



PROBABILISTIC SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS FOR PIER AND BEARING OF A REINFORCED CONCRETE FLYOVER IN DA NANG - QUANG NGAI EXPRESSWAY

Nguyen Van My, Phan Hoang Nam^{*}, Nguyen Minh Hai, Hoang Phuong Hoa

Faculty of Road and Bridge Engineering, The University of Danang - University of Science and Technology, Da Nang, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 10/02/2022

Revised: 18/03/2022

Accepted: 12/04/2022

Published online: 15/04/2022

<https://doi.org/10.47869/tcsj.72.3.8>

^{*} *Corresponding author*

Email: phnam@dut.udn.vn; Tel: +84931225799

Abstract. Performance-based seismic design is a new seismic design methodology and widely used in recent years. This method includes probabilistic analyses of seismic hazard, seismic demand, seismic damage, and risk or loss analysis corresponding to the performance objective of structures. In which, the analyses of seismic demand and damage of structural components are represented by fragility curves, which play an important role associated with structural performance levels. This paper focuses on an analytical method to develop a probabilistic seismic demand model for bridges; and thus, derive component fragility curves corresponding to different limit states. The proposed model is then applied to analyze the failure probability of the pier and bearing of a typical reinforced concrete flyover in the Da Nang - Quang Ngai expressway. The bridge is first simulated using a three-dimensional nonlinear finite element model. Nonlinear static and dynamic analyses are then performed on different sets of records to find an optimal probabilistic seismic demand model for the pier and bearing. The analysis results from component seismic fragility curves show that the probability of occurring moderate and severe damage to the pier and bearing is limited; while, minor damage may occur with a high probability.

Keywords: reinforced concrete bridge, fragility curve, probabilistic seismic demand, ground motion, nonlinear dynamic analysis, nonlinear static pushover analysis.



PHÂN TÍCH XÁC SUẤT PHÁ HỦY ĐỊA CHẤN CHO TRỤ VÀ GỒI CẦU CỦA CÔNG TRÌNH CẦU VƯỢT BÊ TÔNG CỐT THÉP TRÊN TUYẾN CAO TỐC ĐÀ NẴNG - QUẢNG NGÃI

Nguyễn Văn Mỹ, Phan Hoàng Nam*, Nguyễn Minh Hải, Hoàng Phương Hoa

Khoa Xây dựng Cầu đường, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Đà Nẵng, Đà Nẵng, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 10/02/2022

Ngày nhận bài sửa: 18/03/2022

Ngày chấp nhận đăng: 12/04/2022

Ngày xuất bản Online: 15/04/2022

<https://doi.org/10.47869/tcsj.72.3.8>

* Tác giả liên hệ

Email: phnam@dut.udn.vn; Tel: +84931225799

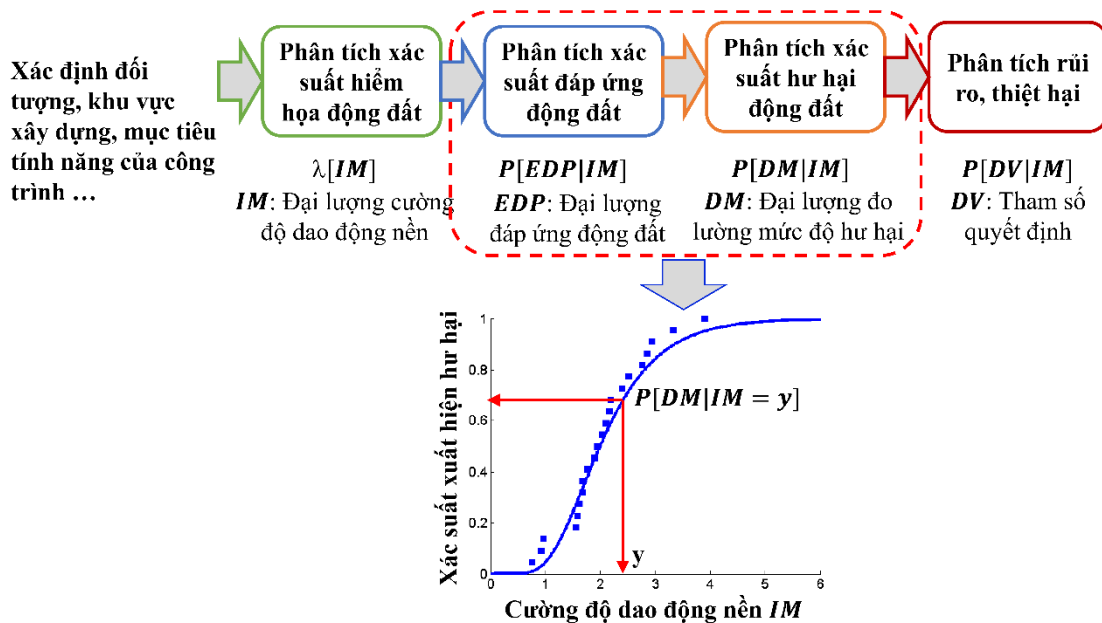
Tóm tắt. Thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là một phương pháp thiết kế mới đã và đang được sử dụng rộng rãi. Phương pháp này bao gồm các bước phân tích xác suất hiểm họa động đất, xác suất đáp ứng động đất, xác suất hư hại động đất và cuối cùng là phân tích thiệt hại hoặc rủi ro ứng với mục tiêu tính năng của công trình. Trong đó, phân tích xác suất đáp ứng và hư hại động đất, được biểu thị bằng đồ thị trạng thái phá hủy, đóng một vai trò quan trọng trong việc đánh giá mức tính năng của công trình. Bài báo tập trung vào phương pháp giải tích nhằm xây dựng một mô hình xác suất đáp ứng động đất cho công trình cầu; từ đó, xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy ứng với các trạng thái hư hại khác nhau của các bộ phận kết cấu. Mô hình này sau đó được áp dụng để phân tích xác suất hư hại động đất cho trụ và gồ cầu của một công trình cầu vượt bê tông cốt thép trên tuyến cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Trong đó, công trình cầu được mô phỏng sử dụng mô hình phần tử hữu hạn 3 chiều. Các phân tích tĩnh và động lực phi tuyến của mô hình cầu được thực hiện trên nhiều bộ gia tốc nền khác nhau để xây dựng một mô hình xác suất đáp ứng động đất tối ưu cho trụ và gồ cầu. Kết quả phân tích từ các đồ thị trạng thái phá hủy chỉ ra rằng xác suất xuất hiện hư hại ở mức độ vừa và nặng của trụ và gồ cầu là rất thấp; trong khi đó, trạng thái hư hỏng nhẹ được ghi nhận với xác suất xuất hiện cao.

Từ khóa: cầu bê tông cốt thép, đồ thị trạng thái phá hủy, xác suất đáp ứng động đất, gia tốc nền, phân tích động lực phi tuyến, phân tích tĩnh phi tuyến đầy dần.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là một xu hướng thiết kế kháng chấn mới, với mục tiêu dự báo một cách đáng tin cậy hiệu suất địa chấn (seismic performance) của công trình theo suốt vòng đời sử dụng [1]. Phương pháp này đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới trong tính toán gia cường kháng chấn (seismic retrofiting) công trình cũ và hiện nay cũng đã có các chỉ dẫn thiết kế cụ thể cho các công trình được thiết kế mới [2, 3]. Bước đầu, chủ đầu tư và đơn vị tư vấn cần thống nhất mục tiêu tính năng của công trình (performance objective); trong đó, mục tiêu tính năng được biểu thị thông qua mức nguy cơ động đất (seismic hazard level) và mức tính năng của công trình (performance level). Tiếp theo sau đó, đơn vị tư vấn thực hiện quy trình thiết kế nhằm đảm bảo công trình đạt được mục tiêu tính năng đề ra.

