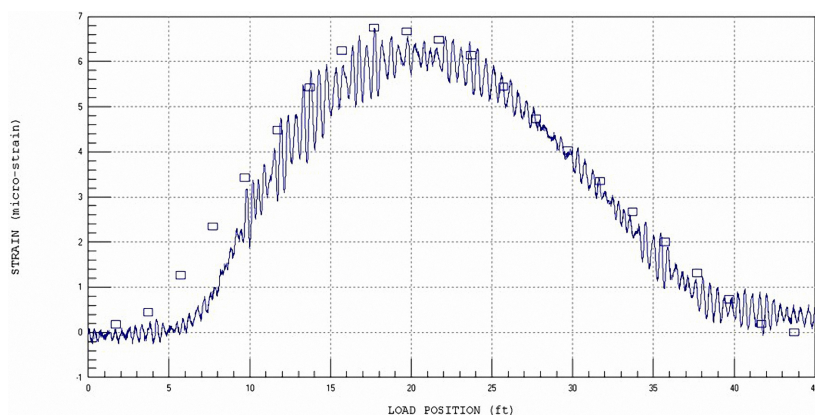
Nếu các sai số phần trăm, sai số tỷ lệ và hệ số tương quan về biến dạng xác định theo (6)–(8) chưa đảm bảo các giá trị yêu cầu theo Bảng 1, tiến hành thay đổi các thông số đầu vào của mô hình phân tích như: momen quán tính dầm chủ; momen quán tính dầm ngang; momen quán tính bản mặt cầu; modun đàn hồi  $E$  của vật liệu dầm chủ, dầm ngang, bản mặt cầu ... Sau đó tính toán lại  $\varepsilon_c$  và so sánh lại với giá trị biến dạng thực tế đo đạc  $\varepsilon_m$ . Quá trình này lặp đi lặp lại nhiều lần cho đến khi các giá trị về sai số và hệ số tương quan thỏa mãn điều kiện quy định ở Bảng 1. Mô hình kết cấu lúc này được xem là “mô hình đã hiệu chuẩn” và ứng xử của mô hình đã hiệu chuẩn được xem là khá chính xác với kết cấu cầu chịu lực thực tế tại hiện trường.

Hình 6 thể hiện kết quả biến dạng đo đạc tại hiện trường  $\varepsilon_m$  và biến dạng trên mô hình phân tích lý thuyết  $\varepsilon_c$  tại vị trí giữa nhịp dầm số 3 trước khi hiệu chỉnh mô hình phân tích lý thuyết. Kết quả

so sánh cho thấy: giá trị  $\varepsilon_m$  và giá trị  $\varepsilon_c$  sai khác nhau rất nhiều. Điều này chứng tỏ: đáp ứng của mô hình phân tích lý thuyết (mô hình số) chưa phù hợp với thực tế chịu lực của kết cấu dầm Super T. Giá trị  $\varepsilon_m$  nhỏ hơn giá trị  $\varepsilon_c$ , điều này cho thấy cường độ, độ cứng của kết cấu dầm trên mô hình lý thuyết nhỏ hơn so với kết cấu dầm làm việc thực tế tại hiện trường. Do vậy, trên mô hình lý thuyết cần thiết phải điều chỉnh lại các thông số về độ cứng, mô đun đàn hồi của hệ dầm (theo hướng tăng) để tiến hành phân tích lại và so sánh với kết quả đo đạc tại hiện trường cho đến khi thỏa mãn các điều kiện sai số và hệ số tương quan về biến dạng như Bảng 1. Hình 7 thể hiện kết quả biến dạng đo đạc tại hiện trường  $\varepsilon_m$  và biến dạng của mô hình phân tích lý thuyết  $\varepsilon_c$  tại vị trí giữa nhịp dầm số 3 trên mô hình “đã hiệu chuẩn” (mô hình đã đảm bảo các yêu cầu về sai số và hệ số tương quan). Kết quả so sánh cho thấy: giá trị  $\varepsilon_m$  và giá trị  $\varepsilon_c$  tiệm cận sát vào nhau. Lúc này có thể xem rằng: đáp ứng của “mô hình đã hiệu chuẩn” phù hợp với thực tế chịu lực của kết cấu nhịp dầm Super T tại hiện trường.

