■Ngày nhận bài: 14/3/2023 ■Ngày sửa bài: 07/4/2023 ■Ngày chấp nhận đăng: 21/4/2023

Thiết kế tối ưu giàn thép chịu tải trọng động đất sử dụng phân tích trực tiếp

Optimization of steel truss structures under seismic loading using direct analysis

> TS MAI SỸ HÙNG
Khoa Công trình thủy, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

TÓM TẮT

Bài báo trình bày bài toán tối ưu khối lượng kết cấu giàn thép chịu tải trọng động đất. Phương pháp phân tích trực tiếp được sử dụng để xét đến ứng xử phi tuyến của kết cấu giàn khi chịu tải trọng tĩnh. Phân tích động theo lịch sử thời gian (gọi tắt là động phi tuyến) (time-history dynamic analysis) được sử dụng để tính toán công trình chịu tải trọng động đất. Biến thiết kế là tiết diện của thanh giàn với các điều kiện ràng buộc bao gồm cường độ, sử dụng. Thuật toán tiến hóa vi phân (DE) được sử dụng để giải bài toán được đặt ra. Để minh họa cho bài toán tối ưu được xây dựng, một cầu giàn phẳng 113 thanh chịu tải động đất El Centro được nghiên cứu. Kết quả tính toán cho thấy hiệu quả của thuật toán tối ưu trong việc giải quyết bài toán hệ giàn chịu tải trọng động đất.

Từ khóa: Tối ưu; tiến hóa vi phân; phân tích trực tiếp; giàn thép.

ABSTRACT

This paper presents a problem for optimizing the volume of steel truss structures subjected to earthquake loads. Direct analysis method is used to consider the nonlinear behavior of truss structure under static load. Time-history dynamic analysis is used to calculate structures subjected to earthquake loads. The design variable is the cross-section of the truss rod with constraints including strength and use. The differential evolution (DE) algorithm is used to solve the given problem. To illustrate the construction optimization problem, a 113-bar plane truss bridge subjected to El Centro earthquake loads is studied. The calculation results show the effectiveness of the optimization algorithm in solving the problem of the truss system subjected to earthquake loads.

Keywords: Optization; differential evolution; direct analysis; truss.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Kết cấu thép nói chung và kết cấu giàn thép nói riêng được sử dụng rộng rãi trong các công trình dân dụng và công nghiệp với đặc điểm nổi bật về khả năng vượt nhịp, hình dáng phong phú và đẹp mắt. Tuy nhiên, do đặc điểm làm việc của vật liệu thép, phân tích kết cấu thép cần phải xét đến các ứng xử phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu. Dựa trên đặc điểm đó, các phương pháp phân tích trực tiếp đã được chấp nhận của các bộ tiêu chuẩn thiết kế lớn và sử dụng rộng rãi hiện nay [1-3]. Trong phương pháp phân tích trực tiếp, quá trình tính toán sẽ lần lượt theo các bước tải chia nhỏ nhằm nắm bắt sự thay đổi trạng thái liên tục của công trình khi chịu tải trọng. Do đó, phương pháp này cho phép xác định được toàn bộ ứng xử của công trình khi chịu tải (đường cong quan hệ tải trọng-biến dạng). Từ đó khả năng chịu tải của toàn bộ công trình được xác định, lúc này, việc đánh giá an toàn của công trình không cần sử dụng đến các công thức phức tạp được cung cấp trong tiêu chuẩn mà chỉ cần so sánh một cách đơn giản giữa khả năng chịu tải của toàn bộ hệ kết cấu và tải trọng tác dụng. Song song với đó, khi công trình chịu tải trọng động đất, để đánh giá chính xác ứng xử phi tuyến phức tạp của kết cấu thép, các phương pháp phân tích động phi tuyến được ưu tiên sử dụng.