Quy trình thiết kế gồm 4 bước chính như thể hiện trên hình 1. Mục đích cuối cùng là đánh giá được mức độ rủi ro và thiệt hại của công trình ứng với các mức nguy cơ động đất khác nhau. Trong quy trình trên, bước phân tích xác suất đáp ứng động đất (probabilistic seismic demand analysis) liên quan đến việc mô hình hóa và phân tích động lực phi tuyến cho kết cấu ứng với một bộ gia tốc nền phù hợp. Theo đó, mô hình xác suất đáp ứng động đất được xây dựng biểu thị mối quan hệ giữa đáp ứng và cường độ dao động nền. Trên cơ sở mô hình xác suất đáp ứng động đất, phân tích xác suất trạng thái hư hại (damage state) tiếp theo được thực hiện và kết quả được biểu thị bởi đồ thị trạng thái phá hủy (fragility curve) (xem hình 1).



Hình 1. Quy trình thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng.

Như vậy, đồ thị trạng thái phá hủy biểu diễn xác suất có điều kiện mà một đáp ứng động đất của một bộ phận kết cấu vượt quá một trạng thái giới hạn nhất định ứng với một cường độ dao động nền. Đối với phương pháp giải tích, các đại lượng đáp ứng động đất, cường độ dao động nền và trạng thái giới hạn tương ứng được giả thiết tuân theo phân phối xác suất loga chuẩn; do đó, đồ thị trạng thái phá hủy là một hàm phân phối tích lũy theo dạng loga chuẩn. Có thể thấy rằng mức độ tin cậy của đồ thị trạng thái phá hủy theo phương pháp giải tích phụ thuộc rất lớn vào độ chính xác của mô hình số và mô hình xác suất đáp ứng-hư hại động đất. Việc phát triển các mô hình này lại phụ thuộc vào từng loại hình kết cấu khác nhau cũng như đặc điểm địa chấn của khu vực xây dựng.

Nhiều nghiên cứu trên thế giới đã tập trung vào phát triển hệ phương pháp nhằm phân tích xác suất hư hại động đất cho công trình cầu. Trong khi một số nghiên cứu tập trung vào phương pháp kinh nghiệm (empirical method) để xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy [4, 5] thì đa phần các nghiên cứu tập trung vào phương pháp mô hình hóa số và phân tích giải tích (analytical method) [6-10]. Các mô hình giải tích không phụ thuộc vào việc thu thập các số liệu hư hỏng thực địa mà dựa trên mô hình hóa số kết hợp với các phương pháp phân tích xác suất. Có 3 phương pháp phân tích xác suất thường được sử dụng đó là phân tích đám mây (cloud analysis) [6-8], phân tích động lực tăng dần (incremental dynamic analysis) [9] và phân tích đa dải (multiple stripe analysis) [10]. Trong đó, phương pháp phân tích đám mây thường được sử dụng phổ biến hơn cả do tính chất đơn giản của nó; tuy nhiên, phương pháp này phụ thuộc rất lớn vào loại đại lượng đo lường cường độ động đất và số lượng băng gia tốc nền được sử dụng. Do đó, nhiều nghiên cứu đã và đang tập trung vào hướng phân tích lựa chọn đại lượng đo lường cường độ dao động nền tối ưu nhằm cải thiện mức độ tương quan giữa đáp ứng động đất và cường độ dao động nền. Nhiều cường độ dao động nền khác nhau đã được đề xuất ở dạng vô hướng hoặc véc tơ, phụ thuộc vào từng loại hình kết cấu và đặc trưng của khu vực xây dựng; tuy nhiên, về cơ bản, gia tốc nền đỉnh (PGA - peak ground acceleration) và phổ gia tốc ứng với chu kỳ dao động cơ bản của công trình [$Sa(T_1)$ - Spectra acceleration at the fundamental period] được sử dụng phổ biến nhất [6, 8, 11].

Liên quan đến bối cảnh trong nước, nghiên cứu về các vấn đề nêu trên còn tương đối hạn chế. Đa phần các công bố mới chỉ tập trung vào phân tích đáp ứng động đất đàn hồi và phi đàn hồi cho kết cấu khung, nhà cao tầng [12, 13]. Rất ít các nghiên cứu được công bố cho công trình cầu, đặc biệt là việc áp dụng các kỹ thuật phân tích tĩnh, động lực phi tuyến [14]. Nghiên cứu xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy cho công trình gần đây cũng đã được quan tâm [15, 16]; tuy nhiên, hầu như chưa có một nghiên cứu nào hướng đến đối tượng công trình cầu.

Trên cơ sở tổng quan các nghiên cứu trên thế giới và trong nước, bài báo tập trung phân tích xác suất hư hại động đất cho công trình cầu bê tông cốt thép (BTCT) dựa trên phương pháp phân tích giải tích. Điểm mới của bài báo được thể hiện ở hai khía cạnh đó là: (i) việc xây dựng một mô hình số đáng tin cậy phục vụ phân tích tĩnh và động lực phi tuyến theo 2 phương cho một công trình cầu điển hình, (ii) việc tối ưu mô hình xác suất đáp ứng động đất dựa trên phân tích ảnh hưởng của các đại lượng đo lường cường độ dao động nền và số lượng băng gia tốc nền.

Cụ thể ở các phần tiếp theo, mô hình xác suất đáp ứng động đất dựa trên phân tích hồi quy tuyến tính trước hết được giới thiệu. Tiếp theo, phương pháp xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy cho các bộ phận kết cấu của công trình được trình bày. Mô hình phân tích cuối cùng được áp dụng để xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy cho trụ và gối cầu của một công trình cầu vượt BTCT điển hình trên tuyến cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Các phân tích tĩnh và động lực phi tuyến theo 2 phương trên một mô hình phần tử hữu hạn (PTHH) 3 chiều của công trình cầu chịu tác dụng bởi các bộ gia tốc nền khác nhau được thực hiện để xây dựng một mô hình xác suất đáp ứng động đất tối ưu.

2. ĐỒ THỊ TRẠNG THÁI PHÁ HỦY ĐỘNG ĐẤT

Trong nghiên cứu này, một mô hình xác suất đáp ứng động đất dựa trên phương pháp phân tích đám mây được trình bày [6, 8]. Phương pháp này khá hiệu quả trong việc phân tích đáp ứng phi tuyến của kết cấu chịu tác động bởi các băng gia tốc nền tự nhiên. Giả thiết rằng giá trị ước tính trung bình của đáp ứng S_D và cường độ dao động nền IM đều tuân theo phân bố loga chuẩn, quan hệ hàm mũ sau được sử dụng,

$$S_D = a(IM)^b. \quad (1)$$

Công thức (1) có thể được viết lại là

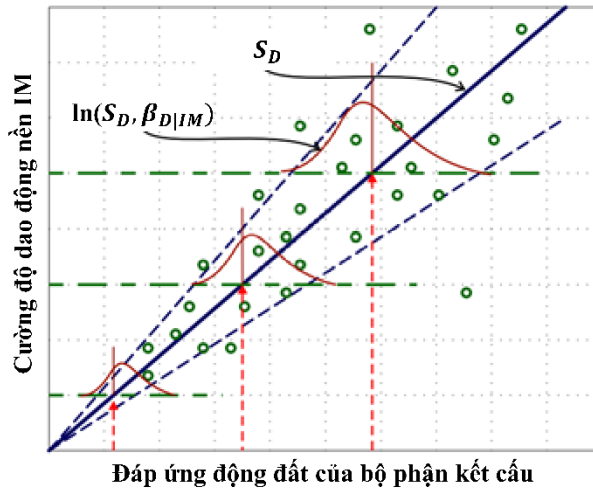
$$\log(S_D) = \log(a) + b \log(IM), \quad (2)$$

trong đó, a và b là các hệ số của hàm hồi quy.

Một ví dụ về mô hình phân tích hồi quy tuyến tính được sử dụng để thiết lập mô hình xác suất đáp ứng động đất được thể hiện trên hình 2. Trong đó, độ lệch chuẩn β_D của đáp ứng là đại lượng phụ thuộc vào IM và được xác định là

$$\beta_D \cong \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(d_i) - \ln(aIM_i^b)]^2}{n-2}}, \quad (3)$$

với d_i và IM_i được xác định từ phân tích động lực lịch sử thời gian đối với trận động đất thứ i và n là số trận động đất được lựa chọn để phân tích.



