

TỐI ƯU HỆ GIẪNG CỦA KHUNG THÉP PHI TUYẾN XÉT LIÊN KẾT NỬA CỨNG DÙNG THUẬT TOÁN TÌM KIẾM CỘNG SINH TIẾN HÓA

Trương Hiệp Hòa^{a,b}, Đặng Duy Khanh^{a,b,*}, Lương Văn Hải^{a,b}, Liêu Xuân Quý^{a,b}

^aKhoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh,
268 Lý Thường Kiệt, Quận 10, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^bĐại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, Phường Linh Trung, TP. Thủ Đức, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Nhận ngày 21/09/2023, Sửa xong 31/10/2023, Chấp nhận đăng 21/02/2024

Tóm tắt

Nghiên cứu này nhằm sử dụng thuật toán tìm kiếm cộng sinh tiến hóa (Evolutional Symbiotic Organisms Search-ESOS) để tối ưu hệ giằng của khung thép phi tuyến xét liên kết nửa cứng. Biến thiết kế cấu trúc giả diện tích được gán rời rạc giá trị 1 hoặc 0 để mô tả có hoặc không của một thanh giằng, trong khi đó diện tích của thanh giằng được đại diện bởi biến thiết kế kích thước. Quá trình phân tích và thiết kế tối ưu được tích hợp vào trong một bước bằng phương pháp thiết kế nâng cao (Advanced Analysis Method-AAM). Trong đó, sự ảnh hưởng phi tuyến hình học và vật liệu của phần tử dầm và cột được biểu diễn bằng hàm ổn định, khái niệm mô đun tiếp tuyến và mặt dẻo Orbison. Sự phi tuyến hình học và vật liệu của thanh giằng được xây dựng dựa trên phần tử dầm theo công thức Lagrange cập nhật ngoài miền đàn hồi. Liên kết nửa cứng giữa dầm và cột được biểu diễn bởi mô hình mũ 3 tham số Kishi-Chen. Hệ giằng của một khung thép không gian 2 tầng được tối ưu để chứng minh độ tin cậy của phương pháp đề xuất. Kết quả đạt được cho thấy hệ giằng đóng một vai trò quan trọng, đặc biệt khi xét đến ứng xử nửa cứng của liên kết dầm và cột.

Từ khóa: tối ưu hóa; khung thép phi tuyến; hệ giằng; liên kết nửa cứng; ESOS.

OPTIMIZATION OF BRACING SYSTEM OF NONLINEAR STEEL FRAMES CONSIDERING SEMI-RIGID CONNECTIONS USING EVOLUTIONARY EVOLUTIONAL SYMBIOTIC ORGANISMS SEARCH

Abstract

This study aims to use the evolutionary symbiotic organisms search (ESOS) to optimize the bracing system of nonlinear steel frames considering semi-rigid connection. A topology pseudo-area variable is discretely assigned to be 1 or 0 to represent the presence or absence of a bracing member, while the cross-sectional area of bracing members is represented by size variable. The analysis process and the design step are integrated into one step by Advanced Analysis Method (AAM). In which, the geometrical and material nonlinear effects are expressed by the stability function, the tangent modulus and Orbison plastic surface. The nonlinearity of geometry and material of a bracing member is modeled by a truss element relied upon the updated Lagrange formula with inelastic behavior. The semi-rigid connection of beam and column is considered by the Kishi-chen three-parameter power model. The bracing system of a two-story space steel frame is optimized to prove the reliability of the proposed methodology. Obtained outcomes have indicated that the bracing system plays an important role, especially when considering the semi-rigid behavior of beam-column connection.

Keywords: optimization; nonlinear steel frames; bracing system; semi-rigid connection; ESOS.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(1V\)-04](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(1V)-04) © 2024 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu

Trong hầu hết các thiết kế truyền thống cho các kết cấu công trình bằng vật liệu thép, liên kết giữa dầm và cột thường được giả thiết là cứng hoặc chịu cắt (khớp hoàn toàn). Điều này sẽ không phản ánh

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: ddkhanh.sdh221@hcmut.edu.vn (Khanh, Đ. D.)

được ứng xử thực tế của các liên kết bởi vì thực sự chúng có một độ cứng nào đó tùy thuộc vào cấu tạo của liên kết. Ngoài ra, bởi vì các cấu kiện cột thường được chế tạo từ các tiết diện I, H, hoặc C, ..., do đó độ cứng theo một phương của chúng là rất lớn so với phương còn lại. Vì vậy, liên kết dầm vào phương trục yếu có thể được giả thiết là liên kết khớp để loại bỏ đi mô men uốn truyền từ dầm vào cột. Cho những trường hợp như vậy, cần bổ sung thêm hệ giằng vào phương yếu để tăng cường độ cứng tổng thể. Bên cạnh đó, hệ giằng còn có khả năng chống lại các tải trọng ngang. Chính vì lẽ đó, mà việc thiết kế hệ giằng cho công trình bằng kết cấu thép luôn được chú trọng. Tuy nhiên, việc lựa chọn hình dáng, vị trí bố trí giằng cho một công trình hầu như chỉ dựa vào kinh nghiệm thiết kế của các kỹ sư. Điều này có thể dẫn đến chưa tận dụng hết khả năng của chúng để tạo ra hiệu quả tối ưu tốt nhất cho kết cấu. Vì vậy, một vài nghiên cứu đã được thực hiện, điển hình có thể đến công bố của Gholizadeh và Poorhoseini [1]. Trong công bố đó, các tác giả đã tối ưu hệ giằng của khung thép chịu tải trọng động đất dùng thuật toán IDE (Improved Dolphin Echolocation). Sau đó, Gholizadeh và Ebadijalal [2] đã sử dụng thuật toán CMO (Center of Mass Optimization) để tối ưu cấu trúc của khung thép được giằng. Có thể nhận thấy trong các nghiên cứu trên, hàm nội suy Hermit bậc ba được sử dụng để xấp xỉ trường chuyển vị của phần tử dầm cột. Do đó, mỗi cấu kiện cần rời rạc bằng nhiều phần tử để có thể mô tả chính xác các ứng xử phi tuyến. Và vì vậy, chi phí cho quá trình phân tích sẽ trở nên cao hơn, đặc biệt kết hợp với các bài toán tối ưu cho kết cấu lớn.