Gần đây, tối ưu hóa kết cấu đóng vai trò quan trọng trong phân tích và thiết kế giàn thép vì nó giúp giảm chi phí kết cấu mà vẫn đảm bảo an toàn cho công trình. Trong bài toán tối ưu hóa giàn thép, tiết diện các thanh giàn thường được lựa chọn là các biến thiết kế để tối thiểu hóa khối lượng của cả hệ kết cấu. Các thuật toán mê-ta ơ-rít-tíc được coi là công cụ mạnh để giải các bài toán tối ưu. Một số thuật toán nổi tiếng có thể kể đến ở đây là GA [4], tìm kiếm Tabu (TS) [5], HS [6], PSO [7], tối ưu hóa đàn kiến (ACO) [8], v.v. Phân tích trực tiếp cũng được nhiều nhà nghiên cứu áp dụng vào trong bài toán tối ưu với các ví dụ điển hình là tài liệu [9-12]. Bài toán tối ưu xét đến động đất cũng được quan tâm nghiên cứu [13-16]. Tuy nhiên, khi xét đến tải trọng động đất, các nghiên cứu hiện nay thường áp dụng các phương pháp phân tích phổ nhằm giảm thiểu thời gian tính toán. Cách tiếp cận này cho kết quả tính toán chấp nhận được. Tuy nhiên, dưới khía cạnh phân tích phi tuyến của công trình thì chưa phù hợp, chưa đánh giá được đầy đủ ứng xử phi tuyến của kết cấu khi chịu động đất. Đặc biệt, theo sự hiểu biết của tác giả, chưa có nghiên cứu nào về tối ưu kết cấu giàn chịu tải trọng động đất sử dụng phương pháp phân tích trực tiếp và động phi tuyến.

Trong bài báo này, bài toán thiết kế tối ưu kết cấu giàn chịu tải trọng động đất được xây dựng. Phương pháp phân tích kết cấu được chia thành hai bước: (1) ban đầu công trình chịu tải trọng tĩnh nên phương pháp phân tích trực tiếp được sử dụng và (2) khi công trình tiếp tục chịu động đất, phương pháp động phi tuyến được sử dụng. Thuật toán tối ưu để giải bài toán trên là thuật toán tiến hóa vi phân (DE). Cầu giàn phẳng 113 thanh được xem xét để đánh giá hiệu quả của nghiên cứu. Nội dung tiếp theo của bài báo được trình bày như sau. Trong phần 2, bài toán tối ưu được thiết lập. Phần 3 giới thiệu phương pháp phân tích trực tiếp được sử dụng cho phân tích kết cấu giàn thép chịu tải trọng tĩnh và tải trọng động đất. Phần 4 là trường hợp nghiên cứu và cuối cùng là kết luận.

2. THIẾT LẬP BÀI TOÁN TỐI ƯU

Hàm mục tiêu của bài toán là tổng khối lượng của hệ giàn được thể hiện trong công thức sau:

$$Min\ W(X) = \rho \sum_{i=1}^{d} \left(x_i \sum_{j=1}^{d_i} L_{ij} \right) \quad (1)$$

trong đó ρ là khối lượng riêng của vật liệu; d là số lượng biến thiết kế; $X = (x_1, x_2, ..., x_d)$ là vec tơ biến thiết kế cũng chính là diện tích tiết diện thanh dàn; d_i là số thanh dàn trong nhóm phần tử thanh thứ i; L_{ij} là chiều dài của thanh dàn thứ j trong nhóm phần tử thứ i.

Điều kiện ràng buộc tương ứng với các tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ là:

$$C_k^{\mathrm{CD}} = 1 - \frac{R_i}{S_i} \le 0 \quad (2)$$

trong đó R_i và S_i tương ứng là khả năng chịu tải của kết cấu và hiệu ứng do tải trọng tác dụng ở tổ hợp tải trọng thứ i.