Hình 2. Ví dụ mô hình xác suất đáp ứng của kết cấu.

Khi các giá trị ước tính trung bình S_D , S_C và các độ lệch chuẩn β_D và β_C được xác định, với giả thiết rằng các đại lượng tuân theo hàm phân bố loga chuẩn, hàm xác suất phá hủy có thể được xác định là

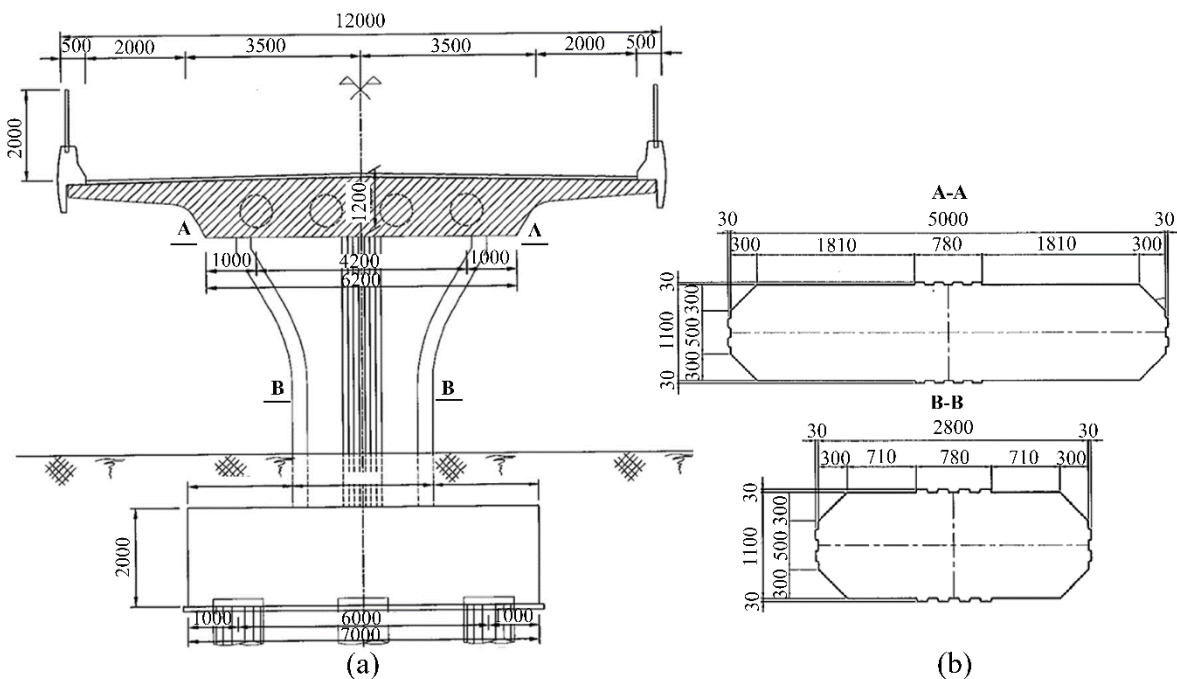
$$P_f = \Phi \left(\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right), \quad (4)$$

trong đó, $\Phi[.]$ là hàm phân phối tích lũy. Theo như phương trình trên, ta có thể dễ dàng nhận thấy rằng đáp ứng và trạng thái giới hạn tương ứng của từng bộ phận kết cấu cần được xác định ứng với một bộ dữ liệu bằng gia tốc nền để xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy theo phương pháp giải tích.

3. ÁP DỤNG PHÂN TÍCH CHO CÔNG TRÌNH CẦU VƯỢT BTCT TRÊN TUYẾN CAO TỐC ĐÀ NẴNG - QUẢNG NGÃI

3.1. Mô tả công trình cầu

Nghiên cứu tập trung phân tích cho công trình cầu vượt BTCT 2 nhịp, một trụ bắc ngang qua tuyến cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Các công trình này có điểm chung là cùng chiều dài nhịp và sử dụng dạng trụ thân hẹp, có kết cấu khá mạnh. Có 2 loại kết cấu nhịp được sử dụng cho cả tuyến đường đó là cầu dầm I BTCT UST nhịp giản đơn và cầu dầm bản rộng BTCT UST nhịp liên tục. Trong nghiên cứu này, chỉ kết cấu cầu dầm bản rộng, ký hiệu FO02 tại Km 09 + 619,08, được lựa chọn để phân tích. Tuy nhiên, mô hình phân tích cũng dễ dàng áp dụng cho kết cấu nhịp khác với việc thay đổi điều kiện biên và đặc trưng hình học của hệ dầm mặt cầu.



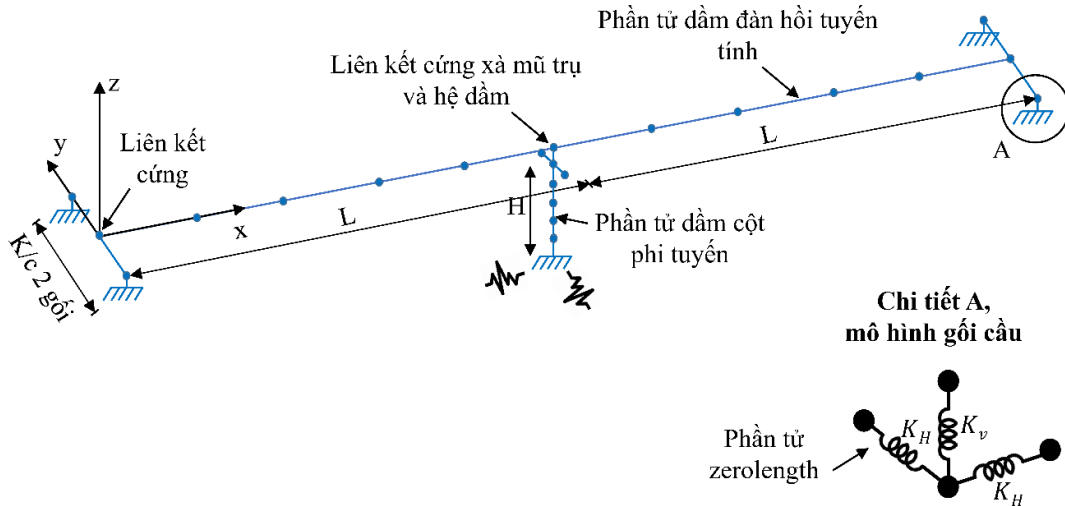
Hình 3. (a) Mặt cắt ngang cầu tại trụ và (b) mặt cắt ngang thân trụ, đỉnh xà mũ trụ (đơn vị mm).

Cầu dầm bản rộng gồm 2 nhịp liên tục BTCT 2×24 m. Chiều rộng toàn cầu là 12 m với chiều cao dầm là 1,2 m. Mặt cắt ngang cầu tại trụ được thể hiện trên hình 3a. Trụ sử dụng dạng trụ thân hẹp có xà mũ trụ được mở rộng, các mặt cắt ngang thân trụ và xà mũ trụ được thể hiện trên hình 3b. Mố sử dụng mố chữ U cải tiến. Hệ móng sử dụng 5 cọc khoan nhồi đường kính 1 m có chiều dài xấp xỉ từ 25-27 m. Bê tông dầm sử dụng $f'_c = 40$ MPa, bê tông mố trụ có $f'_c = 30$ MPa, cốt thép có gờ với giới hạn chảy $f_y = 400$ MPa. Cầu được thiết kế theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 [17], tải trọng thiết kế HL93, và được thiết kế kháng chấn theo tiêu chuẩn TCXDVN 375-2006 [18].

3.2. Mô hình hóa kết cấu

Dựa trên nền tảng phần mềm lập trình OpenSees [19], mô hình PTHH 3 chiều của cầu được xây dựng. Mô hình trường hợp nghiên cứu với các điều kiện biên được mô tả trên hình 4. Trong đó, bệ trụ được giả thiết là ngàm cứng vào nền móng và bỏ qua ảnh hưởng của tương tác cọc-

đất nền. Hai đầu mút dầm được kê trên các gối, trong khi đó liên kết xà mũ trụ và dầm được định nghĩa là liên kết cứng.