Để khắc phục hạn chế trên, Chen và Lui [3], Chen và Sohal [4] đã đề xuất phương pháp phân tích nâng cao. Phương pháp này có nhiều ưu điểm so với phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) truyền thống. Nổi bật và khác biệt là hàm ổn định được dùng để mô tả trường chuyển vị của phần tử dầm cột thay vì dùng hàm Hermit. Hàm này là nghiệm giải tích của phần tử dầm cột chịu mô men uốn và lực dọc 2 đầu phần tử. Vì vậy, chỉ cần dùng một phần tử cho một cấu kiện là đủ. Theo đó phương pháp này có thể giảm chi phí tính toán cho quá trình phân tích so với phương pháp truyền thống. Bên cạnh đó, các hiệu ứng phi tuyến hình học như P- δ và P- Δ có thể xét đến dễ dàng. Ngoài ra, ứng xử phi tuyến vật liệu để kể đến sự chảy dẻo ở hai đầu phần tử cũng được xét đến bởi mặt dẻo Orbison [4]. Một điểm nổi bật khác nữa là phương pháp có khả năng loại bỏ kiểm tra khả năng chịu lực của từng cấu kiện theo tiêu chuẩn thiết kế sau khi phân tích nội lực. Việc kiểm tra này đã được thực hiện sẵn vào trong quá trình phân tích. Vì vậy, ứng xử tổng thể của hệ kết cấu có thể mô phỏng một cách tin cậy và chính xác.

Với ưu điểm nổi trội như vậy, việc kết hợp phương pháp phân tích nâng cao vào trong quá trình tối ưu hệ giằng trong khung thép phi tuyến vẫn còn hạn chế, ngoại trừ một công bố gần đây của Lieu và cs. [5]. Trong nghiên cứu đó, tiết diện và vị trí các thanh giằng đã được tối ưu bằng thuật toán AHEFA [6]. Tuy nhiên, liên kết giữa dầm và cột được giả thiết là liên kết cứng, mà chưa xem xét ứng xử phi tuyến trong liên kết nửa cứng của chúng. Do vậy, nghiên cứu này được thực hiện nhằm đánh giá sự ảnh hưởng của liên kết nửa cứng đến kết quả tối ưu của bài toán.

Rõ ràng là, nếu quá trình tối ưu hóa cấu trúc (topology) được thực hiện cùng với tối ưu diện tích mặt cắt ngang trong một bước thì những kết quả tối ưu tốt hơn có thể đạt được. Điều này đã được chỉ ra trong một nghiên cứu của Dang và cs. [7]. Tuy nhiên, chi phí tính toán để thực hiện cho một quá trình tối ưu đồng thời như vậy có thể là một vấn đề nan giải cho hầu hết các bài toán phi tuyến do quá trình giải lặp phi tuyến khi số biến thiết kế tăng nhanh. Chính vì vậy mà việc lựa chọn và phát triển một thuật toán tối ưu hiệu năng cao để thực hiện các bài toán đó là một nhiệm vụ quan trọng. Về khía cạnh này, nhiều nghiên cứu đã được thực hiện. Chẳng hạn như Do và cs. [8] đã phát triển thuật toán lai tạo giữa AOA (Arithmetic Optimization Algorithm) và DE để tối ưu kết cấu dàn chịu các ràng buộc tầng số. Ngoài ra, trong một công bố trước đó của Nguyen-Van và cs. [9], thuật toán ESOS đã được phát triển và đã chứng minh được độ tin cậy và hiệu quả của nó so với nhiều thuật toán khác cho bài

toán tối ưu tiết diện và hình dáng của kết cấu dầm. Với ưu điểm đó, thuật toán ESOS được áp dụng để tìm nghiệm tối ưu của bài toán được khảo sát trong nghiên cứu này. Ngôn ngữ Python 3.7 được sử dụng để lập trình các ví dụ khảo sát trên máy tính cá nhân có cấu hình AMD Ryzen 7 4800H with Radeon Graphics (16 CPUs) @ 2.90 GHz, 16.0 GB RAM, Windows 10, 64-bit.

2. Cơ sở lý thuyết

2.1. Liên kết nửa cứng

Nghiên cứu này mô phỏng ứng xử liên kết nửa cứng của dầm và cột dựa trên mô hình 3 tham số được đề xuất bởi Chen và Kishi [10], và có dạng như sau

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}}, \quad \theta, m > 0 \quad (1)$$

trong đó $m = M/M_u$ và $\theta = \theta_r/\theta_0$, và M_u là mô men nội lực và mô men cực hạn của liên kết; n là tham số hàm dạng; θ_r là góc xoay tương đối của dầm và cột; $\theta_0 = M_u/R_{ki}$ là góc xoay dẻo tham chiếu, với R_{ki} là độ cứng liên kết ban đầu.

Khi chịu tải trọng, độ cứng tiếp tuyến liên kết R_{kt} tương ứng với góc xoay θ_r được tính bởi

$$R_{kt} = \left. \frac{dM}{d|\theta_r|} \right|_{\theta_r} = \frac{M_u}{\theta_0(1 + \theta^n)^{1+1/n}} \quad (2)$$

Khi liên kết không chịu tải trọng, R_{kt} được tính như sau

$$R_{kt} = \left. \frac{dM}{d|\theta_r|} \right|_{\theta_r=0} = \frac{M_u}{\theta_0} = R_{ki} \quad (3)$$