Điều kiện ràng buộc về chuyển vị cho các tổ hợp tải trọng sử dụng là:

$$C_{i,j}^{cv} = \frac{\left|\Delta_{i,j}\right|}{\left|\Delta_{i,j}^{u}\right|} - 1 \le 0 \quad (3)$$

Trong đó $\Delta_{i,j}$ và $\Delta_{i,j}^{u}$ là chuyển vị của nút thứ i và giá trị giới hạn tương ứng của nó ở tổ hợp trạng thái giới hạn sử dụng thứ j.

Bài toán tối ưu có điều kiện ràng buộc sẽ được chuyển về bài toán tối ưu không có điều kiện ràng buộc bằng phương pháp hàm phạt thể hiện qua công thức sau:

$$W'(X) = (1 + \alpha_1\beta_1 + \alpha_2\beta_2) \times W(X) \quad (4)$$

Trong đó:

$$\beta_1 = \sum \left(\max\left(C_i^{\mathrm{CD}}, 0 \right) \right)$$
$$\beta_2 = \sum \left(\sum_{j=1}^{nn} \max\left(C_{j,l}^{cv}, 0 \right) \right) \quad (5)$$

với α_1 và α_2 là các tham số phạt tương ứng với các điều kiện ràng buộc về cường độ và chuyển vị.

3. PHÂN TÍCH ĐỘNG PHI TUYẾN CHO KẾT CẤU

Quy trình giải phân tích trực tiếp của giàn thép chịu tải trọng động đất gồm hai giai đoạn, trong đó phân tích tĩnh dưới tác dụng của tải trọng tĩnh, tải trọng động và tải trọng gió được thực hiện trước có xét đến các hành vi phi tuyến tính phi đàn hồi; sau đó, từ trạng thái của kết cấu trong phân tích tĩnh, phân tích động phi tuyến được thực hiện. Trong phân tích tĩnh, thuật toán điều khiển chuyển vị tổng quát (GDC) [17] được sử dụng để giải các phương trình phi tuyến. Ưu điểm của thuật toán GDC là (1) kích thước bước được điều chỉnh tự động; (2) nó có thể tự thích ứng với sự thay đổi của hướng tải; (3) và, phân tích tương đối ổn định tại các điểm tới hạn. Chi tiết về thuật toán GDC có thể tìm đọc trong tài liệu [18].

Đối với phân tích động phi tuyến, phương pháp Newmark được sử dụng. Phương pháp Newton-Raphson cũng được sử dụng để loại bỏ các lực dư trong các bước thời gian. Phương trình dao động của công trình có dạng:

$$[M]\{\Delta\ddot{X}\} + [C]\{\Delta\dot{X}\} + [K]\{\Delta X\} = \{\Delta F\} \quad (6)$$

Trong đó $\{\Delta X\}$, $\{\Delta\dot{X}\}$ và $\{\Delta\ddot{X}\}$ là các vectơ gia tăng chuyển vị, vận tốc và gia tốc; $[M]$, $[C]$ và $[K]$ lần lượt là các ma trận khối lượng, giảm chấn và độ cứng tiếp tuyến; $\{\Delta F\}$ là vectơ của tải trọng gia tăng.

Sử dụng phương pháp Newmark với các hệ số $\gamma = 1/2$ and $\beta = 1/4$, ta xác định được tổng chuyển vị, vận tốc và gia tốc ở lần lặp đầu tiên của thời gian $t + \Delta t$ là:

$$\{X_{n+1}\} = \{X_n\} + \{\Delta X\} \quad (7)$$

$$\{\dot{X}_{n+1}\} = -\{\dot{X}_n\} + \frac{2}{\Delta t}\{\Delta X\} \quad (8)$$

$$\{\ddot{X}_{n+1}\} = -\{\ddot{X}_n\} - \frac{4}{\Delta t}\{\dot{X}_n\} + \frac{4}{\Delta t^2}\{\Delta X\} \quad (9)$$

