

# TỐI ƯU KHUNG THÉP CÓ LIÊN KẾT NỬA CỨNG XÉT ĐẾN GIA CƯỜNG VÙNG CỨNG NÚT KHUNG PANEL ZONE

Hà Mạnh Hùng<sup>a</sup>, Trương Việt Hùng<sup>b,\*</sup>

<sup>a</sup>Khoa Xây dựng dân dụng và Công nghiệp, Đại học Xây Dựng,  
số 55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

<sup>b</sup>Khoa Công trình, Đại học Thủy Lợi, 175 Tây Sơn, Đống Đa, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 07/02/2020, Sửa xong 22/02/2020, Chấp nhận đăng 11/03/2020

## Tóm tắt

Trong kết cấu khung thép, các khu vực vùng cứng nút khung (panel zone) có thể bị chảy dẻo trước các cầu kiện dầm và cột do chịu lực cắt lớn đặc biệt trong các thiết kế tối ưu của công trình do tiết diện dầm và cột được giảm thiểu tối đa. Do vậy, chi phí gia cường các khu vực vùng cứng nút khung cần phải được xem xét đến trong các bài toán tối ưu nhằm tăng độ chính xác cho kết quả đạt được. Trong bài báo này, lần đầu tiên bài toán thiết kế tối ưu giá thành của khung thép phi tuyến có liên kết nửa cứng xét đến gia cường các khu vực vùng cứng nút khung được xem xét. Hàm tối ưu của bài toán là tổng khối lượng của các cầu kiện dầm, cột và chi phí gia cường tại các khu vực vùng cứng nút khung được biểu diễn dưới dạng khối lượng thép công trình. Phân tích trực tiếp cho phép xét đến các ảnh hưởng phi tuyến của vật liệu và hình học của kết cấu được sử dụng để đánh giá các điều kiện ràng buộc về cường độ và sử dụng. Một thuật toán tiến hóa vi phân cải tiến với ưu điểm giảm số lần phân tích kết cấu được sử dụng để giải bài toán tối ưu đặt ra. Khung thép phẳng 5 nhịp 5 tầng được sử dụng để minh họa. Kết quả tính toán cho thấy việc xét đến chi phí gia cường vùng cứng nút khung làm tăng độ chính xác của kết quả tối ưu tìm được.

**Từ khóa:** phân tích trực tiếp; khung thép nửa cứng; tối ưu; panel zone; tiến hóa vi phân.

## OPTIMIZATION OF SEMI-RIGID STEEL FRAMES CONSIDERING PANEL-ZONE DESIGN

### Abstract

In steel frame structures, panel-zone areas may be yielded before beams or columns due to high shear forces, especially in structural optimum designs owing to the minimization of the sectional areas of beams and columns. Therefore, the cost for reinforcement of panel-zone areas should be included in the optimization problems to enhance the accuracy of the optimum designs. In this article, the optimization of total cost of semi-rigid steel frames considering panel-zone design is considered for the first time. The objective function is the total cost of the beams, columns, and reinforcement of panel-zone areas. Direct design that can consider the nonlinear inelastic behaviors of steel frames is used to evaluate the strength and serviceability constraints. An improved differential evolution algorithm is employed as the optimizer. A 5×5 steel frame is studied for illustration. The numerical results show that including the cost of panel-zone reinforcement improves the accuracy of the optimum designs.

**Keywords:** direct design; semi-rigid; optimization; panel zone; differential evolution.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14\(2V\)-06](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2020-14(2V)-06) © 2020 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

## 1. Đặt vấn đề

Các liên kết dầm – cột trong kết cấu khung thép thường được đơn giản hóa trong tính toán dưới dạng 2 liên kết lý tưởng là: liên kết khớp và liên kết ngàm. Tuy nhiên, kết quả thí nghiệm đã chỉ ra

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [truongviethung@tlu.edu.vn](mailto:truongviethung@tlu.edu.vn) (Hùng, T. V.)

rằng ứng xử thực tế của các liên kết này nằm trong khoảng 2 liên kết lý tưởng trên trong đó mỗi quan hệ giữa mô men và góc xoay là phi tuyến [1–4]. Ảnh hưởng của liên kết nửa cứng không chỉ làm giảm sự truyền lực giữa các cấu kiện dầm và cột mà còn làm tăng chuyển vị của kết cấu khung. Do vậy, các liên kết dầm cột cần phải được xem xét như là liên kết nửa cứng trong tính toán, đặc biệt đối với các bài toán tối ưu do sự nhạy cảm của kết quả tìm được với các điều kiện ràng buộc về cường độ và chuyển vị. Một đặc điểm cần lưu ý khi tính toán khung thép có liên kết nửa cứng là tính phi tuyến của kết cấu bao gồm phi tuyến hình học, vật liệu và quan hệ giữa mô men và góc xoay của các liên kết dầm – cột. Để mô tả sát thực các ứng xử phi tuyến này các phân tích trực tiếp thường được áp dụng. Một số nghiên cứu nổi bật về phân tích trực tiếp và sử dụng phân tích trực tiếp cho bài toán tối ưu hóa khung thép có liên kết nửa cứng nói riêng và kết cấu thép nói chung có thể xem trong các tài liệu [5–15].