Hình 4. Mô hình hóa PTHH kết cấu cầu.

Mô hình hóa dầm bản rộng: Dầm bản rộng được giả thiết làm việc trong giới hạn đàn hồi và được mô phỏng sử dụng phần tử dầm đàn hồi tuyến tính trong OpenSees (element elasticBeamColumn). Giả thiết trên hoàn toàn chấp nhận được do phần lớn hệ dầm mặt cầu không bị hư hỏng hoặc sụp đổ trực tiếp do tải trọng động đất [6, 7]. Bảng 1 thể hiện các thông số mô hình hóa và đặc trưng hình học của mặt cắt ngang dầm bản rộng; trong đó, các đặc trưng hình học được tính toán sử dụng công cụ SPC của phần mềm Midas Civil.

Bảng 1. Thông số mô hình hóa mặt cắt ngang hệ dầm mặt cầu.

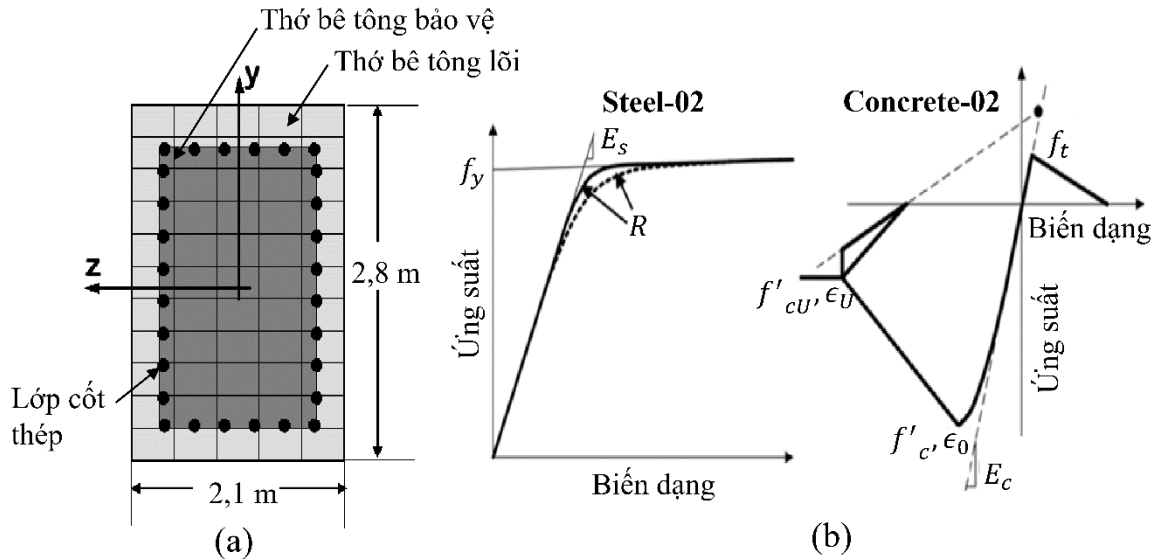
Chỉ số	Giá trị
Môđun đàn hồi	32980000 kPa
Môđun cắt	12300000 kPa
Trọng lượng bê tông	24,5 kN/m ³
Diện tích mặt cắt	8,53734 m ²
Mô men quán tính theo phương ngang	1,125923 m ⁴
Mô men quán tính theo phương dọc	66,816468 m ⁴
Hằng số xoắn	2,482753 m ⁴
Trọng lượng trên 1 đơn vị chiều dài	209,167035 kN/m

Mô hình hóa xà mũ trụ: Xà mũ trụ có tiết diện thay đổi; do đó, để đơn giản, tiết diện xà mũ được quy đổi thành tiết diện chữ nhật có chiều cao 1,5 m và chiều rộng theo phương dọc cầu 1,1 m. Thông số mô hình hóa của mặt cắt ngang quy đổi được thể hiện trên bảng 2.

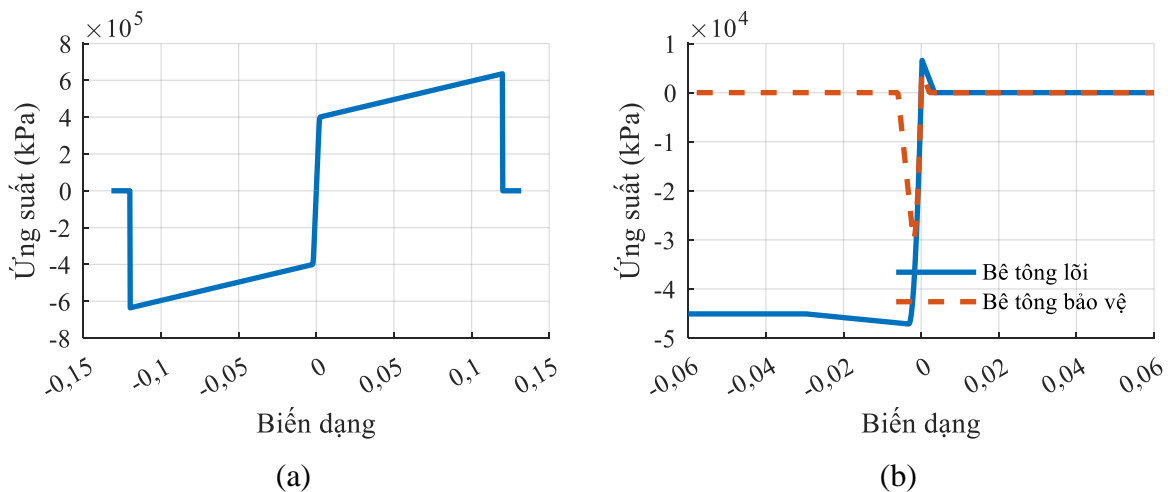
Bảng 2. Thông số mô hình hóa của mặt cắt ngang tiết diện xà mũ trụ quy đổi.

Chỉ số	Giá trị
Môđun đàn hồi	28561000 kPa
Môđun cắt	10990000 kPa
Trọng lượng bê tông	24,5 kN/m ³
Diện tích mặt cắt	1,65 m ²
Mô men quán tính theo phương ngang	0,309375 m ⁴
Mô men quán tính theo phương dọc	0,309375 m ⁴
Hằng số xoắn	0,365449 m ⁴
Trọng lượng trên 1 đơn vị chiều dài	40,425 kN/m

Mô hình hóa trụ cầu: Trụ cầu được mô hình hóa sử dụng phần tử dầm cột phi tuyến; trong đó, tiết diện thân trụ được quy đổi sang tiết diện chữ nhật. Chiều cao thân trụ được xác định từ trọng tâm của đáy bệ đến trọng tâm của xà mũ trụ, $H = 7,085$ m. Thân trụ được bố trí 96 thanh $\phi 32$ theo dạng kẹp đôi và 2 lớp cốt đai $\phi 16@300$.



Hình 5. Mô hình mặt cắt thớ cho thân trụ: (a) dạng mặt cắt thớ và (b) mô hình vật liệu đơn trục cho thép và bê tông



Hình 6. Mô hình vật liệu đơn trục của vật liệu trụ: (a) Steel-02 cho cốt thép và (b) Concrete-02 cho bê tông.