Ở bước lặp thứ (k+1) là:

$$\{X_{n+1}\} = \{X_n\} + \{\Delta X^{k+1}\} \quad (10)$$

$$\{\dot{X}_{n+1}\} = -\{\dot{X}_n\} + \frac{2}{\Delta t}\{\Delta X^{k+1}\} \quad (11)$$

$$\{\ddot{X}_{n+1}\} = -\{\ddot{X}_n\} - \frac{4}{\Delta t}\{\dot{X}_n\} + \frac{4}{\Delta t^2}\{\Delta X^{k+1}\} \quad (12)$$

Trong đó:

$$\{\Delta X^{k+1}\} = \{\Delta X^{k}\} + \{\Delta\Delta X\} \quad (13)$$

$$\{\Delta\Delta X\} = [\hat{K}]^{-1}\left(\{F_{n+1}\} - [M]\{\ddot{X}_{n+1}\} - [C]\{\dot{X}_{n+1}\} - \{F_{\mathrm{int}}\}\right). \quad (14)$$

3. THUẬT TOÁN TIẾN HÓA VI PHÂN

Thuật toán tối ưu DE được được Storn và Price giới thiệu lần đầu tiên vào năm 1995 [19] với các bước chính như sau:

a) Khởi tạo: Đầu tiên, NP cá thể $\mathrm{X}_i = (x_j)(j = 1,..,D)$ được tạo ra một cách ngẫu nhiên từ miền giá trị cho trước của biến thiết kế.

b) Đột biến: Tương ứng với mỗi cá thể X_i, một cá thể đột biến $\mathrm{V} = (v_1, v_2, ..., v_D)$ được tạo ra dựa trên kỹ thuật đột biến DE:

DE/rand/1: $\mathrm{V} = \mathrm{X}_{r_1} + F \times (\mathrm{X}_{r_2} - \mathrm{X}_{r_3})$ (15)

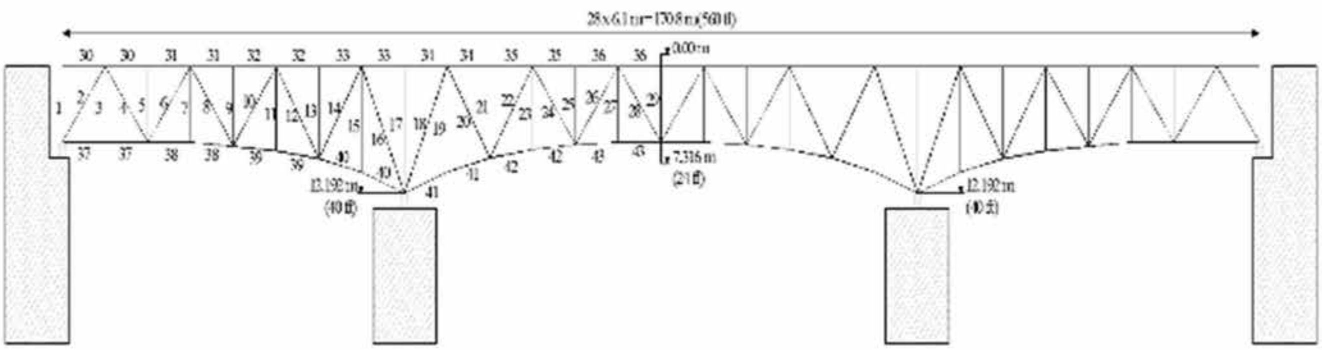
DE/best/1: $\mathrm{V} = \mathrm{X}_{best} + F \times (\mathrm{X}_{r_1} - \mathrm{X}_{r_2})$ (16)

Trong đó: F là biên độ đột biến; X_{best} là cá thể tốt nhất trong quần thể hiện tại; r_1, r_2 và r_3 là 3 số tự nhiên ngẫu nhiên được lựa chọn trong khoảng $[1, D]$ và thỏa mãn điều kiện $i \ne r_1 \ne r_2 \ne r_3$.