2.2. Mô hình phần tử hữu hạn cho dầm và cột

a. Phi tuyến hình học P- δ

Hiệu ứng phi tuyến P- δ của phần tử dầm cột được biểu diễn thông qua hàm ổn định [3, 4]. Hàm này được giải từ nghiệm chính xác của một cấu kiện dầm cột chịu lực nén và mô men uốn ở 2 đầu phần tử. Điều này cho phép một cấu kiện có thể mô phỏng bởi một phần tử thay vì rời rạc nhiều phần tử nếu hàm nội suy đa thức bậc 3 Hermit được sử dụng như phương pháp PTHH truyền thống. Dạng toán học của hàm ổn định có dạng như sau

$$S_{1n} = \begin{cases} \frac{\pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi^2 \rho_n \cos(\pi \sqrt{\rho_n})}{2 - 2 \cos(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n})}, & P < 0 \\ \frac{\pi^2 \rho_n \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})}{2 - 2 \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) + \pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})}, & P > 0 \end{cases} \quad (4)$$

$$S_{2n} = \begin{cases} \frac{\pi^2 \rho_n - \pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n})}{2 - 2 \cos(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n})}, & P < 0 \\ \frac{\pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi^2 \rho_n}{2 - 2 \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) + \pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})}, & P > 0 \end{cases} \quad (5)$$

trong đó $\rho_n = \frac{P}{(\pi^2 EI_n/L^2)}$; $n = y, z$. Khi $-2 \leq \rho_n \leq 2$, hai hàm trên được viết lại như sau để tránh sự suy biến

$$S_{1n} = 4 + \frac{2\pi^2 \rho_n}{15} - \frac{(0,01\rho_n + 0,543)\rho_n^2}{4 + \rho_n} - \frac{(0,004\rho_n + 0,285)\rho_n^2}{8,183 + \rho_n} \quad (6)$$

$$S_{2n} = 2 - \frac{\pi^2 \rho_n}{30} + \frac{(0,01\rho_n + 0,543)\rho_n^2}{4 + \rho_n} - \frac{(0,004\rho_n + 0,285)\rho_n^2}{8,183 + \rho_n} \quad (7)$$

b. Phi tuyến vật liệu

Trước tiên, phải kể đến sự phi tuyến vật liệu do ứng suất dư gây ra. Theo CRC (Column Research Council) [11], sự chảy dẻo dần dần dọc theo chiều dài phần tử được đặc trưng bởi khái niệm mô đun tiếp tuyến E_t như sau

$$\begin{cases} E_t = 1,0E, & P \leq 0,5P_y, \\ E_t = 4\frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) E, & P > 0,5P_y. \end{cases} \quad (8)$$

Ngoài ra, sự chảy dẻo còn do tác dụng đồng thời của mô men uốn và lực dọc, và được đặc trưng bởi mặt dẻo Orbison α [4]

$$\alpha = 1,15p^2 + m_z^2 + m_y^4 + 3,67p^2m_z^2 + 3,0p^6m_y^2 + 4,65m_z^4m_y^2 \quad (9)$$

trong đó $p = P/P_y$; $m_y = M_y/M_{py}$ (trục yếu); $m_z = M_z/M_{pz}$ (trục khỏe). P_y , M_{py} và M_{pz} đặc trưng cho khả năng chịu lực dọc và mô men tới trạng thái chảy dẻo đối với trục y và z .

c. Ảnh hưởng biến dạng cắt

Thông qua sự hiệu chỉnh giữa lực và chuyển vị [5], sự ảnh hưởng của biến dạng cắt lên hiệu ứng P- δ được xem xét.

d. Ma trận độ cứng phần tử dầm cột

Độ cứng phần tử dầm cột được tính theo công thức sau

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{K}_{ns}^e + \mathbf{K}_s^e \quad (10)$$

trong đó $\mathbf{K}_{ns}^e = \mathbf{R}^T \mathbf{K}_0^e \mathbf{R}$ là ma trận độ cứng phần tử bỏ qua chuyển vị ngang ở 2 đầu phần tử, với

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

và

$$\mathbf{K}_0^e = \begin{bmatrix} \frac{E_t A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{iyy}^* & C_{ijy}^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & C_{ijy}^* & C_{jyy}^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{iiz}^* & C_{ijz}^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{ijz}^* & C_{jiz}^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} \end{bmatrix} \quad (12)$$

Các hệ số C_{iyy}^* , C_{ijy}^* , C_{jyy}^* , C_{iiz}^* , C_{ijz}^* và C_{jiz}^* có xét đến liên kết nửa cứng được tính theo tài liệu [12]. Ngoài ra, \mathbf{K}_s^e là ma trận độ cứng xét đến hiệu ứng P- Δ do sự chuyển vị ngang của 2 đầu phần tử

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{G}_s & -\mathbf{G}_s \\ -\mathbf{G}_s^T & \mathbf{G}_s \end{bmatrix} \quad (13)$$

với

$$\mathbf{G}_s = \begin{bmatrix} 0 & (M_{zA} + M_{zB})/L^2 & -(M_{yA} + M_{yB})/L^2 & 0 & 0 & 0 \\ (M_{zA} + M_{zB})/L^2 & P/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(M_{yA} + M_{yB})/L^2 & 0 & P/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

Để chuyển đổi từ hệ tọa độ địa phương sang tổng thể và ngược lại, ma trận chuyển \mathbf{T} [13] được áp dụng.

2.3. Mô hình phần tử hữu hạn cho thanh giằng

a. Phi tuyến hình học

Thanh giằng được mô phỏng bởi phần tử dàn. Phương trình chủ đạo của phần tử dàn thứ e xét ảnh hưởng của phi tuyến hình học theo phương pháp Lagrange cập nhật [13] có dạng sau

$$(\mathbf{k}_E^e + \mathbf{k}_G^e + \mathbf{s}_1^e + \mathbf{s}_2^e + \mathbf{s}_3^e) \mathbf{u}_e + {}^1 f^e = {}^2 f^e \quad (15)$$

trong đó ${}^1 f^e$ là lực nút tại cấu hình đã biết trước đó C_1 ; ${}^2 f^e$ là lực nút tại cấu hình hiện tại C_2 ; \mathbf{k}_E^e và \mathbf{k}_G^e là ma trận độ cứng đàn hồi và hình học của phần tử e ; \mathbf{s}_1^e , \mathbf{s}_2^e và \mathbf{s}_3^e là các thành phần độ cứng bậc cao [5]. Và \mathbf{u}_e là vectơ chứa các chuyển vị thẳng tại nút phần tử.

b. Phi tuyến vật liệu

Theo đề xuất bởi Hill và cs. [14], ứng xử phi tuyến vật liệu ngoài miền đàn hồi được cho bởi mối quan hệ của ứng suất σ và biến dạng ε như sau

$$\begin{aligned} \sigma &= E\varepsilon, & |\varepsilon| &\leq \varepsilon_{cr} \\ \sigma &= \sigma_{cr}, & \varepsilon_{cr} &\leq |\varepsilon| \leq \varepsilon_0 \\ \sigma(\varepsilon) &= 0,4\sigma_{cr} + 0,6\sigma_{cr}e^{-(50+100\sqrt{\varepsilon'})\varepsilon'}, & |\varepsilon| &> \varepsilon_0 \end{aligned} \quad (16)$$

trong đó $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL_0^2}$ và $\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{E}$ là ứng suất và biến dạng cực hạn Euler; ε' là biến dạng dọc trục được tính từ điểm bắt đầu sau mất ổn định không đàn hồi; $\varepsilon = \varepsilon_L + \varepsilon_{NL}$ là gia tăng biến dạng Green cập nhật, với $\varepsilon_L = \frac{\Delta u}{L_0}$ và $\varepsilon_{NL} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\Delta u}{dx} \right)^2 + \left(\frac{\Delta v}{dx} \right)^2 + \left(\frac{\Delta w}{dx} \right)^2 \right]$.