Dạng mặt cắt thớ (fiber section) được sử dụng để mô hình tính chất phi tuyến vật liệu của thân trụ (hình 5a). Mặt cắt thớ được định nghĩa bởi việc chia mặt cắt ngang của tiết diện thành nhiều thớ khác nhau. Trong đó, bê tông được chia làm 2 thành phần cấu tạo bởi các thớ lõi và thớ bảo vệ, và lớp cốt thép được bố trí tại vị trí tiếp giáp giữa 2 thớ bê tông. Các mô hình vật liệu đơn trục Concrete-02 [20] và Steel-02 [21] được sử dụng trong mô hình mặt cắt thớ (hình 5b). Mô hình Steel-02 được định nghĩa bởi các tham số bao gồm cường độ chảy nhỏ nhất của thép f_y , môđun đàn hồi E_s , tỷ số giữa các độ dốc tiếp tuyến của đường quá đàn hồi và đường đàn hồi cùng với các tham số khác biểu diễn bán kính vát cong R của đồ thị. Trong khi đó mô hình

Concrete-02 được định nghĩa bởi cường độ chịu nén của bê tông f'_c và biến dạng ϵ_o tương ứng, mô đun đàn hồi của bê tông E_c , cường độ dư của bê tông f'_{cu} và biến dạng cực hạn tương ứng ϵ_U . Kết quả đường cong quan hệ ứng suất-biến dạng của 2 mô hình vật liệu đơn trục cho thép và bê tông thân trụ được thể hiện hình 6.

Mô hình hóa phi tuyến trụ cầu sử dụng mặt cắt thứ được sử dụng phổ biến trong phân tích đáp ứng động đất, đặc biệt trong các trường hợp của bài toán phân tích xác suất. Ngoài ra, phương pháp mô hình hóa dẻo tập trung và mô hình hóa phần tử hữu hạn 3 chiều cũng được sử dụng. Phương pháp mô hình hóa dẻo tập trung thuận lợi trong việc xem xét biến dạng lớn và trạng thái sụp đổ của kết cấu; tuy nhiên, việc hiệu chuẩn các tham số mô hình hóa rất khó khăn. Trong khi đó phương pháp phần tử hữu hạn 3 chiều có độ chính xác cao nhưng tiêu tốn rất nhiều thời gian mô phỏng và phân tích [22].

Mô hình hóa gối cầu: Các đầu dầm kê lên mô thông qua 2 gối cầu cao su bản thép. Các thông số của gối được cho ở bảng 3. Gối cầu được mô hình hóa sử dụng phần tử element zeroLength với mô hình vật liệu đơn trục đàn hồi (uniaxialMaterial Elastic) cho 3 phương.

Bảng 3. Thông số của gối cầu cao su bản thép.

Thông số	Giá trị
Chiều dài và rộng (mm)	550
Diện tích mặt cắt ngang chịu tải A_b (mm ²)	302500
Chiều cao H_b (mm)	130
Tổng chiều dày các lớp cao su H_{br} (mm)	80
Chiều dày 1 lớp cao su (mm)	8
Tổng chiều dày các lớp bản thép H_{bs} (mm)	40
Chiều dày 1 lớp bản thép (mm)	5
Mô đun trượt G_b (MPa)	0,81
Mô đun đàn hồi E_b (MPa)	3,25
Hệ số hình dạng	17,2

Dựa vào các thông số của gối, độ cứng theo các phương có thể được xác định là

$$K_H = \frac{G_b A_b}{H_{br}} = 810 \times \frac{0,3025}{0,13} = 1862 \text{ kN/m}, \tag{5}$$

$$K_V = \frac{E_{cb} A_b}{H_b} = 617703 \times \frac{0,3025}{0,13} = 1437300 \text{ kN/m},$$

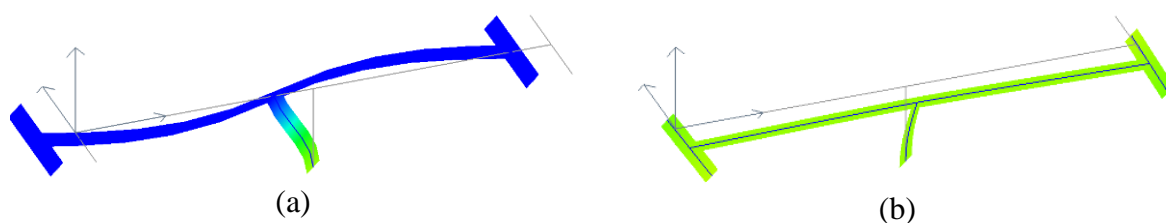
trong đó, $E_{cb} = 617,703 \text{ MPa}$ là mô đun đàn hồi nén của hỗn hợp cao su bản thép.

3.3. Phân tích các dạng dao động

Để đánh giá các đặc tính động lực học của công trình, bài toán phân tích dạng dao động trước hết được thực hiện với kết quả phân tích thể hiện trên bảng 4.

Bảng 4. Kết quả phân tích dao động riêng của cầu.

STT	Chu kỳ dao động riêng, T (s)	Tần số dao động riêng, f (Hz)
1	0,4629	2,1604
2	0,3159	3,1658
3	0,2198	4,5494
4	0,1858	5,3813
5	0,1527	6,5479



Hình 7. Hai dạng dao động đầu tiên: (a) dạng 1 và (b) dạng 2.

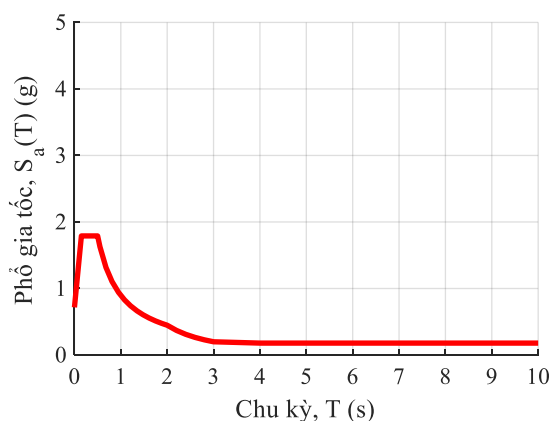
Ở đây, 5 dạng dao động đầu tiên được ghi lại cho chu kỳ và tần số dao động riêng. Trong đó, 2 dạng dao động đầu tiên (dạng 1 và 2) có chu kỳ dao động riêng lần lượt là 0,4629 s và 0,3159 s, với dạng dao động thể hiện trên hình 7, tương ứng với các phương dao động dọc và ngang cầu.

3.4. Thiết kế phổ phản ứng đàn hồi và lựa chọn dữ liệu gia tốc nền

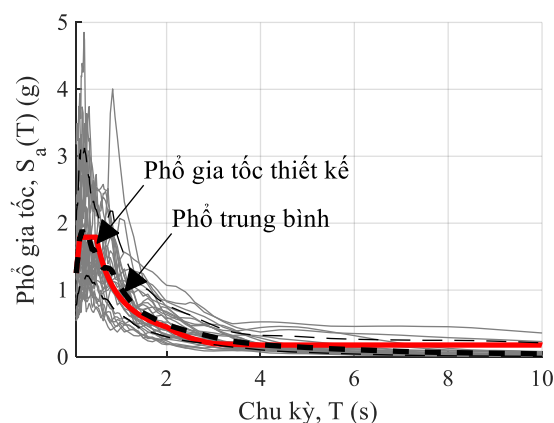
Công trình cầu trên tuyến cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi nằm ở huyện Hòa Vang, thành phố Đà Nẵng. Do đó, phổ phản ứng động đất đàn hồi trước hết cần được thiết kế cho khu vực này. Trên cơ sở phổ phản ứng đàn hồi mục tiêu, dữ liệu gia tốc nền được lựa chọn sao cho phù hợp với phổ mục tiêu nhất. Phổ phản ứng đàn hồi theo phương ngang được thiết kế theo TCVN 9386:2012 [23] cho huyện Hòa Vang, thành phố Đà Nẵng, đất nền loại B, hệ số tầm quan trọng là 1,25, loại kết cấu là hệ khung và cấp dẻo của kết cấu là cấp dẻo thấp.

Dựa trên kết quả tính toán các giá trị chu kỳ và độ lớn phổ gia tốc nền theo số liệu ở trên, phổ phản ứng đàn hồi thiết kế theo phương ngang được thể hiện trên hình 8. Với phổ phản ứng mục tiêu đã được thiết kế, dữ liệu gia tốc nền của các trận động đất gần chân tâm được lựa chọn từ cơ sở dữ liệu động đất PEER Ground Motion Database (<https://ngawest2.berkeley.edu>) với các thông số như sau:

- Khoảng cách từ chân tâm đến trạm đo $R_{jb} = 0-10$ km;
- Vận tốc sóng cắt trung bình $V_{s30} = 360-800$ m/s (phù hợp với nền đất loại B).