c) Lai tạo: Cá thể $\mathrm{U} = (u_1, u_2, ..., u_D)$ được tạo ra thông qua việc lai tạo giữa X_i và V như sau:

$$u_j = \begin{cases} v_j\ if\ (rand(0,1) < CR)\ hoac\ (j = I) \\ x_{ij} \quad TH\ khac \end{cases} \quad (17)$$

d) Lựa chọn: $\mathrm{U} = (u_1, u_2, ..., u_D)$ sẽ được lựa chọn thay thế cho vị trí của X_i trong quần thể mới nếu giá trị hàm mục tiêu của nó tốt hơn của X_i.

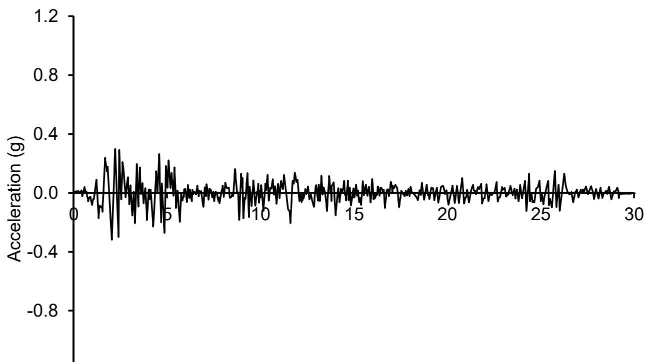


Hình 1. Giàn phẳng 113 thanh

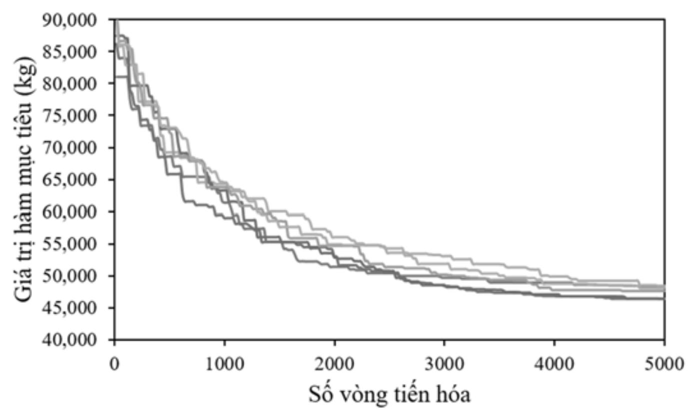
4. TRƯỜNG HỢP NGHIÊN CỨU

Trường hợp được xem xét là cầu giàn phẳng 113 thanh có sơ đồ hình học như trong Hình 1. Như trên hình vẽ thể hiện, tiết diện thanh giàn được chia thành 43 nhóm khác nhau và cũng chính là 43 biến thiết kế trong bài toán tối ưu. Tiết diện thanh giàn được giới hạn trong khoảng giá trị [3870.96,22580.6] (mm2). Tổ hợp cường độ được xem xét là (1.25D+1.75L) và tổ hợp sử dụng là (1.0D+1.0L) với giới hạn chuyển vị theo phương đứng là 10.5 (mm) tại các nút. D và L là tĩnh tải và hoạt tải được quy về các nút giàn ở đường xe chạy trên với giá trị là D = 100 (kN) và L = 50 (kN). Vật liệu thép được sử dụng là là thép A992. Tải trọng động đất tác dụng là tải El Centro có phổ như thể hiện trong Hình 2. Tải trọng động đất được xét đến cùng tổ hợp sử dụng với giả thiết khống chế giá trị chuyển vị ngang là 0.025 chiều cao của cầu tương ứng với 182.9 (mm). Các thông số sử dụng trong chương trình tối ưu là: Số các thể trong quần thể: DEpop = 25, số vòng tiến hóa: MaxItr = 5000, F = 0,7, CR = 0,6.