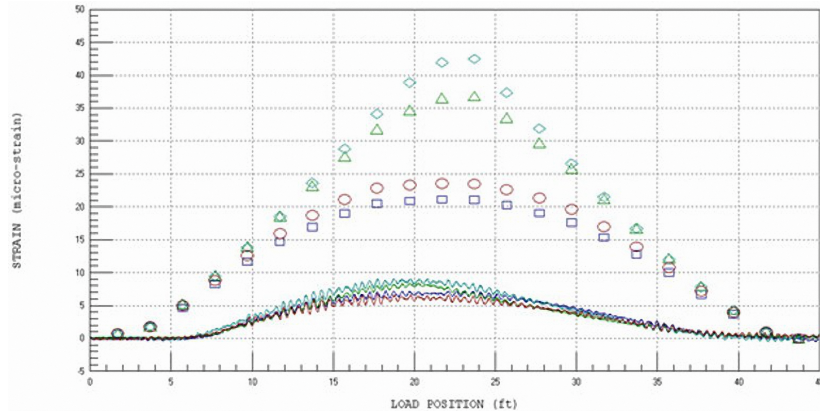


Hình 6. Kết quả biến dạng tại giữa nhịp – dầm số 3 (trước khi hiệu chỉnh);  
□: giá trị  $\varepsilon_c$ ; —: giá trị  $\varepsilon_m$

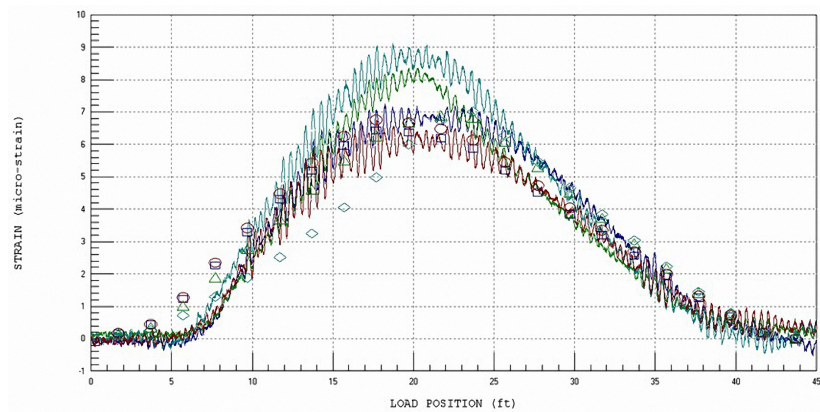


Hình 7. Kết quả biến dạng tại giữa nhịp – dầm số 3 sau khi hiệu chỉnh (mô hình đã hiệu chuẩn);  
□: giá trị  $\varepsilon_c$ ; —: giá trị  $\varepsilon_m$

Một cách tương tự, các Hình 8 và Hình 9 thể hiện các kết quả về biến dạng đo đạc thực nghiệm và biến dạng phân tích trên mô hình số tại vị trí giữa nhịp đối với các dầm số 1, 2, 3 và 4 trước và sau khi hiệu chỉnh mô hình lý thuyết. Kết quả so sánh cũng cho thấy sự sai khác giữa  $\varepsilon_m$  và  $\varepsilon_c$  giảm đi khá lớn sau khi mô hình lý thuyết đã được hiệu chỉnh lại các thông số đầu vào.



Hình 8. Kết quả biến dạng tại giữa nhịp – dầm 1, 2, 3 và 4 (trước khi hiệu chỉnh);  
□, ○, ◇, △: lần lượt là giá trị  $\varepsilon_c$  của dầm 1, 2, 3 và 4; — — — — —: lần lượt là giá trị  $\varepsilon_m$  của dầm 1, 2, 3 và 4



Hình 9. Kết quả biến dạng tại giữa nhịp – dầm 1, 2, 3 và 4 (sau khi hiệu chỉnh);  
□, ○, ◇, △: lần lượt là giá trị  $\varepsilon_c$  của dầm 1, 2, 3 và 4; — — — — —: lần lượt là giá trị  $\varepsilon_m$  của dầm 1, 2, 3 và 4

Bảng 4 thể hiện các thông số về mô đun đàn hồi và mô men quán tính của hệ dầm và bản mặt cầu trước và sau khi điều chỉnh. Nhìn chung các giá trị này đều tăng nhằm hiệu chỉnh lại các kết quả phân tích biến dạng trên mô hình lý thuyết tiệm cận với giá trị biến dạng đo đạc tại hiện trường, ngoại trừ giá trị mô men quán của dầm ngang không thay đổi do hai dầm ngang được bố trí tại gối ít ảnh hưởng đến giá trị biến dạng tại vị trí giữa nhịp dầm Super T.