Hình 8. Phổ thiết kế đàn hồi theo phương ngang.



Hình 9. Ví dụ phổ phản ứng gia tốc của bộ gồm 30 băng gia tốc nền được lựa chọn dựa trên phổ phản ứng mục tiêu.

Ở đây để đánh giá ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền đến mô hình xác suất đáp ứng động đất của kết cấu, 7 bộ gia tốc nền được lựa chọn ứng với số lượng băng gia tốc nền theo 2 phương lần lượt là 30, 40, 50, 60, 70, 80 và 90. Rõ ràng số lượng băng gia tốc nền ảnh hưởng

đáng kể đến độ tin cậy của mô hình hồi quy ở trên; tuy nhiên, chưa có một quy định cụ thể nào liên quan tới việc lựa chọn và sử dụng bộ gia tốc nền. Do đó, đối với từng trường hợp cụ thể, việc khảo sát ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền tới mô hình xác suất đáp ứng là cần thiết [11]. Trong nghiên cứu này, các bộ gồm từ 30 đến 90 băng gia tốc nền được khảo sát. Hình 9 thể hiện một ví dụ của phổ phản ứng gia tốc cho bộ dữ liệu gồm 30 gia tốc nền cùng với phổ trung bình của chúng và phổ phản ứng đàn hồi thiết kế.

3.5. Lựa chọn đáp ứng của kết cấu và xác định trạng thái giới hạn

Như phân tích ở trên, đáp ứng của các bộ phận kết cấu trước hết cần được lựa chọn. Trong nghiên cứu này, tỷ số chuyển vị đỉnh trụ (δ_p) được lựa chọn để đánh giá đáp ứng của trụ cầu chịu động đất. Bên cạnh đó, chuyển vị tương đối giữa dầm bản và móng (Δ_b) cũng được lựa chọn để đánh giá đáp ứng của gối cầu. Để tổng hợp đáp ứng động đất theo 2 phương, phương pháp căn bậc hai của tổng bình phương (SRSS) được sử dụng.

Các trạng thái giới hạn tương ứng với đáp ứng của kết cấu bao gồm giới hạn về tỷ số chuyển vị ($\delta_{giới hạn}$) ứng với các trạng thái hư hỏng khác nhau của trụ và giới hạn về chuyển vị tương đối giữa dầm và móng cầu ($\Delta_{giới hạn}$) ứng với các trạng thái hư hỏng khác nhau của gối cầu cao su bản thép.

Các trạng thái giới hạn đối với trụ cầu thông thường được xác định từ khảo sát thực địa hoặc thí nghiệm [3, 6, 24]; tuy nhiên, các giá trị này cũng có thể được ước tính thông qua đường cong khả năng (capacity curve) của bộ phận kết cấu từ phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần (nonlinear pushover analysis) [25]. Trong phương pháp phân tích này, điểm đặt lực tại vị trí liên kết dầm-xà mũ, và tải trọng ngang được tăng dần theo 2 phương cho đến khi trụ cầu bị phá hủy hoàn toàn. Kết quả phân tích là đường cong khả năng cho phương dọc và ngang cầu được thể hiện trên hình 10.

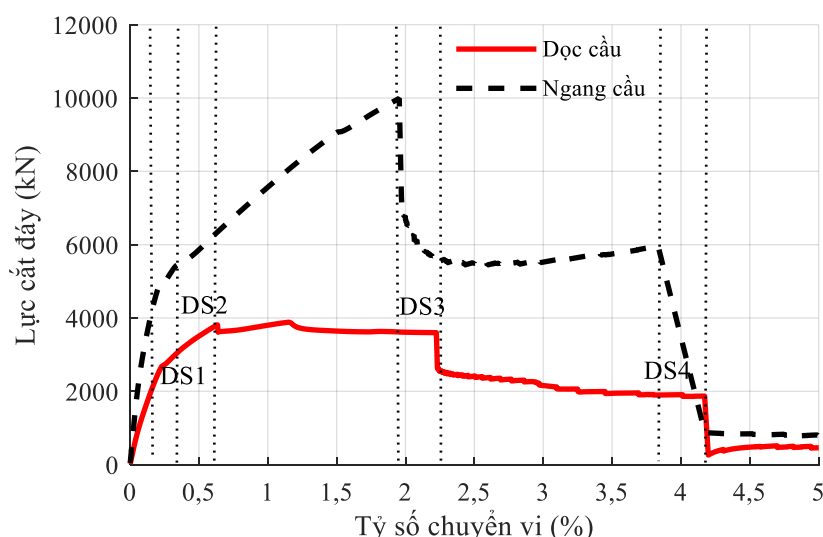
Bảng 5. Giá trị giới hạn ứng với các trạng thái giới hạn của trụ.

Trạng thái hư hỏng	Giá trị giới hạn trung bình S_c (%)	Độ lệch chuẩn β_c (%)
DS1	0,220	0,025
DS2	0,503	0,180
DS3	2,087	0,186
DS4	4,005	0,237

Dựa trên kết quả phân tích đẩy dần, 4 dạng hư hỏng chính của trụ cầu có thể được xác định đó là:

- DS1: Hư hỏng nhẹ, cốt thép chày dẻo,
- DS2: Hư hỏng vừa, lớp bê tông bảo vệ bị bong tách,
- DS3: Hư hỏng nặng, bê tông lõi bị nghiền nát,
- DS4: Trụ bị phá hoại và sụp đổ.

Từ khuyến cáo của Dizaj và Kashani [25], giá trị tới hạn trung bình của tỷ số chuyển vị và độ lệch chuẩn tương ứng cho các trạng thái hư hỏng của trụ được xác định trên các đường cong khả năng và thể hiện trên bảng 5. Đối với gối cao su, các giá trị giới hạn được lấy theo [6] với 4 trạng thái hư hỏng đó là DS1: Nhẹ, DS2: Vừa, DS3: Nặng và DS4: Phá hủy. Các giới hạn chuyển vị và độ lệch chuẩn tương ứng là (28,9; 0,6 mm), (104,2; 0,55 mm), (136,1, 0,59 mm) và (186,6; 0,65 mm).



Hình 10. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần và các xác định các giá trị tới hạn.

3.6. Mô hình xác suất đáp ứng của kết cấu

Như phân tích ở trên, phương pháp phân tích đám mây với nhược điểm là phụ thuộc vào bộ gia tốc nền được lựa chọn. Bên cạnh đó, cường độ dao động nền cũng được cho là yếu tố tác động đến tính phù hợp của mô hình. Do vậy, để đạt được một mô hình xác suất tối ưu, sự ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền và các cường độ dao động nền trước hết được khảo sát. Cụ thể, các phân tích động lực lịch sử thời gian được thực hiện lần lượt cho 7 bộ gia tốc nền được lựa chọn ở trên; điều này dẫn đến tổng cộng 440 phân tích động lực phi tuyến được thực hiện.

Tại mỗi phân tích, các kết quả của δ_p và Δ_b được ghi lại cho từng trận động đất. Sử dụng kỹ thuật phân tích đám mây và phương pháp phân tích hồi quy tuyến tính, với giả thiết các đại lượng tuân theo phân bố loga chuẩn, kết quả phân tích cho từng bộ gia tốc nền đối với độ lệch chuẩn β_D và hệ số xác định R^2 của mô hình hồi quy được thể hiện trên bảng 6 và bảng 7 lần lượt cho δ_p và Δ_b . Trong đó, 2 cường độ dao động nền được sử dụng trong trường hợp này là PGA và $S_a(T_1)$. Các nghiên cứu chỉ ra rằng giá trị nhỏ hơn của β_D và lớn hơn của R^2 thể hiện tính phù hợp của mô hình xác suất đáp ứng [11, 26].

Bảng 6. Kết quả khảo sát ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền và đại lượng đo lường cường độ dao động nền đến tính phù hợp của mô hình xác suất đối với đáp ứng của trụ cầu.