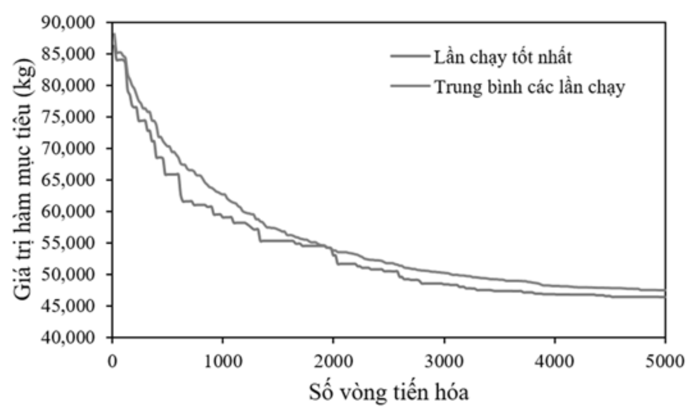
Kết quả tối ưu được thể hiện trong Bảng 1 sau 6 lần chạy độc lập. Kết quả cho thấy rằng, thuật toán DE tìm được nghiệm tối ưu tốt nhất là có tổng khối lượng của hệ bằng 46.392 (tấn). Giá trị tối ưu tìm được kém nhất là 48.286 (tấn), có độ chênh lệch so với giá trị tốt nhất chỉ là 1.894 (tấn), tương đương với 4.08%. Điều này cho thấy rằng thuật toán DE rất hiệu quả trong việc giải quyết bài toán tối ưu hệ giàn phi tuyến chịu tải trọng động đất. Độ chênh lệch giữa các lần chạy tối ưu là không quá lớn cũng thể hiện sự ổn định của thuật toán. Hình 3 thể hiện quá trình tối ưu của 6 lần chạy độc lập. Có thể thấy rằng tốc độ hội tụ của cả 6 lần chạy là tương đối như nhau với sự khác nhau không đáng kể. Điều này khẳng định thêm tính ổn định của thuật toán tối ưu trong việc giải bài toán đặt ra. Bên cạnh đó, Hình 4 minh họa lần chạy có kết quả tốt nhất và trung bình của cả 6 lần chạy.



Hình 2. Tải động đất El Centro



Hình 3. Quá trình tối ưu của 6 lần chạy



Hình 4. Quá trình tối ưu tương ứng với nghiệm tối ưu tốt nhất và trung bình các lần chạy

Bảng 1. Kết quả tối ưu

Biến thiết kế (mm2)	DE
1	4658.055
2	4658.055
3	5141.925
4	5999.988
5	4658.055
6	10903.204
7	4658.055
8	10322.560

9	5141.925
10	8967.724
11	4658.055
12	8709.660
13	4658.055
14	5503.215
15	4658.055
16	5141.925
17	4658.055
18	5503.215
19	4658.055
20	5503.215
21	5141.925
22	5503.215
23	5141.925
24	5503.215
25	4658.055
26	4658.055
27	4658.055
28	4658.055
29	6999.986
30	17096.740
31	10322.560
32	5503.215
33	9999.980
34	12129.008
35	5141.925
36	4658.055
37	5503.215
38	5141.925
39	14774.164
40	21612.860
41	5999.988
42	4658.055
43	7419.340
Khối lượng tối ưu tốt nhất tìm được (tấn)	46.392
Khối lượng tối ưu kém nhất tìm được (tấn)	48.286
Khối lượng tối ưu trung bình tìm được (tấn)	47.507