Bảng 4. Các thông số kết cấu trước và sau khi hiệu chỉnh mô hình

Thông số hiệu chỉnh	Giá trị ban đầu	Giá trị sau khi hiệu chỉnh
$J_x$ dầm trong (mm <sup>4</sup> )	2,7E+11	3,84E+11
$J_x$ dầm ngoài (mm <sup>4</sup> )	2,7E+11	3,60E+11
$E_{dầm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31975	34587,5
$E_{bmc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	22063	25780
$J_{dầm ngang}$ (mm <sup>4</sup> )	3,627E+10	3,627E+10



Bảng 5. Các hàm so sánh trước và sau khi hiệu chỉnh mô hình

Hàm so sánh	Mô hình trước khi hiệu chỉnh	Mô hình sau khi hiệu chỉnh
Sai số phần trăm	239,0%	4,2%
Sai số tỷ lệ	76,5%	3,5%
Hệ số tương quan	0,707	0,924

Bảng 5 thể hiện các giá trị so sánh về sai số phần trăm, sai số tỷ lệ và hàm tương quan về biến dạng giữa giá trị đo đạc hiện trường và giá trị tính toán trên mô hình lý thuyết được tính toán theo các phương trình (6), (7), (8). Kết quả tính toán cho thấy sau khi hiệu chỉnh các hàm so sánh đều thỏa mãn các giá trị quy định theo Bảng 1. Như vậy: mô hình đã hiệu chỉnh có thể được xem như phù hợp với trạng thái chịu lực thực tế của công trình và sẽ được sử dụng để đánh giá khả năng chịu tải đối với yêu cầu của thiết kế, cấp phép tải trọng đối với các loại xe siêu trường siêu trọng hoặc dự báo quá tải trong quá trình khai thác sử dụng.

### 3.5. Đánh giá khả năng chịu tải của kết cấu đối với hoạt tải HL93 dựa trên mô hình đã hiệu chỉnh từ kết quả đo đạc thực nghiệm

Trên mô hình kết cấu cầu đã được hiệu chỉnh, tiến hành mô phỏng hoạt tải HL93 [2–4]; tiến hành phân tích ứng xử (nội lực) trong kết cấu cầu dầm Super T dưới tác dụng của các tĩnh tải DC, DW và hoạt tải HL93. Áp dụng phương trình (5) để đánh giá khả năng chịu tải kết cấu dầm Super T đối với hoạt tải HL93 theo M và V như sau:

$$RF_M = \frac{M_r - \gamma_{DC} \cdot M_{DC} - \gamma_{DW} \cdot M_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot M_{HL93} \cdot (1 + IM)} \quad (9)$$

$$RF_V = \frac{V_r - \gamma_{DC} \cdot V_{DC} - \gamma_{DW} \cdot V_{DW}}{\gamma_{LL} \cdot V_{HL93} \cdot (1 + IM)} \quad (10)$$

trong đó  $M_r$ ,  $V_r$  là sức kháng uốn, sức kháng cắt tính toán của dầm Super T;  $M_{DC}$ ,  $M_{DW}$ ,  $M_{HL93}$  lần lượt là các mô men do các tải trọng DC, DW và hoạt tải HL93 gây ra trong dầm Super T trên mô hình đã được hiệu chỉnh;  $V_{DC}$ ,  $V_{DW}$ ,  $V_{LL}$  là lần lượt là các lực cắt do các tải trọng DC, DW và hoạt tải HL93 gây ra trong dầm Super T trên mô hình đã được hiệu chỉnh;  $IM$  là hệ số xung kích của hoạt tải HL93. Các hệ số tải trọng và hệ số xung kích lấy phụ thuộc vào trạng thái giới hạn [2, 17] và xác định theo Bảng 6.

Bảng 6. Bảng tổng hợp các hệ số tải trọng, hệ số xung kích theo [2, 17]

Trạng thái giới hạn	DC	DW	P	LL	IM
Cường độ	1,25	1,5	1,2	1,75	0,25
Khai thác	1,25	1,5	1,2	1,35	0,25

Kết quả đánh giá khả năng chịu tải kết cấu nhịp dầm Super T đối với trường hợp xe tải thiết kế và tải trọng lần [2, 17] theo điều kiện sức kháng uốn và sức kháng cắt thông qua hệ số RF được thể hiện như Bảng 7.