Khi tính toán kết cấu khung thép, một vấn đề quan trọng thu hút được sự quan tâm của nhiều nhà khoa học là khu vực trên vách cột tại vị trí của liên kết giữa dầm và cột, được gọi là vùng cứng nút khung. Các phương pháp truyền thống khi mô hình tính toán kết cấu khung thường giả thiết rằng khu vực này rất cứng (chỉ làm việc trong miền đàn hồi) và kết cấu khung chỉ xuất hiện chảy dẻo trên các dầm và cột. Tuy nhiên, nhiều công trình nghiên cứu đã chỉ ra rằng lực cắt lớn có thể xuất hiện ở vị trí các vùng cứng nút khung khiến cho chúng bị chảy dẻo [16, 17]. Hiện tượng chảy dẻo xuất hiện tại các vùng cứng nút khung sẽ làm giảm khả năng chịu tải và tăng biến dạng của công trình. Hiện tượng này càng dễ xảy ra đối với các thiết kế tối ưu do tiết diện dầm và cột đã được tối thiểu hóa. Do vậy, việc bỏ qua ứng xử của vùng cứng nút khung khiến cho thiết kế tối ưu tìm được có thể thiếu chính xác. Cho đến nay mới có một nghiên cứu (Ha và cs. [12]) đề cập đến ảnh hưởng của vùng cứng nút khung trong bài toán tối ưu khung thép với liên kết nút cứng chịu tải trọng tĩnh. Điều này cho thấy còn khá nhiều khoảng trống kiến thức đòi hỏi nhiều nghiên cứu sâu hơn nữa về vấn đề này cụ thể là bài toán tối ưu khung thép có liên kết nửa cứng.

Bài báo này sẽ trình bày bài toán tối ưu khung thép có liên kết nửa cứng có xét đến thiết kế gia cường vùng cứng nút khung. Hàm mục tiêu là tổng giá thành của các cấu kiện dầm, cột, và chi phí gia cường tại các khu vực vùng cứng nút khung. Chi phí của liên kết nửa cứng không xét đến trong nghiên cứu này nhằm tập trung đánh giá ảnh hưởng của giá thành gia cường vùng cứng nút khung đến bài toán tối ưu. Các biến thiết kế bao gồm tiết diện dầm và cột được lựa chọn từ một tập hợp các tiết diện I điển hình của tiêu chuẩn AISC-LRFD [18]. Các ràng buộc về cường độ và sử dụng được đánh giá bằng việc sử dụng phân tích trực tiếp nhằm xét đến các ứng xử phi tuyến của kết cấu. Thuật toán tiến hóa vi phân cải tiến do Ha và cs. [12] đề xuất được sử dụng để giải bài toán tối ưu đặt ra. Một khung thép phẳng 5 nhịp 5 tầng với các liên kết nửa cứng được sử dụng để minh họa.

## 2. Phương pháp thiết kế gia cường khu vực vùng cứng nút khung

Xét một khu vực vùng cứng nút khung điển hình như trên Hình 1 là vị trí giao nhau giữa 2 dầm trái, phải và 2 phần cột trên, dưới. Gọi mô men tác dụng lên dầm trái và phải lần lượt là  $M_{u1}$  và  $M_{u2}$ , lực cắt tác dụng là  $V_u$ . Khi đó, lực cắt tác động trong khu vực vùng cứng nút khung là [19]:

$$F_{panel} = \frac{M_{u1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{0,95d_{b2}} - V_u \quad (1)$$

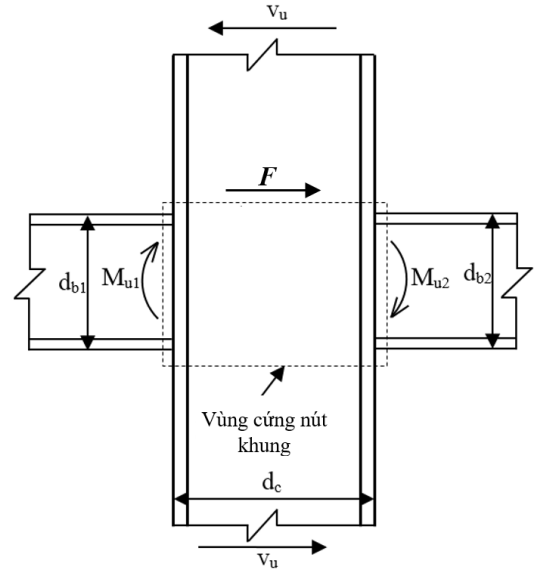
trong đó  $d_{b1}$  và  $d_{b2}$  là chiều cao tương ứng của dầm trái và phải. Lực kháng cắt của cột tại khu vực vùng cứng nút khung,  $R_n$ , được xác định như sau sau [19]:

$$R_n = 0,60F_y d_c t_w \text{ khi } P_r \leq 0,40P_y \quad (2a)$$

$$R_n = 0,60F_y d_c t_w \left(1,4 - \frac{P_r}{P_y}\right) \text{ khi } P_r > 0,40P_y \quad (2b)$$

trong đó  $F_y$  là ứng suất chảy của vật liệu thép làm vách cột;  $d_c$  và  $t_w$  là chiều cao cột và chiều dày của vách cột;  $P_r$  và  $P_y$  là lực dọc thiết kế và sức kháng dọc trục của cột trong đó  $P_y = F_y A_g$  với  $A_g$  là tiết diện ngang của cột. Nếu điều kiện  $F_{panel} > R_n$  xảy ra thì vùng cứng nút khung sẽ xuất hiện hiện tượng chảy dẻo hay việc thiết kế vùng cứng nút khung cần phải thực hiện.