5. KẾT LUẬN

Bài báo xây dựng bài toán tối ưu giàn thép chịu tải trọng động đất. Phương pháp phân tích phi tuyến được sử dụng để tính toán kết cấu bao gồm 2 bước: (1) phân tích phi tuyến tính phi đàn hồi cho công trình chịu tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng gió, (2) phân tích động phi tuyến để tính toán cho công trình chịu động đất bắt đầu từ trạng thái chịu tĩnh tải của toàn hệ kết cấu. Hàm mục tiêu của bài toán tối ưu là tổng khối lượng toàn hệ. Các biến thiết kế là diện tích tiết diện các thanh giàn được giả thiết là các biến liên tục trong miền giá trị cho trước. Các điều kiện ràng buộc bao gồm điều kiện về cường độ và sử dụng theo các tổ hợp tải trọng tương ứng. Thuật toán tiến hóa vi phân (DE) được sử dụng để giải bài toán được xây dựng. Kết quả tính toán cầu giàn thép phẳng 113 thanh được trình bày. Thuật toán DE cho thấy tính hiệu quả trong việc tìm kiếm nghiệm tối ưu và sự ổn định của quá trình chạy. Các nghiên cứu tiếp theo sẽ tập trung vào việc xây dựng các thuật toán tối ưu hiệu quả nhằm giảm bớt số lần phân tích kết cấu của chương trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Thai HT, Kim SE (2011). Nonlinear inelastic analysis of space frames. J. Constr. Steel Res.; 67: 585-92.

[2] Kim SE, Choi SH (2001). Practical advanced analysis for semi-rigid space frames. International journal of solids and structures 38: 9111-131.

[3] ANSI/AISC 360-10 (2010). Specification for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.

[4] Rajeev S, Krishnamoorthy C. Discrete optimization of structures using genetic algorithms. J Struct Eng 1992; 118: 1233-50.

[5] Bland JA. Discrete-variable optimal structural design using tabu search. Struct Optim 1995; 10: 87-93.

[6] Lee KS, Geem ZW. A new structural optimization method based on the harmony search algorithm. Comput Struct 2004; 82: 781-98.

[7] Perez RE, Behdinan K. Particle swarm approach for structural design optimization. Comput Struct 2007; 85: 1579-88.

[8] Camp C, Bichon B, Stovall S. Design of steel frames using ant colony optimization. J Struct Eng 2005; 131: 369-79.

[9] Ha, MH, Vu, QV, Truong, VH (2020). Optimization of nonlinear inelastic steel frames considering panel zones. Advances in Engineering Software 142, 102771.

[10] Ha, MH, Vu, QA, Truong, VH (2018). Optimum design of stay cables of steel cable-stayed bridges using nonlinear inelastic analysis and genetic algorithm. Structures 16, 288-302.

[11] VH Truong, HM Hung, PH Anh, TD Hoc (2020). Optimization of steel moment frames with panel-zone design using an adaptive differential evolution. Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)-HUCE 14 (2), 65-75.

[12] VH Truong, SE Kim (2018). An efficient method for reliability-based design optimization of nonlinear inelastic steel space frames. Structural and Multidisciplinary Optimization 56, 331-351.

[13] Xu L, Gong Y, Grierson DE. Seismic design optimization of steel building frameworks. J. Struct. Eng. 2006; 132(2): 277-286.

[14] Gong Y et al.. Energy-based design optimization of steel building frameworks using nonlinear response history analysis. J. Constr. Steel Res. 2012; 68 (1) (2012) 43–50.

[15] A. Kaveh, P. Zakian, Optimal design of steel frames under seismic loading using two meta-heuristic algorithms, J. Constr. Steel Res. 82 (2013) 111-130.

[16] VH Truong, SE Kim (2018). A robust method for optimization of semi-rigid steel frames subject to seismic loading. Journal of Constructional Steel Research 145, 184-195.

[17] Newmark NM. A method of computation for structural dynamics. Journal of the Engineering Mechanics Division 1959; 85(3):67-94.

[18] Truong VH, Kim SE. An efficient method for reliability-based design optimization of nonlinear inelastic steel space frames. Struct Multidisc Optim 2017; 56(2): 331-351.

[19] R. M. Storn and K. V. Price. Differential evolution-a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces. J. Global Optim, vol. 11, 1997, pp. 341-359.