Bảng 7. Đánh giá RF đối với xe thiết kế và tải trọng làn [2, 17]

Dầm Super T	Nội lực	DC+DW	LL	Sức kháng	Hệ số RF	
					Cường độ	Khai thác
Dầm trong	M (kN.m)	6930,4	2134,2	17773	2,32	3,01
	V (kN)	739,5	201,5	1962	2,77	3,60
Dầm biên	M (kN.m)	7109,4	2320,2	17773	2,10	2,72
	V (kN)	755,5	235,4	1962	2,34	3,04

Bảng 8. Đánh giá RF đối với xe hai trục và tải trọng làn [2, 17]

Dầm Super T	Nội lực	DC+DW	LL	Sức kháng	Hệ số RF	
					Cường độ	Khai thác
Dầm trong	M (kN.m)	6930,4	1596,2	17773,0	3,11	4,03
	V (kN)	739,5	157,5	1962,0	3,55	4,60
Dầm biên	M (kN.m)	7109,4	1695,0	17773,0	2,88	3,73
	V (kN)	755,5	175,7	1962,0	3,14	4,07

Kết quả đánh giá khả năng chịu tải kết cấu nhịp dầm Super T đối với trường hợp xe hai trục và tải trọng làn [2, 17] theo điều kiện sức kháng uốn và sức kháng cắt thông qua hệ số RF được thể hiện như Bảng 8.

Từ kết quả phân tích ở Bảng 7 và Bảng 8 cho thấy: giá trị Rating factor (RF) không chế của dầm Super T là giá trị RF nhỏ nhất trong tất cả các trường hợp tính toán ở trên. Vậy, kết cấu nhịp dầm Super T xác định được  $RF = 2,10 > 1$ ; dầm Super T đảm bảo khả năng chịu hoạt tải thiết kế HL93 theo điều kiện sức kháng uốn và sức kháng cắt. Giá trị RF của trường hợp xe ba trục ( $RF = 2,10$ ) nhỏ hơn so với giá trị RF của trường hợp xe hai trục ( $RF = 2,88$ ), điều này chứng tỏ xe ba trục gây ra hiệu ứng nội lực bất lợi hơn xe hai trục trong dầm super T.

Để thấy rõ sự khác biệt khi tiến hành đánh giá khả năng chịu tải dầm Super T trên mô hình đã hiệu chỉnh và mô hình ban đầu chưa được hiệu chỉnh (tính toán theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế [2]); ta áp dụng phương trình (9) và (10) với các giá trị mô men M và lực cắt V được tính toán trên mô hình ban đầu; kết quả đánh giá RF được thể hiện như Bảng 9. Có thể thấy rằng: giá trị RF dựa trên kết quả phân tích trên mô hình ban đầu ( $RF = 1,48$ ) cũng lớn hơn 1 nhưng nhỏ hơn nhiều so với giá trị ( $RF = 2,10$ ) được xác định trên mô hình đã hiệu chỉnh.

Bảng 9. Đánh giá RF đối với xe thiết kế và tải trọng làn trên mô hình chưa hiệu chỉnh

Dầm Super T	Nội lực	DC+DW	LL	Sức kháng	Hệ số RF	
					Cường độ	Khai thác
Dầm biên	M (kN.m)	8724,6	2791,1	17773,0	1,48	1,92
	V (kN)	890,4	282,2	1962,0	1,74	2,25

Kết quả nghiên cứu tại dầm Super T – cầu Nguyễn Hoàng (Quảng Nam) cho thấy: khi đánh giá khả năng chịu tải công trình cầu trên mô hình đã hiệu chỉnh (dựa vào các kết quả đo đặc hiện trường) có thể đánh giá được mức độ dự trữ cường độ chịu lực của dầm đối với hoạt tải khai thác *HL93* là cao hơn so với giá trị phân tích trên mô hình ban đầu chưa được hiệu chỉnh. Điều này đặc biệt có ý nghĩa khi tiến hành đánh giá khả năng chịu lực các công trình cầu cũ đã trải qua thời gian dài khai thác và sử dụng.

Phương pháp đánh giá khả năng chịu tải thực tế kết cấu cầu dựa trên việc hiệu chỉnh mô hình phân tích chỉ sử dụng một chiếc xe tải chạy qua cầu để gây tạo lực kích động lên kết cấu cầu cho phép rút ngắn thời gian kiểm định cũng như chi phí kiểm định thử tải (do không cần phải đo hoạt tải đặt tĩnh lên kết cấu).