3. Bài toán tối ưu

3.1. Mô tả bài toán

Trong nghiên cứu này, mục tiêu là tối ưu vị trí và tiết diện của hệ giằng để trọng lượng của nó là nhỏ nhất sao cho các ràng buộc về cường độ, độ lệch tầng và chuyển vị tổng thể được đảm bảo. Về mặt toán học, phát biểu trên có dạng như sau:

$$f(\mathbf{X}) = \min \left(\sum_{i=1}^{nt} \rho_i A_i L_i \right)$$

$$\text{ràng buộc : } \begin{cases} \mathbf{KU} = \mathbf{F} \\ G_1 = 1 - \lambda \leq 0 \\ G_2 = \frac{|\chi_t|}{[\chi_t]} - 1 \leq 0, \quad t = 1, 2, \dots, n_{\text{tầng}} \\ G_3 = \frac{|\delta_j|}{[\delta_j]} - 1 \leq 0, \quad j = 1, 2, \dots, n_{\text{DOFs}} \\ A_i^{\min} \leq A_i \leq A_i^{\max} \end{cases} \quad (17)$$

trong đó $f(\mathbf{X})$ là tổng trọng lượng của các thanh dầm trong hệ giằng; ρ_i , A_i và L_i là trọng lượng riêng, diện tích mặt cắt ngang và chiều dài của phần tử giằng thứ i ; n_t là số phần tử thanh dầm; $\mathbf{X}(\mathbf{A}, \mathbf{I})$ chứa biến thiết kế diện tích mặt cắt ngang $\mathbf{A} = \{A_1, \dots, A_i, \dots, A_{n_t}\}$ và biến topology giả diện tích $\mathbf{I} = \{I_1, \dots, I_i, \dots, I_{n_t}\}$, với $I_i = 0$ và $I_i = 1$ mô tả cho phần tử thanh giằng được loại bỏ và còn lại; \mathbf{K} , \mathbf{U} và \mathbf{F} là ma trận độ cứng tổng thể, vectơ chuyển vị và lực tổng thể. Ràng buộc G_1 dùng để kiểm tra khả năng chịu lực của toàn hệ, với $\lambda = R/Q \geq 1$ là hệ số tải trọng, trong đó R khả năng chịu lực và Q là ngoại lực tác dụng. λ được xác định khi định thức của ma trận độ cứng tổng thể \mathbf{K} của toàn bộ hệ kết cấu là không dương ($\det \mathbf{K} \leq 0$). Ràng buộc G_2 dùng để kiểm tra độ lệch tầng, với χ_s và $[\chi_s]$ là độ lệch tầng tính toán và cho phép của tầng t . Ràng buộc G_3 dùng để kiểm tra chuyển vị ngang, với δ_j và $[\delta_j]$ là chuyển vị ngang tính toán và cho phép tại bậc tự do j , trong tổng số bậc tự do n_{DOF} . A_i^{\min} và A_i^{\max} là cận dưới và trên của biến diện tích A_i .

3.2. Thuật toán tối ưu

Trong nghiên cứu này, thuật toán ESOS được sử dụng. Thuật toán này đã chứng minh được độ tin cậy và hiệu quả của nó so với nhiều thuật toán khác [9], và có 4 bước chính như sau:

a. Khởi tạo

Thuật toán ESOS bao gồm N cá thể, trong đó cá thể thứ i chứa d biến thiết kế liên tục được định nghĩa như sau

$$X_{i,j} = L_j + \text{rand}_{i,j} [0 \div 1] (U_j - L_j), \quad j = 1, 2, \dots, d \quad (18)$$

trong đó U_j và L_j là biên trên và biên dưới của không gian thiết kế, và $\text{rand}_{i,j} [0 \div 1]$ tạo ra một giá trị ngẫu nhiên trong $[0 \div 1]$.

Trường hợp bài toán có biến thiết kế rời rạc, U_j và L_j là số thứ tự nhỏ nhất và lớn nhất được đánh số tương ứng trong tập dữ liệu rời rạc. Khi đó, $X_{i,j}$ được khởi tạo trong phương trình (18) sẽ được làm tròn xuống số nguyên nhỏ nhất. Sau đó, chỉ số này sẽ được dùng để chọn một giá trị tương ứng trong tập dữ liệu rời rạc.

b. Đột biến

Khả năng tìm kiếm nghiệm tốt của thuật toán được thực hiện bởi phương thức đột biến được như sau:

$$\begin{cases} \mathbf{V}_i = \mathbf{X}_{R_1} + F_1 (\mathbf{X}_{R_2} - \mathbf{X}_{R_3}), & \text{rand}[0 \div 1] > 0,3 \\ \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{V}_i = \mathbf{X}_{R_1} + F_1 (\mathbf{X}_{R_2} - \mathbf{X}_{R_3}) + F_1 (\mathbf{X}_{R_4} - \mathbf{X}_{R_5}), \text{rand}[0 \div 1] > 0,3 \\ \mathbf{V}_i = \mathbf{X}_i + F_2 (\mathbf{X}_{best} - \psi \mathbf{Mv}) + F_2 (\mathbf{X}_{R_3} - \mathbf{X}_{R_2}), \text{rand}[0 \div 1] \leq 0,3 \end{array} \right. & \text{rand}[0 \div 1] \leq 0,3 \end{cases} \quad (19)$$

với $F_1 = \text{rand}[0,4 \div 1]$; $F_2 = \text{rand}[0 \div 1]$; ψ là giá trị ngẫu nhiên 1 hoặc 2, và $\mathbf{Mv} = \frac{\mathbf{X}_i + \mathbf{X}_{R_1}}{2}$.