AISC-LRFD [18] cho phép thiết kế vùng cứng nút khung theo 2 cách: (1) Giới hạn ứng xử của vùng cứng nút khung trong phạm vi đàn hồi khi đó biến dạng của vùng cứng nút khung đến ổn định của khung thép không cần xét đến và (2) cho phép vùng cứng nút khung được chảy hay hiệu ứng cắt (panel-zone shear deformation) của khu vực này cần phải kể đến khi thiết kế. Trong cả hai trường hợp, việc gia cố vùng cứng nút khung bằng cách hàn thêm các bản thép (doubler plates) hoặc sườn tăng cường (stiffeners) thường được sử dụng. Tuy nhiên, so với phương pháp thứ hai, phương pháp thứ nhất đơn giản hơn trong phân tích nhưng thường đòi hỏi các bản thép gia cường dày hơn làm tăng chi phí vật liệu và hàn. Trong phạm vi bài báo này, chúng ta giới hạn việc thiết kế vùng cứng nút khung theo phương pháp thứ nhất nghĩa là gia cường bằng cách hàn bản thép vào vách cột sao cho khu vực vùng cứng nút khung không bị chảy. Lúc này hiệu ứng cắt của vùng cứng nút khung có thể bỏ qua và việc mô hình kết cấu có thể làm gần đúng bằng cách sử dụng khoảng cách giữa các cầu kiện là tìm đến tìm.



Hình 1. Mô hình vùng cứng nút khung

Chiều dày bản thép gia cường được xác định từ công thức (1), (2) và (3) như sau:

$$t_{plate} = \frac{F_{panel}}{0,60F_y d_c} - t_w \text{ khi } P_r \leq 0,40P_y \quad (3a)$$

$$t_{plate} = \frac{F_{panel}}{0,60F_y d_c \left(1,4 - \frac{P_r}{P_y}\right)} - t_w \text{ khi } P_r > 0,40P_y \quad (3b)$$

### 3. Thiết lập bài toán tối ưu

#### 3.1. Hàm tối ưu

Hàm tối ưu là tổng giá thành của vật liệu thép làm dầm, cột và chi phí gia cường khu vực vùng cứng nút khung. Nếu như giá thành của dầm và cột có thể xác định đơn giản bằng cách xem rằng chỉ bao gồm giá thành vật liệu cấu tạo nên dầm, cột thì chi phí gia cường khu vực vùng cứng nút khung xác định khá phức tạp bao gồm cả chi phí vật liệu thép gia cường và chi phí hàn bản thép gia cường vào vách cột. Chi phí hàn bao gồm chi phí vật liệu và chi phí nhân công chỉ có thể xác định một cách chính xác dựa trên giá thành tại địa điểm xây dựng công trình cụ thể. Trong nghiên cứu này, để xây dựng hàm tối ưu ta có thể sử dụng đơn giá vật liệu và nhân công tại thị trường Mỹ như một cách minh họa. Trong thực tế, tùy thuộc vào giá thành tại công trường mà người kỹ sư có thể xây dựng lại hàm tối ưu theo trình tự tương tự như trình bày dưới đây.

Đơn giá vật liệu tại Mỹ tại thời điểm hiện nay như sau [12]: đơn giá vật liệu thép khoảng 0,8 USD/kg, chi phí hàn bao gồm cả vật liệu và nhân công khoảng 40 USD cho 1 m chiều dài đường hàn

có chiều cao 4 mm. Điều này có nghĩa rằng chi phí hàn với đường hàn cao 4 mm có thể quy đổi tương đương với  $(50 \times \text{chiều dài đường hàn})$  kg của vật liệu thép. Bên cạnh đó, trong thực tế mối quan hệ giữa chiều cao đường hàn và chi phí hàn không tuyến tính. Tuy nhiên, để đơn giản hóa chúng ta sẽ giả thiết rằng mối quan hệ này là tuyến tính trong bài báo này. Với chiều cao đường hàn chính bằng chiều dày của tấm thép gia cường, hàm tối ưu có thể thiết lập như sau [12]:

$$\min \quad T(\mathbf{X}) = \rho \sum_{i=1}^{nm} \left( A(x_i) \sum_{q=1}^{n_i} L_q \right) + \sum_{j=1}^{np} (25000 \times t_j \times (h_j + b_j) + 7850 \times t_j \times h_j \times b_j) \quad (4)$$

$$\mathbf{X} = (x_1, x_2, \dots, x_{nm}), \quad x_i \in [1, UB_i]$$

trong đó  $T(\mathbf{X})$  là tổng khối lượng của kết cấu được đơn giản hóa từ hàm tổng giá thành của kết cấu bằng cách bỏ đi tham số đơn giá vật liệu thép;  $\rho$  là khối lượng riêng của thép,  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ ;  $nm$  là số biến thiết kế, chính là số loại tiết diện của dầm và cột trong kết cấu;  $x_i$  là số tự nhiên trong khoảng  $[1, UB_i]$  thể hiện cho vị trí của biến thứ  $i$  trong danh mục tiết diện cho trước;  $UB_i$  là số loại tiết diện chữ I dùng cho biến thứ  $i$ ;  $n_i$  là số lượng phần tử trong nhóm dầm, cột có chung một loại tiết diện thứ  $i$ ;  $A(x_i)$  là diện tích tiết diện của biến thứ  $i$ ;  $L_q$  là chiều dài thành viên thứ  $q$  của nhóm phần tử thứ  $i$ ;  $t_j, h_j$  và  $b_j$  lần lượt là chiều dày, chiều cao và chiều rộng của bản thép tăng cường tại vùng cứng nút khung thứ  $j$  có đơn vị là (m);  $np$  là số vùng cứng nút khung cần phải gia cường. Chi tiết cách thiết lập công thức (4) có thể xem trong tài liệu [12].