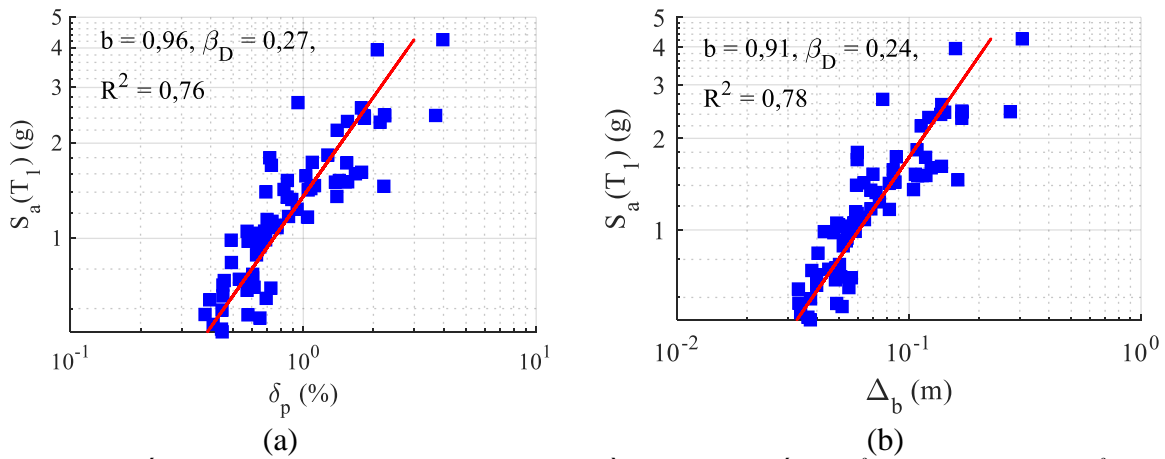
Số lượng băng gia tốc nền		30	40	50	60	70	80	90
PGA	β_D	0,39	0,37	0,40	0,39	0,40	0,38	0,40
	R^2	0,41	0,58	0,49	0,48	0,50	0,49	0,50
$S_a(T_1)$	β_D	0,27	0,29	0,28	0,27	0,27	0,27	0,28
	R^2	0,71	0,73	0,75	0,76	0,76	0,74	0,75

Bảng 7. Kết quả khảo sát ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền và đại lượng đo lường cường độ dao động nền đến tính phù hợp của mô hình xác suất đối với đáp ứng của gối cầu.

Số lượng băng gia tốc nền		30	40	50	60	70	80	90
PGA	β_D	0,36	0,34	0,37	0,36	0,36	0,35	0,36
	R^2	0,42	0,59	0,51	0,51	0,52	0,51	0,52
$S_a(T_1)$	β_D	0,25	0,27	0,26	0,25	0,24	0,25	0,25
	R^2	0,73	0,75	0,76	0,77	0,78	0,76	0,77

Từ kết quả khảo sát ở bảng 6 và bảng 7 đối với 2 đáp ứng động đất của trụ và gối cầu, có thể kết luận rằng:

- (i) $S_a(T_1)$ có tính hiệu quả hơn PGA do cho ra giá trị β_D nhỏ hơn và R^2 lớn hơn trong mọi trường hợp (ở đây tính hiệu quả của một đại lượng đo lường cường độ dao động nền thể hiện mức độ tương quan của nó đối với các đáp ứng động);
- (ii) xét ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền đến tính phù hợp của mô hình, trường hợp bộ gồm 70 băng gia tốc nền được xác định là tối ưu nhất cho cả 2 đáp ứng của trụ và gối cầu; do đó, được sử dụng cho các phân tích trạng thái phá hủy tiếp theo dưới đây. Kết quả phân tích hồi quy ứng với bộ 70 gia tốc nền bao gồm giá trị đỉnh của đáp ứng đối với từng trận động đất (ký tự vuông) và giá trị ước tính trung bình của đáp ứng (đường liền nét) được thể hiện trên hình 11.

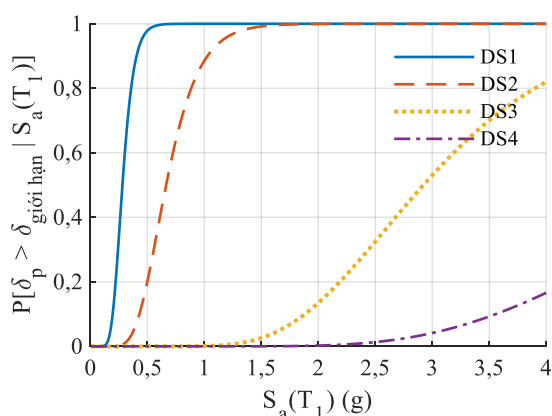


Hình 11. Kết quả phân tích đám mây và mô hình hồi quy: (a) tỷ số chuyển vị trụ và (b) chuyển vị tương đối hệ dầm mặt cầu và mố cầu.

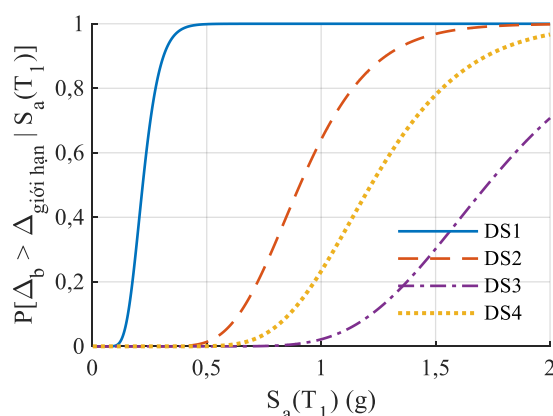
3.7. Xây dựng đồ thị trạng thái phá hủy

Mô hình xác suất đáp ứng ở trên biểu diễn mối quan hệ giữa đáp ứng động đất của bộ phận kết cấu và cường độ dao động nền $S_a(T_1)$. Các giá trị ước tính trung bình của đáp ứng S_D độ lệch chuẩn β_D được xác định bằng phép hồi quy tuyến tính ở công thức (1) hoặc (2).

Trên cơ sở đó, đồ thị trạng thái phá hủy cho các trạng thái hư hỏng khác nhau của từng bộ phận kết cấu có thể được xây dựng dựa trên mô hình xác suất đáp ứng và khả năng làm việc của kết cấu theo công thức (4). Lưu ý rằng mô hình xác suất trạng thái giới hạn được xây dựng từ giá trị ước tính trung bình S_C và độ lệch chuẩn β_C ứng với các trạng thái hư hỏng khác nhau của trụ và gối cầu.



Hình 12. Đồ thị trạng thái phá hủy của trụ.



Hình 13. Đồ thị trạng thái phá hủy của gối cầu.

Với giả thiết rằng các đại lượng tuân theo phân bố xác suất loga chuẩn, đồ thị trạng thái phá hủy của trụ cầu ứng với 4 trạng thái hư hỏng được thể hiện trên hình 12. Trong khi xác suất xuất hiện hư hỏng khá cao được ghi nhận cho trạng thái hư hỏng DS1 và DS2 thì đối với trạng thái hư hỏng DS3 và DS4, khả năng xảy ra ít hơn nhiều. Ví dụ, đối với trạng thái DS1, xác suất xuất hiện hư hỏng là 50% tương ứng với $S_a(T_1) = 0,50$ g, trong khi đó đối với các trạng thái hư hỏng DS2 và DS3, số liệu này lần lượt là 0,86 và 2,92 g.

Thực hiện tương tự cho gối cầu, đồ thị trạng thái phá hủy cho 4 trạng thái hư hỏng được thể hiện trên hình 13. Một khuynh hướng tương tự như trụ cầu được ghi nhận. Trạng thái hư hỏng nhẹ DS1 có khả năng xuất hiện cao khi 50% xác suất xuất hiện ở $S_a(T_1) = 0,44$ g. Các trạng thái hư hỏng tiếp theo với khả năng xuất hiện thấp hơn, đặc biệt là trạng thái phá hủy.