#### 4. Kết luận

Bài báo trình bày các nội dung nghiên cứu đánh giá khả năng chịu tải kết cấu cầu trên cơ sở hiệu chỉnh mô hình phân tích lý thuyết dựa vào các kết quả thí nghiệm hiện trường. Tiến hành thực nghiệm đo đặc kết quả biến dạng-ứng suất dầm super T,  $L = 38,2$  m (mô hình toàn cầu) dưới tác dụng của hoạt tải xe thử nghiệm tại công trình cầu Nguyễn Hoàng – tỉnh Quảng Nam. Xây dựng và mô phỏng ứng xử nhịp cầu Super T dưới tác dụng của hoạt tải thử nghiệm trên mô hình lý thuyết phần tử hữu hạn. Sử dụng các kết quả đo biến dạng-ứng suất tại hiện trường để điều chỉnh các thông số độ cứng hệ dầm sao cho ứng xử của mô hình phù hợp với kết quả đo đặc thực nghiệm. Kết quả đánh giá khả năng chịu tải trên mô hình cầu Nguyễn Hoàng đã hiệu chỉnh cho thấy khả năng dự trữ về cường độ chịu hoạt tải *HL93* là cao hơn khoảng 42,9% so với giá trị phân tích trên mô hình cầu chưa được hiệu chỉnh. Mô hình kết cấu cầu sau khi đã được hiệu chỉnh có thể được sử dụng để đánh giá khả năng chịu tải của cầu, cấp phép tải trọng đối với các loại xe siêu trường siêu trọng hoặc dự báo quá tải trong quá trình khai thác sử dụng. Quá trình đo đặc phản ứng cầu chỉ sử dụng một xe thử nghiệm di động qua cầu cho phép rút ngắn khá nhiều thời gian và chi phí thử nghiệm hiện trường, mang lại hiệu quả kinh tế cao trong công tác kiểm định và đánh giá khả năng chịu thực tế công trình cầu.

#### Tài liệu tham khảo

- [1] 22TCN 18-79 (1979). *Quy Trình thiết kế cầu cống theo các trạng thái giới hạn*. Bộ giao thông vận tải Việt Nam.
- [2] 22TCN 272-05 (2005). *Tiêu chuẩn thiết kế cầu*. Bộ giao thông vận tải Việt Nam.
- [3] TCVN 11823:2017. *Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ*. Bộ Khoa Học và Công Nghệ Việt Nam.
- [4] AASHTO-LRFD (1998). *Standard Specification for Highway Bridges*. Second Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
- [5] AASHTO-LRFD (2007). *Standard Specification for Highway Bridges*. 4th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
- [6] AASHTO-LRFD (2012). *Standard Specification for Highway Bridges*. 6th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
- [7] 22TCN 170-87 (1987). *Quy trình thử nghiệm cầu*, bộ giao thông vận tải và bưu điện việt nam edition.
- [8] 22TCN 243-98 (1998). *Quy trình kiểm định cầu trên đường ô tô*. Bộ giao thông vận tải Việt Nam.
- [9] Commander, B. (1989). *An Improved Method of Bridge Evaluation: Comparison of Field Test Results with Computer Analysis*. Master Thesis, University of Colorado, Boulder, CO.
- [10] Schulz, J. L. (1989). *Development of a Digital Strain Measurement System for Highway Bridge Testing*. Masters Thesis, University of Colorado, Boulder, CO.
- [11] Bridge Diagnostics, Inc (2006). *Integrated Approach to Load Testing*. Boulder, CO 80301-2826 USA.

- [12] Goble, G., Schulz, J., Commander, B. (1992). *Load Prediction and Structural Response*. Final Report, FHWA DTFH61-88-C-00053, University of Colorado, Boulder, CO.
- [13] Lichtenstein, A. G., et al. *Manual for Bridge Rating Through Load Testing*. Technical Report, NCHRP Project 12-28(13)A.
- [14] Lan, N. (2015). *Nghiên cứu đánh giá và xác định tải trọng cho phép qua cầu trên cơ sở kết quả kiểm định cầu*. Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Giao thông vận tải.
- [15] Tran-Ngoc, H., He, L., Reynders, E., Khatir, S., Le-Xuan, T., Roeck, G. D., Bui-Tien, T., Wahab, M. A. (2020). [An efficient approach to model updating for a multispan railway bridge using orthogonal diagonalization combined with improved particle swarm optimization](#). *Journal of Sound and Vibration*, 476: 115315.
- [16] Nguyen, T. T., Dinh, K. (2019). [Prediction of bridge deck condition rating based on artificial neural networks](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 13(3):15–25.
- [17] AASHTO-LRFR (2011). *The manual for Bridge evaluation*. 2th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
- [18] Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., Zhu, J. Z. (2013). *The finite element method: its basis and fundamentals*. Seventh edition, Butterworth-Heinemann.