### 3.2. Các điều kiện ràng buộc

Điều kiện ràng buộc về cấu tạo bao gồm các quy định tại các vị trí nối giữa các đoạn cột thì chiều cao đoạn cột phía trên không được lớn hơn đoạn cột phía dưới. Bên cạnh đó, tại vị trí liên kết giữa dầm và cột thì bề rộng bản cánh của dầm không được lớn hơn bề rộng bản cánh của cột mà nó liên kết vào. Trong trường hợp nếu dầm liên kết vào vách cột thì chiều rộng bản cánh dầm không được lớn hơn chiều cao của vách cột. Các điều kiện này được công thức hóa như sau:

$$C_{i,1}^{con}(\mathbf{X}) = \left( \frac{D_c^{uppercolumn}}{D_c^{lowercolumn}} \right)_i - 1 \leq 0, \quad i = 1, \dots, n_{c-c} \quad (5a)$$

$$C_{i,2}^{con}(\mathbf{X}) = \left( \frac{b_{bf}}{b_{cf}} \right)_i - 1 \leq 0, \quad i = 1, \dots, n_{b-c1} \quad (5b)$$

$$C_{i,3}^{con}(\mathbf{X}) = \left( \frac{b_{bf2}}{T_c} \right)_i - 1 \leq 0, \quad i = 1, \dots, n_{b-c2} \quad (5c)$$

trong đó  $n_{c-c}$  là số lượng nối giữa cột với cột;  $n_{b-c1}$  là số lượng nối giữa dầm với cột mà ở đó dầm được nối với bản cánh của cột;  $n_{b-c2}$  là số lượng nối giữa dầm với vách cột;  $D_c^{uppercolumn}$  và  $D_c^{lowercolumn}$  là chiều cao của đoạn cột phía trên và phía dưới ở một liên kết giữa cột và cột;  $b_{cf}$  và  $b_{bf}$  là chiều rộng bản cánh của cột và dầm tại liên kết giữa dầm vào bản cánh cột;  $b_{bf2}$  là chiều rộng bản biên dầm và  $T_c$  là chiều cao của vách cột tại liên kết dầm và vách cột.

Điều kiện ràng buộc về cường độ được xét đến tương ứng với các tổ hợp tải trọng cường độ. Khác với các phương pháp thiết kế truyền thống, phương pháp phân tích trực tiếp cho phép ước lượng khả năng chịu tải của toàn bộ công trình mà không cần phải đánh giá sự an toàn của từng cấu kiện riêng lẻ. Do đó, điều kiện ràng buộc về cường độ khi áp dụng phân tích trực tiếp được biểu diễn theo công thức sau:

$$C_j^{str}(\mathbf{X}) = 1 - \frac{R_j}{S_j} \leq 0, \quad j = 1, \dots, n_{str} \quad (6)$$

trong đó  $R_j$  và  $S_j$  tương ứng là khả năng chịu tải của kết cấu và tác động tải trọng tương ứng với tổ hợp tải trọng cường độ thứ  $j$ ;  $n_{str}$  là số lượng tổ hợp tải trọng cường độ được xem xét. Trong công thức (6) tỉ lệ  $R_j/S_j$  chính là hệ số chịu tải của kết cấu.

Điều kiện ràng buộc về chuyển vị được xét đến tương ứng với các tổ hợp tải trọng sử dụng được biểu diễn như sau:

$$C_k^{drif}(\mathbf{X}) = \left| \frac{D_k}{D_k^u} \right| - 1 \leq 0, \quad j = 1, \dots, n_{str}, \quad k = 1, \dots, n_{ser} \quad (7a)$$

$$C_k^{int,l}(\mathbf{X}) = \left| \frac{d_k^l}{d_k^{u,l}} \right| - 1 \leq 0, \quad l = 1, \dots, n_{story}, \quad k = 1, \dots, n_{ser} \quad (7b)$$

trong đó  $D_k$  và  $D_k^u$  lần lượt là độ lệch ngang của đỉnh công trình và giới hạn cho phép của nó tương ứng với tổ hợp sử dụng thứ  $k$ ;  $d_k^l$  và  $d_k^{u,l}$  là chuyển vị lệch tầng của tầng thứ  $l$  và giá trị cho phép của nó;  $n_{story}$  là số tầng của công trình;  $n_{ser}$  là số tổ hợp tải trọng sử dụng được xét.

### 3.3. Phương pháp hàm phạt

Bài toán tối ưu có điều kiện ràng buộc trình bày ở trên được chuyển đổi về bài toán tối ưu không có điều kiện ràng buộc bằng cách áp dụng phương pháp hàm phạt thể hiện bằng công thức sau:

$$T_{uncons}(\mathbf{X}) = \left( \rho \sum_{i=1}^{nm} \left( A(x_i) \sum_{q=1}^{n_i} L_q \right) \right) \times (1 + \alpha_{con}\beta_1 + \alpha_{str}\beta_2 + \alpha_{ins}\beta_3) \\ + \left( \sum_{j=1}^{np} (25000 \times t_j \times (h_j + b_j) + 7850 \times t_j \times h_j \times b_j) \right) \quad (8a)$$

trong đó:

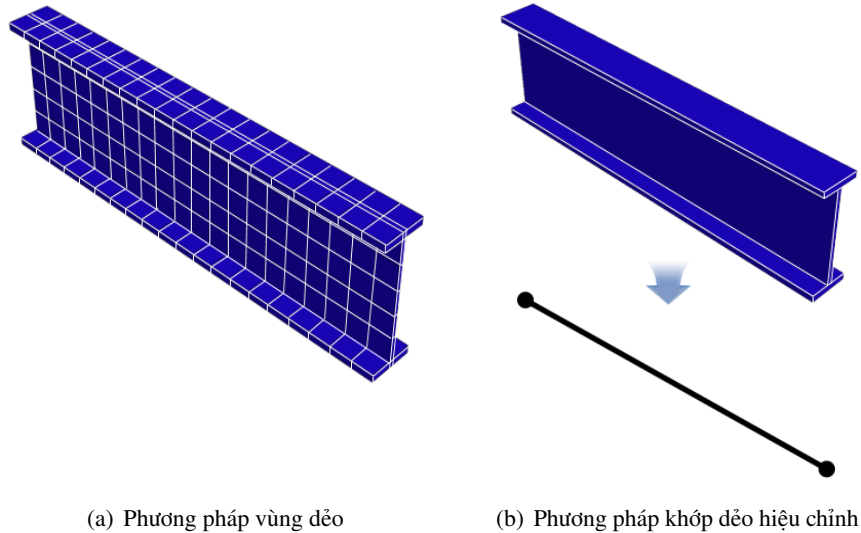
$$\beta_1 = \sum_{j=1}^{n_{con}} (\max(C_{i,1}^{con}, 0) + \max(C_{i,2}^{con}, 0) + \max(C_{i,3}^{con}, 0)) \\ \beta_2 = \sum_{j=1}^{n_{str}} (\max(C_j^{str}, 0)) \quad (8b) \\ \beta_3 = \sum_{k=1}^{n_{ser}} \left( \max(C_k^{drift}, 0) + \sum_{l=1}^{n_{story}} \max(C_k^{int,l}, 0) \right)$$

với  $\alpha_{con}$ ,  $\alpha_{str}$  và  $\alpha_{ins}$  là các tham số phạt tương ứng với các điều kiện ràng buộc về cấu tạo, cường độ và chuyển vị. Các tham số này được lấy giá trị rất lớn nhằm làm cho các thiết kế vi phạm điều kiện ràng buộc sẽ có hàm mục tiêu với giá trị rất lớn và do đó sẽ bị loại bỏ. Trong nghiên cứu này các tham số phạt được lấy bằng 10000.

## 4. Phương pháp phân tích trực tiếp kết cấu khung thép có liên kết nửa cứng

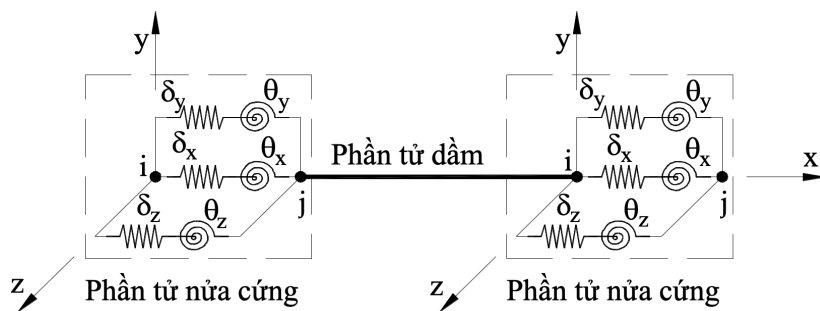
Để mô hình hóa kết cấu khung thép trong các phương pháp phân tích trực tiếp một cách thông dụng nhất ta có thể sử dụng các phương pháp vùng dẻo hay phần tử hữu hạn truyền thống trong đó các cấu kiện được chia thành rất nhiều phần tử nhỏ theo cả chiều dọc và tiết diện ngang. Phương pháp này cho kết quả sát với thực tế và thường được xem như là phương pháp chính xác tuy nhiên thời gian tính toán lại quá lâu nên thường chỉ áp dụng cho các cấu kiện nhỏ hoặc sử dụng trong nghiên cứu. Để

giải quyết vấn đề này, trong bài báo này phương pháp khớp dẻo hiệu chỉnh do Waifah Chen xây dựng và được phát triển bởi nhiều nhà nghiên cứu khác [20–26] được sử dụng. Trong phương pháp này, các phần tử được đơn giản hóa với giả thiết là chỉ chịu chảy dẻo tại 2 đầu với chiều dài vùng dẻo = 0 và phần tử thanh ở giữa vẫn biến dạng đàn hồi. Mô hình các loại phần tử được minh họa trong Hình 2.



Hình 2. Mô hình phần tử

Để xét đến hiệu ứng  $P-\delta$ , các hàm ổn định xây dựng bởi Chen và Lui [22] được áp dụng. Hiệu ứng phi tuyến vật liệu trong trường hợp phần tử chịu lực dọc trục được xét đến bằng cách sử dụng mô đun tiếp tuyến CRC [23]. Trong trường hợp phần tử chịu cả lực dọc trục và uốn, mô hình giảm độ cứng cho khớp dẻo do Kim và Choi xây dựng được áp dụng [25] với mô hình mặt chảy do Orbison và cs. [27] đề xuất. Chi tiết xây dựng phần tử khớp dẻo hiệu chỉnh cho khung thép có thể tham khảo trong tài liệu [21].