Trong khi đó, khả năng tăng tốc độ hội tụ của nghiệm tối ưu thông qua sự đột biến sau

$$\begin{cases} \mathbf{V}_i = \mathbf{X}_{best} + F_1 (\mathbf{X}_{R_1} - \mathbf{X}_{R_2}), & \text{rand}[0 \div 1] > 0,3 \\ \mathbf{V}_i = \mathbf{X}_{best} + F_1 (\mathbf{X}_{R_1} - \mathbf{X}_{R_2}) + F_1 (\mathbf{X}_{R_3} - \mathbf{X}_{R_4}), & \text{rand}[0 \div 1] \leq 0,3 \end{cases} \quad (20)$$

Trường hợp một biến thiết kế $V_{i,j}$ bị vi phạm điều kiện biên về không gian thiết kế, $V_{i,j}$ sẽ được xử lý lại như sau:

$$V_{i,j} = \begin{cases} 2L_j - V_{i,j}^g, & \text{khi } V_{i,j} < L_j \\ 2U_j - V_{i,j}^g, & \text{khi } V_{i,j} > U_j \\ V_{i,j} & \end{cases} \quad (21)$$

Để điều khiển sự cân bằng giữa khả năng khai phá và khai thác của thuật toán, một tham số $\delta = \left| 1 - \frac{f_m}{f_b} \right|$ được sử dụng. Trong đó, f_m và f_b là giá trị hàm mục tiêu trung bình và tốt nhất ở vòng lặp trước đó. Khi $\delta \geq 10^{-4}$, phương trình (19) được áp dụng, trái lại sử dụng phương trình (20).

c. Lai tạo

Để nâng cao khả năng tìm kiếm nghiệm tốt, bước lai tạo được thực hiện như sau

$$U_{i,j} = \begin{cases} V_{i,j}, & j = \text{rand}[1 \div N] \quad \text{or} \quad \text{rand}_{i,j}[0 \div 1] \leq \text{rand}[0,7 \div 1] \\ X_{i,j} & \end{cases} \quad (22)$$

d. Chọn lọc

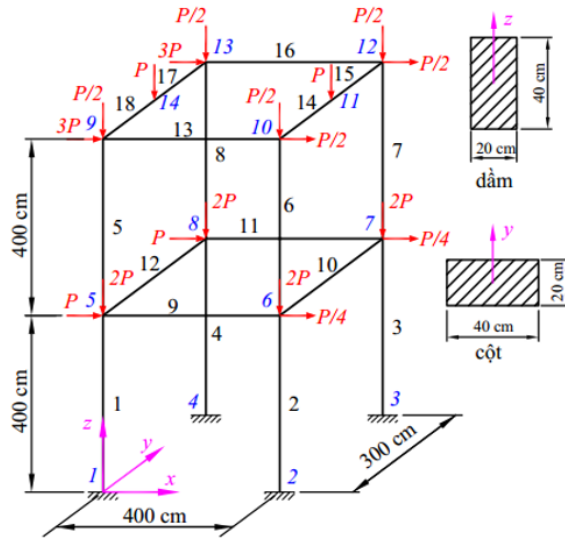
Phương pháp chọn lọc ưu tú [15] được sử dụng. Phương pháp này cho phép kết hợp N cá thể của tập \mathbf{V}_i và tập \mathbf{U}_i để tạo ra $2N$ cá thể mới. Sau đó, chỉ chọn lọc N cá thể có giá trị hàm mục tiêu tốt nhất trong số $2N$ cá thể. Theo đó, chất lượng nghiệm và tốc độ hội tụ nghiệm được cải tiến.

Chi tiết lưu đồ của thuật toán ESOS có thể tham khảo nghiên cứu của Nguyen-Van và cs. [9].

4. Khảo sát số

4.1. Kiểm chứng độ tin phương pháp đề xuất với liên kết cứng

Mô hình khung thép không gian 2 tầng chịu tải trọng tĩnh được trình bày trong Hình 1. Mỗi tầng có chiều cao là 4 m. Phương X có nhịp rộng 4 m, trong khi đó nhịp theo phương Y là 3 m. Dầm và cột có cùng tiết diện hình chữ nhật 20 cm \times 40 cm, với mô đun đàn hồi $E = 19613$ MPa, giới hạn chảy của vật liệu $\sigma_y = 98$ MPa, hệ số Poisson $\nu = 0,17$ và trọng lượng riêng của vật liệu thép $\rho = 7850$ kg/m³ [5]. Để minh họa khả năng và độ tin cậy của phương pháp đề xuất, một khung thép không gian thép 2 tầng có bố trí giằng như Hình 2 được tối ưu. Cấu trúc ban đầu của hệ giằng bao gồm 16 thanh giằng. Theo đó, bài toán sẽ bao gồm 16 biến thiết kế topology và 16 biến thiết kế diện tích. Bảng 1 trình bày diện tích mặt cắt ngang của các thanh giằng được tối ưu rời rạc theo Viện kết cấu thép xây dựng Hoa Kỳ (AISC) [16]. Theo tập dữ liệu này, tất cả thanh giằng có thiết kế mặt cắt ngang là hộp rỗng với tỉ lệ chiều dày và diện tích có cùng giá trị xấp xỉ 10. Hệ số mất ổn định $k = 4$ được sử dụng để tính mô men quán tính theo trục yếu của thanh giằng theo điều kiện Euler, $I = 4A^2/\pi^2$. Kết cấu được tối ưu có