4. KẾT LUẬN

Bài báo đã xây dựng một mô hình xác suất đáp ứng động đất cho công trình cầu và ứng dụng để phân tích trạng thái phá hủy cho một công trình cầu vượt BTCT trên tuyến cao tốc Đà Nẵng - Quảng Ngãi. Một mô hình PTHH 3 chiều của công trình cầu đã được xây dựng; trong đó, trụ cầu được mô phỏng phi tuyến tính sử dụng dạng mặt cắt thép và các mô hình vật liệu đơn trục của thép và bê tông.

Mô hình xác suất đáp ứng động đất sau đó đã được thiết lập thông qua các phân tích động lực lịch sử thời gian trên mô hình toàn cầu và phương pháp phân tích hồi quy tuyến tính với giả thiết rằng các đại lượng tuân theo phân phối xác suất loga chuẩn. Các phân tích tham số sau đó được thực hiện để đánh giá sự ảnh hưởng của số lượng băng gia tốc nền đến mức độ phù hợp của mô hình hồi quy. Kết quả cho thấy rằng bộ gồm 70 gia tốc nền cho ra một mô hình phù hợp nhất. Bên cạnh đó, sự ảnh hưởng của các cường độ dao động nền bao gồm PGA và $S_a(T_1)$ cũng đã được đánh giá thông qua mô hình hồi quy. Kết quả thể hiện tính hiệu quả cao của $S_a(T_1)$ so với PGA trong sự tương quan với đáp ứng động đất của trụ và gối cầu.

Dựa trên mô hình xác suất tối ưu đã được thiết lập, đồ thị trạng thái phá hủy của trụ và gối cầu ứng với 4 trạng thái hư hại đó là hư hỏng nhẹ, hư hỏng vừa, hư hỏng nặng và phá hủy (hay sụp đổ) được xây dựng. Kết quả phân tích trạng thái hư hại động đất của trụ và gối cầu cho thấy xác suất xuất hiện hư hỏng vừa đến nặng cho các bộ phận kết cấu này là rất thấp; tuy nhiên, trạng thái hư hỏng nhẹ với xác suất xuất hiện khá cao, cụ thể là xác suất xuất hiện hư hỏng là 50% tương ứng với $S_a(T_1) = 0,50$ g và 0,44 g lần lượt cho trụ và gối cầu.

Nghiên cứu trong bài báo có thể dễ dàng áp dụng cho loại kết cấu nhịp cầu khác trên tuyến đường và là tiền đề cho các nghiên cứu đánh giá hiệu suất và rủi ro địa chấn của công trình cầu ở khu vực và cả nước. Các nghiên cứu sâu hơn cần xem xét đầy đủ các yếu tố ngẫu nhiên thuộc về tham số mô hình hóa hoặc xét tới một lớp các công trình cầu thay vì một công trình cầu điển hình.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Bộ Giáo dục và Đào tạo trong đề tài có mã số B2022-DNA-15.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. A. Ghobarah, Performance-based design in earthquake engineering: state of development, *Engineering Structures*, 23 (2021) 878-884. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)
- [2]. ASCE 41, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE/SEI 41-17, Reston, VA, 2017.
- [3]. FEMA 445, Next-generation performance-based seismic design guidelines program plan for new and existing buildings, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 2006.
- [4]. M. Shinozuka, M.Q. Feng, J. Lee, T. Naganuma, Statistical analysis of fragility curves, *Journal of Engineering Mechanics*, 26 (2000) 1224-1231. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:12\(1224\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224))
- [5]. H. Hwang, J.B. Liu, Y.H. Chiu, Seismic fragility analysis of highway bridges, Mid-America Earthquake Center CD Release 01-06, 2001.
- [6]. B.G. Nielson, R. DesRoches, Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern united states, *Earthquake Spectra*, 23 (2007) 615-633. <https://doi.org/10.1193%2F1.2756815>
- [7]. J.E. Padgett, R. DesRoches, Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty, *Journal of Structural Engineering*, 133 (2007) 1710-1718. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:12\(1710\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:12(1710))
- [8]. C. Cornell, F. Jalayer, R. Hamburger, D. Foutch, Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 128 (2002) 526-533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526))
- [9]. D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (2002) 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- [10]. F. Jalayer, C.A. Cornell, Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38 (2009) 951-972. <https://doi.org/10.1002/eqe.876>
- [11]. N. Shome, C.A. Cornell, P. Bazzurro, J.E. Carballo, Earthquakes, records, and nonlinear responses, *Earthquake Spectra*, 14 (1998) 469-500. <https://doi.org/10.1193%2F1.1586011>
- [12]. Đ.V. Thuật, Đánh giá chuyển vị ngang phi tuyến của kết cấu nhà nhiều tầng chịu động đất dựa theo phân tích tĩnh phi tuyến và phổ thiết kế đàn hồi trong TCXDVN 375:2006, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCVN)-ĐHXD* 4(2) (2010). <https://stce.nuce.edu.vn/index.php/vn/article/view/1124>
- [13]. Q.H. Văn, H. T. Thu, 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, *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải*, 71 (2020) 1016-1026. <http://dx.doi.org/10.47869/tcsj.71.9.1>
- [14]. P.H. Nam, V.N. Khoa, N.H. Vĩnh, H.P. Hoa, Phân tích ứng xử địa chấn và kiểm soát hư hại kết

- cầu trụ cầu bê tông cốt thép sử dụng phương pháp phân tích tĩnh và động phi tuyến, Tạp Chí Khoa học Và Công nghệ - Đại học Đà Nẵng, 19 (2021) 37-42. <https://jst-ud.vn/jst-ud/article/view/7579>
- [15]. T.C. Dang, T.P. Le, P. Ray, Seismic fragility curves based on the probability density evolution method, Vietnam Journal of Mechanics, 39 (2017) 177-189. <https://doi.org/10.15625/0866-7136/10208>
- [16]. Đ.C. Thuật, P. My, Thiết lập đồ thị trạng thái phá hủy kết cấu theo chu kỳ lặp lại trận động đất - một trường hợp áp dụng. Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, 615 (2019) 224-227.
- [17]. TCN 272:2005, Tiêu chuẩn thiết kế cầu, Bộ giao thông vận tải, 2005.
- [18]. TCXDVN 375:2006, Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam về thiết kế công trình chịu động đất, Bộ xây dựng, 2006.
- [19]. F. McKenna, G.L. Fenves, M.H. Scott, Open system for earthquake engineering simulation, University of California, Berkeley, 2000.
- [20]. M.H. Mohd Yassin, Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cycling loads, PhD dissertation, University of California, Berkeley, 1994.
- [21]. F.C. Filippou, E.P. Popov, V.V. Bertero, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- [22]. P. H. Nam, H.M. Hùng, N.M. Hải, H.P. Hoa, Mô hình hóa khớp dẻo trong đánh giá phá hoại địa chấn của cột bê tông cốt thép dựa trên mạng neuron nhân tạo, Tạp Chí Khoa Học Công Nghệ Xây Dựng (KHCNXD) – ĐHXDHN, 15 (2021) 119-130. [https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2021-15\(7V\)-11](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2021-15(7V)-11)
- [23]. TCVN 9386:2012, Tiêu chuẩn quốc gia về thiết kế công trình chịu động đất, Bộ xây dựng, 2012.
- [24]. P.H. Hoang, H.N. Phan, D.T. Nguyen, F. Paolacci, Kriging Metamodel-Based Seismic Fragility Analysis of Single-Bent Reinforced Concrete Highway Bridges, Buildings, 11 (2021) 238. <https://doi.org/10.3390/buildings11060238>
- [25]. E.A. Dizaj, M.M. Kashani, Numerical investigation of the influence of cross-sectional shape and corrosion damage on failure mechanisms of RC bridge piers under earthquake loading, Bulletin of Earthquake Engineering, 18 (2020) 4939-4961. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00883-3>
- [26]. H.N. Phan, F. Paolacci, V.M. Nguyen, P.H. Hoang, Ground motion intensity measures for seismic vulnerability assessment of steel storage tanks with unanchored support conditions, ASME. Journal of Pressure Vessel Technology, 143 (2021) 061904. <https://doi.org/10.1115/1.4051244>