Hình 3. Mô hình liên kết nửa cứng

Mỗi liên kết nửa cứng của kết cấu khung thép được mô hình như một phần tử có chiều dài bằng 0 (zero-length element model) do Ngo và cs. [28] đề xuất. Ưu điểm của mô hình này là ma trận độ cứng của phần tử nửa cứng có dạng giống như ma trận độ cứng của phần tử dầm-cột trình bày ở trên. Do đó, việc tích hợp ma trận độ cứng của các phần tử khá dễ dàng. Trong mô hình trên, mỗi liên kết nửa cứng được xem có chiều dài bằng 0 kết nối một phần tử dầm với một phần tử cột thông qua 6 lò xo với 3 lò xo biến dạng thẳng và 3 lò xo biến dạng uốn như trình bày trên Hình 3. Kết quả thí nghiệm

cho thấy các liên kết nửa cứng chỉ có mối quan hệ giữa mô men uốn và góc xoay là phi tuyến. Do đó, các lò xo biến dạng thẳng được giả sử có độ cứng rất lớn (hầu như không biến dạng thẳng). Các lò xo biến dạng uốn thể hiện ứng xử phi tuyến của liên kết nửa cứng thông qua mối quan hệ phi tuyến giữa mô men uốn và góc xoay của liên kết. Mối quan hệ phi tuyến này được mô tả bằng việc áp dụng phương trình 3 tham số của Chen và Kishi [29] như sau:

$$M = \frac{R_{ki} |\theta_r|}{\left[ 1 + \left( |\theta_r| / \left( \frac{M_u}{R_{ki}} \right) \right)^n \right]^{1/n}} \quad (9)$$

trong đó  $M$  và  $\theta_r$  tương ứng là mô men và góc xoay của liên kết nửa cứng;  $M_u$ ,  $R_{ki}$  và  $n$  được gọi là 3 tham số của phương trình được xác định dựa trên kết quả thí nghiệm đối với các loại liên kết khác nhau với  $M_u$  là khả năng chịu uốn của liên kết,  $R_{ki}$  là độ cứng ban đầu của liên kết,  $n$  là tham số hình dạng. Chi tiết cách xây dựng phần tử nửa cứng này có thể tham khảo trong tài liệu [28].

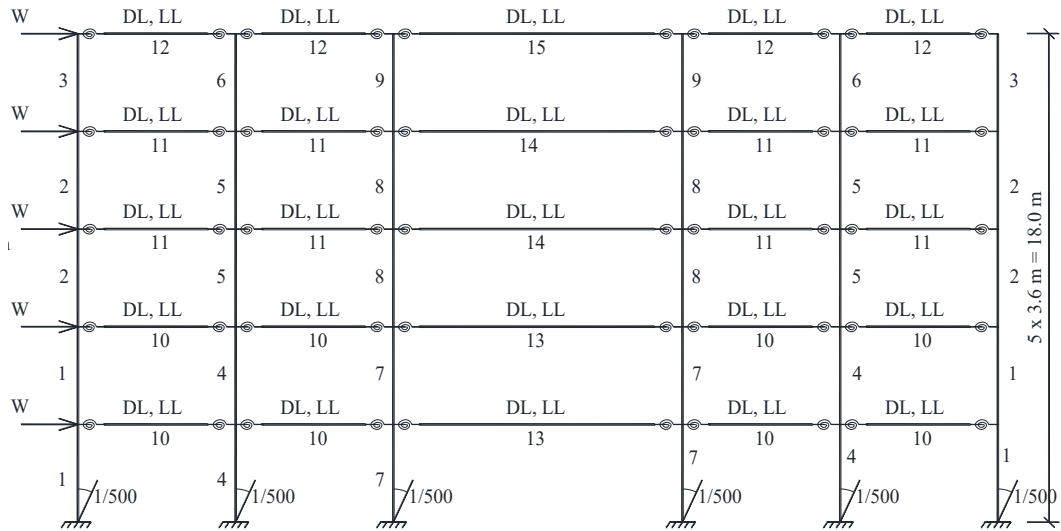
## 5. Thuật toán tiến hóa vi phân cải tiến

Để giải bài toán tối ưu trên, thuật toán tiến hóa vi phân (DE) cải tiến do Ha và cs. [12], tên là mEpDE, được sử dụng. So với thuật toán DE thông thường, mEpDE có nhiều cải tiến quan trọng như là: (1) Sử dụng một chiến lược đột biến mới dựa trên việc chọn lọc ngẫu nhiên trong  $p\%$  cá thể tốt nhất của quần thể; (2) Xây dựng một kỹ thuật đánh giá liên tục, tên là MCT, nhằm so sánh hàm mục tiêu giữa cá thể mới và cá thể hiện tại trong quần thể nhằm giảm thiểu đáng kể số lần thực hiện phân tích kết cấu; (3) Đề xuất kỹ thuật lựa chọn cá thể tiềm năng (Promising Individual Method, PIM) nhằm tìm kiếm cá thể có khả năng tốt hơn cá thể hiện tại trong quần thể. Chi tiết thuật toán mEpDE có thể tham khảo trong tài liệu [12]. Trong tài liệu [12], hiệu quả của thuật toán mEpDE cho bài toán tối ưu kết cấu khung thép được các tác giả thể hiện thông qua việc so sánh với nhiều thuật toán mới và mạnh. Do vậy, trong bài báo này chúng tôi không đánh giá so sánh tính hiệu quả của thuật toán mEpDE với các thuật toán tối ưu khác.

## 6. Tối ưu khung thép phẳng 5 nhịp 5 tầng có liên kết nửa cứng

Xét khung phẳng 5 tầng 5 nhịp với 30 cột, 25 dầm và 25 khu vực vùng cứng nút khung có kích thước như trên Hình 4 [12]. Độ lệch tầng ban đầu là 1/500. Giả thiết toàn bộ khung sử dụng 1 loại liên kết nửa cứng có các tham số là  $M_u = 5,160\text{E}+07$  N.mm,  $R_{ki} = 1,107\text{E}+10$  N.mm/rad và  $n = 1,307$ . Vật liệu thép sử dụng là A992 có mô đun đàn hồi  $E = 200$  GPa và cường độ chảy  $F_y = 344,7$  MPa. Khối lượng riêng của vật liệu thép là  $7.850$  kg/m<sup>3</sup>. Tải trọng tác động lên khung gồm có tĩnh tải  $DL = 35$  kN/m, hoạt tải  $LL = 25$  kN/m tác dụng lên toàn bộ các dầm. Tải trọng gió tác động lên các tầng là  $W = 28$  kN.