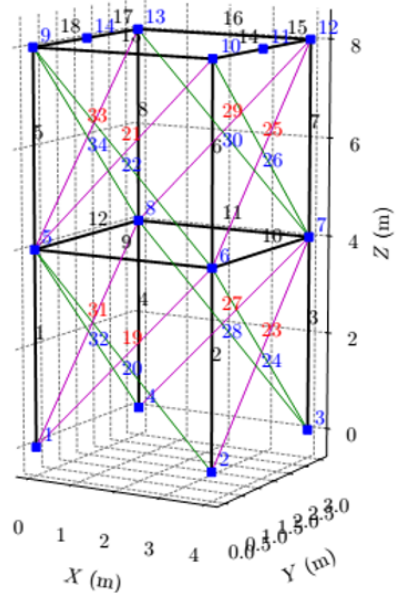
Hình 1. Mô hình khung không gian 2 tầng

giới hạn chuyển vị ngang lớn nhất thỏa điều kiện $H/400$, với $H = 8$ m là tổng chiều cao khung thép. Giới hạn độ lệch tầng cho phép của mỗi tầng là $h/500$, với h là chiều cao tầng đang xét. Chú ý rằng trong nghiên cứu này, tất cả các cấu kiện được giả thiết không xảy ra hiện tượng mất ổn định cục bộ và tổng thể do vênh, xoắn, uốn-xoắn. Trong thực tế, sự sai lệch hình trong quá trình sản xuất và thi công lắp dựng thường xảy ra. Vì vậy, E_T được cho phép được giảm đi 15% để kể đến sự ảnh hưởng này cho cấu kiện dầm-cột. Trong khi đó, E_T không giảm đi cho phần tử dàn [17]. Bởi vì đặc tính ngẫu nhiên của các thuật toán tối ưu không dùng đạo hàm, vì vậy mỗi trường hợp khảo sát sẽ được chạy độc lập 10 lần khác nhau. Sau đó, các kết quả thống kê như trọng lượng nhỏ nhất, trọng lượng xấu nhất, trọng lượng trung bình, độ lệch chuẩn (standard deviation-SD), số lần đánh giá hàm mục tiêu ứng tương ứng với trọng lượng nhỏ nhất, và các điều kiện ràng buộc sẽ được báo cáo. Các tham số khác liên quan thuật toán ESOS được tham khảo trong công bố của Nguyen-Van và cs. [9].

Bảng 1. Diện tích mặt cắt ngang của các thanh giằng được tối ưu rời rạc theo Viện kết cấu thép xây dựng Hoa Kỳ (AISC) [16]

Số hiệu	Diện tích A (cm ²)	Số hiệu	Diện tích A (cm ²)	Số hiệu	Diện tích A (cm ²)	Số hiệu	Diện tích A (cm ²)
1	0,716	17	10,084	33	24,774	49	74,194
2	0,910	18	10,452	34	24,968	50	87,097
3	1,265	19	11,613	35	25,032	51	89,677
4	1,613	20	12,839	36	26,968	52	91,613
5	1,981	21	13,742	37	27,226	53	100,000
6	2,523	22	15,355	38	28,968	54	103,226
7	2,852	23	16,903	39	29,613	55	109,032
8	3,632	24	16,968	40	30,968	56	121,290
9	3,884	25	18,581	41	32,065	57	128,387
10	4,942	26	18,903	42	33,032	58	141,935
11	5,065	27	19,935	43	37,032	59	147,742
12	6,413	28	20,194	44	46,581	60	158,064
13	6,452	29	21,806	45	51,419	61	170,967
14	7,923	30	22,387	46	55,032	62	180,645
15	8,168	31	22,903	47	60,000	63	193,548
16	9,400	32	23,419	48	70,000	64	216,129

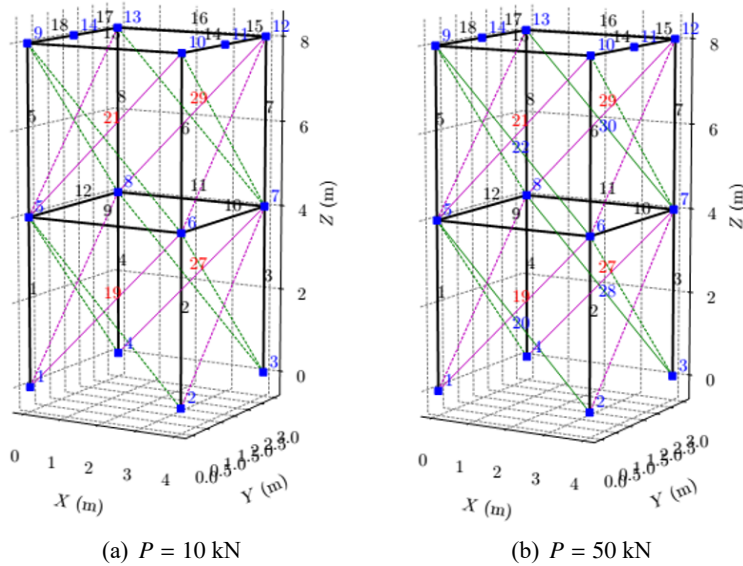
Trong một nghiên cứu trước được thực hiện bởi Lieu và cs. [5], hệ giằng trên đã được tối ưu bằng thuật toán AHEFA [6]. Tuy nhiên, trong công bố đó, liên kết giữa dầm và cột là liên kết cứng. Theo đó, chưa phản ánh được ứng xử thực tế của liên kết. Tuy nhiên, các kết quả đạt được bởi thuật toán ESOS sẽ được so sánh với AHEFA để chứng minh độ tin cậy và hiệu quả của ESOS. Bảng 2 so sánh kết quả tối ưu đạt được bởi thuật toán AHEFA và ESOS. Rõ ràng rằng, thuật toán ESOS có thể tìm ra trọng lượng bằng và nhỏ hơn AHEFA cho cả trường hợp 1 và 2. Hình 3 cho thấy kết quả tối ưu vị trí hệ giằng, với các đường nét đứt màu xanh lá và hồng đỏ biểu thị cho các thanh giằng không cần thiết. Với trường hợp tải trọng $P = 10$ kN, số thanh giằng cần thiết khi tối ưu ít hơn so với trường hợp $P = 50$ kN. Theo đó, tải trọng tương ứng sau tối ưu cũng nhỏ hơn như được trình bày trong Bảng 2. Những kết quả của ví dụ này cho thấy được độ tin cậy và hiệu quả của thuật toán ESOS.



Hình 2. Cấu trúc ban đầu của hệ giằng trong khung không gian 2 tầng

Bảng 2. So sánh kết quả tối ưu đạt được cho trường hợp liên kết cứng dầm cột

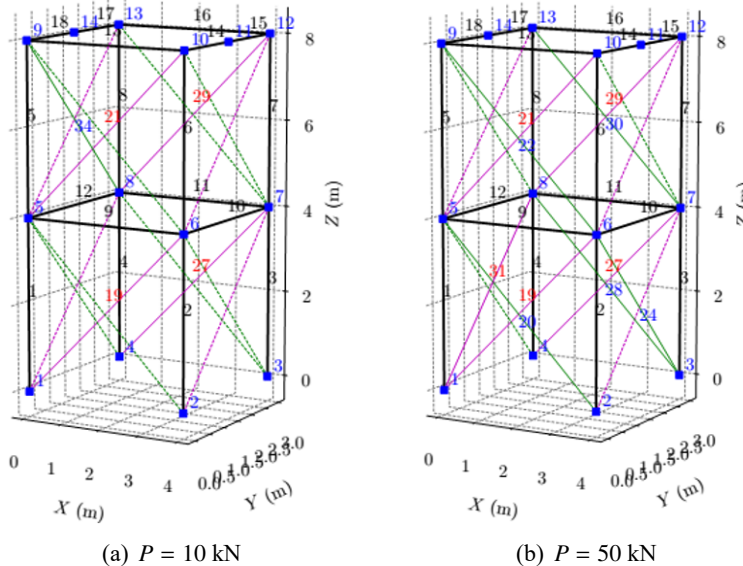
A_i (cm ²)	AHEFA [5]		ESOS	
	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN
A_{19}	16,903	28,968	13,742	70,000
A_{20}	-	180,645	-	147,742
A_{21}	16,903	89,677	22,903	70,000
A_{22}	-	89,677	-	109,032
A_{27}	16,903	87,097	13,742	70,000
A_{28}	-	121,290	-	147,742
A_{29}	22,903	70,000	22,903	60,000
A_{30}	-	121,290	-	121,290
f (kg)	326,520	3561,578	326,520	3552,149
Số lần đánh giá hàm mục tiêu	6120	8200	2540	15340
f lớn nhất (kg)	406,911	3727,16	327,326	3828,539
f trung bình (kg)	361,584	3610,783	326,750	3617,934
SD	38,832	64,608	0,274	98,270
Hệ số tải trọng, λ	1,000	1,000	1,000	1,000
Chuyển vị lớn nhất (m)	0,020	0,020	0,020	0,002
Độ lệch tầng lớn nhất	0,0026	0,0025	0,0027	0,0024



Hình 3. Kết quả tối ưu vị trí hệ giằng dùng ESOS cho liên kết cứng dầm cột

4.2. Khảo sát sự ảnh hưởng của liên kết nửa cứng và liên kết khớp

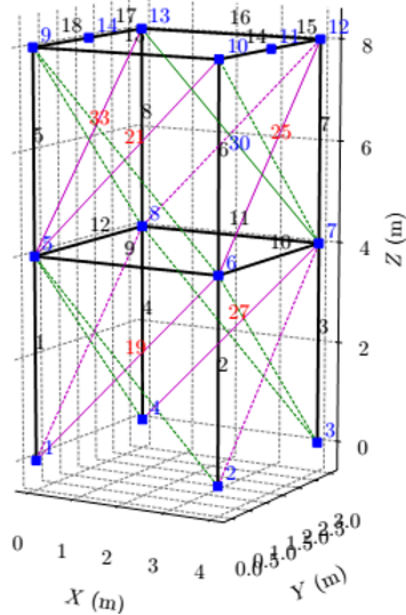
Kế đến, ứng xử liên kết nửa cứng giữa dầm và cột sẽ được xem xét. Giả thiết rằng liên kết có các tham số theo mô hình Kishi-Chen như sau: $R_{ki} = 63148 \text{ KN-m/rad}$, $M_u = 107 \text{ KN-m/rad}$ và $n = 0,524$ [12]. Chú ý rằng liên kết nửa cứng được thiết kế để chịu được nội lực nút tại liên kết. Các tham số trên sẽ phụ thuộc vào cách cấu tạo liên kết của dầm vào cột. Vì vậy, các giá trị này là hằng số trong suốt quá trình phân tích phi tuyến và tối ưu. Các thông số bài toán cho trường hợp khảo sát này tương tự như ví dụ trên, ngoại trừ có sự ảnh hưởng của liên kết nửa cứng. Kết quả tối ưu cho 2 trường hợp tải trọng đặt được bởi thuật toán ESOS được trình bày trong Bảng 3. Có thể thấy rằng, liên kết nửa cứng làm cho độ cứng tổng thể của hệ giảm đi. Vì vậy, hệ giằng cần phải được tăng cường. Điều này làm



Hình 4. Kết quả tối ưu vị trí hệ giằng dùng ESOS cho liên kết nửa cứng dầm cột

cho tổng trọng lượng tối ưu của chúng tăng hơn so với trường hợp trước đó. Hình 4 cho thấy vị trí các thanh giằng sau khi được tối ưu có sự ảnh hưởng của liên kết nửa cứng.

Cuối cùng, để cho thấy tầm quan trọng của liên kết đến thiết kế tối ưu khung thép phi tuyến, liên kết giữa dầm và cột được giả thiết là liên kết khớp theo phương trục yếu. Trong khi theo phương trục chính vẫn xét ảnh hưởng liên kết nửa cứng như trên. Chú ý rằng, nếu tất cả các phương chính và phụ được xem là liên kết khớp, hệ kết cấu ban đầu bị suy biến. Do đó, không tạo thành một hệ kết cấu khung chịu lực. Cho trường hợp khảo sát, kết quả tối ưu được trình bày trong Bảng 3. Như dự đoán, trọng lượng hệ giằng trong trường hợp này cao hơn nhiều so với 2 trường hợp trên. Vị trí thanh giằng cho trường hợp liên kết khớp trục phụ của dầm cột được với $P = 10$ kN thể hiện ở Hình 5. Đáng lưu ý rằng, kết cấu ban đầu với hệ giằng trên bị sụp đổ cho trường hợp tải trọng $P = 50$ kN. Khi đó, phương án liên kết khớp cho hệ kết cấu này là không khả thi. Điều này cho thấy rằng, ứng xử liên kết cứng, nửa cứng và khớp có sự ảnh hưởng đáng kể đến khả năng chịu lực của hệ kết cấu, đặc biệt có xét đến ứng xử phi tuyến hình học và vật liệu.