Khung gồm 30 cột, 25 dầm được chia thành 15 nhóm biến thiết kế như ký hiệu trên hình. Hàm tối ưu là tổng trọng lượng của khung được thể hiện trong công thức (4). Tiết diện của dầm và cột được sử dụng trong thư viện tiết diện W điển hình của AISC-LRFD trong đó 267 tiết diện từ W10-W44 dùng cho dầm và 158 tiết diện W12, W14, W18, W21, W24 và W27 dùng cho cột. Điều này có nghĩa kết cấu khung có trên  $2,22\text{E}+34$  khả năng xảy ra. Hai tổ hợp tải trọng cường độ và 1 tổ hợp tải trọng sử dụng được xem xét là  $(1,2DL + 1,6LL)$ ,  $(1,2DL + 1,6W + 0,5LL)$  và  $(1,0DL + 0,7W + 0,5LL)$ . Điều kiện ràng buộc về chuyển vị là độ lệch tầng không vượt quá  $h/400$  với  $h$  là chiều cao tầng. Như vậy, bài toán tối ưu có tổng cộng 21 điều kiện ràng buộc với 18 điều kiện ràng buộc về cấu tạo, 2 về cường độ và 1 về sử dụng. Bốn loại chiều dày được sử dụng cho bản gia cường tại vùng cứng nút khung là 3/16 inches (4,7625 mm), 3/8 inches (9,525 mm), 5/8 inches (15,875 mm), and 1 inches (25,4 mm).



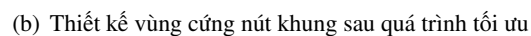
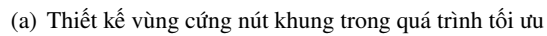
Hình 4. Khung thép phẳng 5 nhịp 5 tầng

Các tham số sử dụng cho thuật toán mEpDE là: số lượng cá thể trong quần thể = 25, số vòng tiến hóa lớn nhất = 4000;  $A = 1,0$ ;  $B = 1,0$ ; hệ số khuếch đại  $F = 0,7$ ; hệ số lai ghép CR lấy ngẫu nhiên trong đoạn  $(0; 1)$ . Điều kiện hội tụ là khi hàm mục tiêu không thay đổi trong 1000 vòng tiến hóa liên tiếp hoặc khi số vòng tiến hóa đạt đến giá trị lớn nhất (4000). Chương trình tối ưu được xây dựng bằng ngôn ngữ lập trình FORTRAN trong đó phần mềm PAAP [28] được sử dụng để thực hiện các phân tích phi tuyến tính phi đàn hồi của kết cấu khung thép có liên kết nửa cứng.

Để đánh giá ảnh hưởng của việc thiết kế vùng cứng nút khung trong quá trình tối ưu, hai trường hợp được xem xét để so sánh là: (1) Xét thiết kế vùng cứng nút khung trong quá trình tối ưu và (2) Thiết kế vùng cứng nút khung sau khi tối ưu. Kết quả thiết kế tối ưu tốt nhất được trình bày trong Bảng 1. Kết quả cho thấy rằng, trường hợp 2 có khối lượng dầm và cột là 14112 kg nhỏ hơn rất

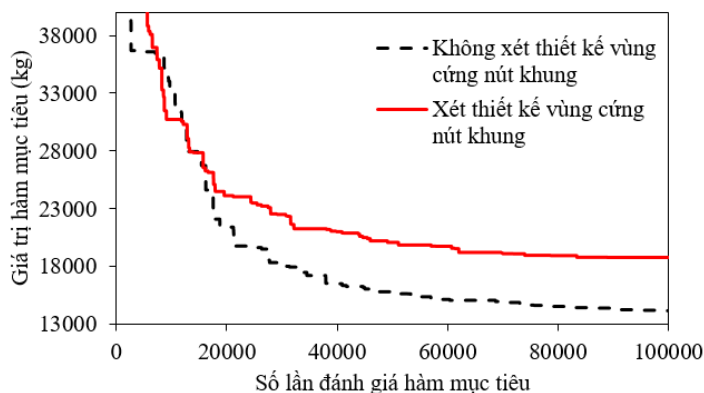
Bảng 1. Thiết kế tối ưu tốt nhất cho khung 5 tầng 5 nhịp

| Nhóm phần tử của thiết kế tốt nhất        | Thiết kế panel trong quá trình tối ưu | Thiết kế panel sau quá trình tối ưu |
|-------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 1                                         | W18×35                                | W14×26                              |
| 2                                         | W14×30                                | W14×22                              |
| 3                                         | W12×30                                | W12×26                              |
| 4                                         | W21×73                                | W14×38                              |
| 5                                         | W21×50                                | W14×22                              |
| 6                                         | W21×50                                | W12×26                              |
| 7                                         | W27×114                               | W21×62                              |
| 8                                         | W24×62                                | W21×48                              |
| 9                                         | W24×55                                | W12×40                              |
| 10                                        | W14×22                                | W14×22                              |
| 11                                        | W16×26                                | W14×22                              |
| 12                                        | W16×26                                | W16×26                              |
| 13                                        | W21×50                                | W21×55                              |
| 14                                        | W21×50                                | W21×50                              |
| 15                                        | W24×55                                | W24×55                              |
| Khối lượng dầm, cột (kg)                  | 17.828                                | 14.112                              |
| Chi phí cho gia cường panel (kg)          | 986                                   | 10.915                              |
| Tổng chi phí (kg)                         | 18.814                                | 25.027                              |
| Số lần phân tích kết cấu/số vòng tiến hóa | 17.841/4.000                          | 10.180/4.000                        |