Hình 5. Kết quả tối ưu vị trí hệ giằng dùng ESOS cho liên kết khớp trục phụ dầm cột với $P = 10$ kN

Bảng 3. Kết quả tối ưu đạt được bởi ESOS cho liên kết nửa cứng và khớp dầm cột

A_i (cm ²)	ESOS ^a		ESOS ^b	
	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN
A_{19}	19,935	74,194	32,065	-
A_{20}	-	141,935	-	-
A_{21}	26,968	51,419	32,065	-
A_{22}	-	141,935	-	-
A_{24}	-	0,716	-	-
A_{25}	-	1,981	-	-
A_{27}	22,387	74,194	18,581	-
A_{28}	-	141,935	-	-
A_{29}	25,032	89,677	-	-
A_{30}	-	100,000	46,581	-
A_{31}	-	0,716	-	-
A_{33}	-	1,981	-	-
A_{34}	5,065	-	-	-
f (kg)	419,285	3648,365	593,898	-
Số lần đánh giá hàm mục tiêu	3160	9320	3280	-
f lớn nhất (kg)	419,305	3770,810	604,040	-
f trung bình (kg)	419,295	3709,587	598,969	-

A_i (cm ²)	ESOS ^a		ESOS ^b	
	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN	$P = 10$ kN	$P = 50$ kN
SD	0,014	86,581	7,171	-
Hệ số tải trọng, λ	1,000	1,000	1,000	-
Chuyển vị lớn nhất (m)	0,020	0,020	0,020	-
Độ lệch tầng lớn nhất	0,0025	0,0026	0,0029	-

^a: liên kết nửa cứng; ^b: liên kết khớp trục phụ.

5. Kết luận

Trong bài báo này, vị trí và tiết diện của hệ giằng trong một khung thép phi tuyến xét liên kết nửa cứng đã được tối ưu dùng thuật toán ESOS. Trong đó, liên kết nửa cứng được biểu diễn bởi mô hình 3 tham số Kishi-Chen. Phương pháp thiết kế nâng cao được sử dụng để phân tích ứng xử phi tuyến hình học và vật liệu của phần tử dầm cột và thanh giằng. Phương pháp đề xuất tích hợp quá trình phân tích nội lực và thiết kế tối ưu vào một bước nhằm cực tiểu trọng lượng của hệ giằng sao cho vẫn thỏa mãn các điều kiện về cường độ, độ lệch tầng và chuyển vị tổng thể của hệ kết cấu. Thuật toán ESOS được sử dụng như một công cụ để tối ưu hệ giằng của một khung không gian 2 tầng. Kết quả cho thấy liên kết nửa cứng có sự ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của kết cấu theo chiều hướng giảm khả năng chịu lực. Ngoài ra, hệ giằng đóng một vai trò quan trọng đặc biệt khi dầm liên kết khớp vào cột. Do đó, cần phải xem xét đến ứng xử liên kết nửa cứng trong thiết kế tối ưu thực tế.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia Hồ Chí Minh trong khuôn khổ đề tài mã số T-KTXD-2022-07.

Tài liệu tham khảo

- [1] Gholizadeh, S., Poorhoseini, H. (2016). [Seismic layout optimization of steel braced frames by an improved dolphin echolocation algorithm](#). *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 54(4):1011–1029.
- [2] Gholizadeh, S., Ebadijalal, M. (2018). [Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic](#). *Advances in Engineering Software*, 123:77–92.
- [3] Chen, W. F., Sohal, I. (1995). *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames*. Springer New York.
- [4] Orbison, J. G., McGuire, W., Abel, J. F. (1982). [Yield surface applications in nonlinear steel frame analysis](#). *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 33(1–3):557–573.
- [5] X.Lieu, Q., Dang, K. D., Luong, V. H., Thai, S. (2022). [Topology and size optimization for X-bracing system of nonlinear inelastic space steel frames](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 16(3):71–83.
- [6] Lieu, Q. X., Do, D. T. T., Lee, J. (2018). [An adaptive hybrid evolutionary firefly algorithm for shape and size optimization of truss structures with frequency constraints](#). *Computers & Structures*, 195:99–112.
- [7] Dang, K. D., Nguyen-Van, S., Thai, S., Lee, S., Luong, V. H., Lieu, Q. X. (2022). [A single step optimization method for topology, size and shape of trusses using hybrid differential evolution and symbiotic organisms search](#). *Computers & Structures*, 270:106846.
- [8] Do, D. T. T., Nguyen, T.-T., Nguyen, Q.-H., Bui, T. Q. (2022). [A hybrid arithmetic optimization algorithm and differential evolution for optimization of truss structures subjected to frequency constraints](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 16(2):22–37.
- [9] Nguyen-Van, S., Nguyen, K. T., Dang, K. D., Nguyen, N. T. T., Lee, S., Lieu, Q. X. (2021). [An evolutionary symbiotic organisms search for multiconstraint truss optimization under free vibration and transient behavior](#). *Advances in Engineering Software*, 160:103045.

- [10] Chen, W.-F., Kishi, N. (1989). [Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling](#). *Journal of Structural Engineering*, 115(1):105–119.
- [11] Chen, W.-K., Lui, E. M. (1987). *Structural Stability: Theory and Implementation*. PTR Prentice Hall.
- [12] Kim, S.-E., Choi, S.-H. (2001). [Practical advanced analysis for semi-rigid space frames](#). *International Journal of Solids and Structures*, 38(50–51):9111–9131.
- [13] Yang, Y.-B., Kuo, S.-R. (1994). *Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Prentice Hall.
- [14] Hill, C. D., Blandford, G. E., Wang, S. T. (1989). [Post-buckling analysis of steel space trusses](#). *Journal of Structural Engineering*, 115(4):900–919.
- [15] Padhye, N., Bhardawaj, P., Deb, K. (2012). [Improving differential evolution through a unified approach](#). *Journal of Global Optimization*, 55(4):771–799.
- [16] Lieu, Q. X. (2022). [A novel topology framework for simultaneous topology, size and shape optimization of trusses under static, free vibration and transient behavior](#). *Engineering with Computers*, 38(6):1–25.
- [17] Chen, W.-F., Lui, E. M. (2005). *Principles of Structural Design*. CRC Press.