72

nhiều so với trường hợp 1 là 17.828 kg. Tuy nhiên, khi xét thêm cả chi phí gia cường panel, tổng khối lượng của cả hệ khung trong trường hợp 1 chỉ là 18.814 kg nhỏ hơn rất nhiều so với trường hợp 2 là 25.027 kg. Hình 5 thể hiện chi tiết thiết kế gia cường panel cho 2 trường hợp. Ta có thể nhận thấy rằng trong trường hợp 1 do chi phí gia cường panel được xét đến trong quá trình tối ưu thiết kế tối ưu có xu hướng sử dụng cột có kích thước lớn hơn nhằm giảm số lượng cũng như kích thước các vùng cứng nút khung được gia cường. Trong khi đó, trong trường hợp 2 thiết kế gia cường vùng cứng nút khung không được xét đến trong quá trình tối ưu nên mục tiêu của quá trình này là cố gắng giảm thiểu tối đa tiết diện của cả dầm và cột. Điều này dẫn đến nhiều khu vực vùng cứng nút khung cần phải gia cường làm cho chi phí gia cường vùng cứng nút khung tăng lên đáng kể dẫn đến tổng chi phí cả công trình tăng lên. Kết quả này cho thấy, thiết kế gia cường vùng cứng nút khung cần phải xem xét trong quá trình tối ưu nhằm đạt được thiết kế tối ưu tốt nhất. Ngoài ra, Hình 6 trình bày đường cong hội tụ hàm mục tiêu của bài toán tối ưu trong hai trường hợp.



Hình 6. Đường hội tụ hàm mục tiêu của bài toán tối ưu

## 7. Kết luận

Nghiên cứu này giới thiệu bài toán tối ưu khung thép có liên kết nửa cứng xét đến thiết kế gia cường vùng cứng nút khung. Hàm mục tiêu là tối thiểu hóa tổng giá thành của dầm, cột và chi phí gia cường vùng cứng nút khung được đơn giản hóa thành hàm tổng khối lượng. Các điều kiện ràng buộc của bài toán tối ưu gồm điều kiện về cấu tạo, cường độ và sử dụng. Phương pháp phân tích trực tiếp được sử dụng trong đánh giá điều kiện ràng buộc về cường độ và sử dụng nhằm xét đến các yếu tố phi tuyến hình học, vật liệu của dầm, cột và ứng xử phi tuyến của liên kết nửa cứng. Kết quả thiết kế tối ưu khung thép phẳng 5 tầng 5 nhịp cho thấy việc thiết kế gia cường vùng cứng nút khung ngay trong quá trình tối ưu là cần thiết do kết quả tìm được không những sát với thực tế mà còn tốt hơn so với bài toán tối ưu thông thường.

## Tài liệu tham khảo

- [1] Stelmack, T. W., Marley, M. J., Gerstle, K. H. (1986). [Analysis and tests of flexibly connected steel frames](#). *Journal of Structural Engineering*, 112(7):1573–1588.
- [2] Elnashai, A. S., Elghazouli, A. Y. (1994). [Seismic behaviour of semi-rigid steel frames](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 29(1-3):149–174.
- [3] Krishnamurthy, N. (1978). A fresh look at bolted end-plate behavior and design. *Engineering Journal*, 15(2).

- [4] Chen, W. F., Goto, Y., Liew, J. Y. R. (1996). *Stability design of semi-rigid frames*. John Wiley & Sons.
- [5] Truong, V.-H., Nguyen, P.-C., Kim, S.-E. (2017). [An efficient method for optimizing space steel frames with semi-rigid joints using practical advanced analysis and the micro-genetic algorithm](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 128:416–427.
- [6] Truong, V. H., Kim, S.-E. (2017). [An efficient method for reliability-based design optimization of nonlinear inelastic steel space frames](#). *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 56(2):331–351.
- [7] Truong, V.-H., Kim, S.-E. (2017). [An efficient method of system reliability analysis of steel cable-stayed bridges](#). *Advances in Engineering Software*, 114:295–311.
- [8] Truong, V.-H., Kim, S.-E. (2018). [A robust method for optimization of semi-rigid steel frames subject to seismic loading](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 145:184–195.
- [9] Truong, V.-H., Kim, S.-E. (2018). [Reliability-based design optimization of nonlinear inelastic trusses using improved differential evolution algorithm](#). *Advances in Engineering Software*, 121:59–74.
- [10] Ha, M.-H., Vu, Q.-A., Truong, V.-H. (2018). [Optimum design of stay cables of steel cable-stayed bridges using nonlinear inelastic analysis and genetic algorithm](#). *Structures*, 16:288–302.
- [11] Vu, Q.-V., Truong, V.-H., Papazafeiropoulos, G., Graciano, C., Kim, S.-E. (2019). [Bend-buckling strength of steel plates with multiple longitudinal stiffeners](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 158:41–52.
- [12] Ha, M.-H., Vu, Q.-V., Truong, V.-H. (2020). [Optimization of nonlinear inelastic steel frames considering panel zones](#). *Advances in Engineering Software*, 142:102771.
- [13] Hung, T. V., Viet, V. Q., Thuat, D. V. (2019). [A deep learning-based procedure for estimation of ultimate load carrying of steel trusses using advanced analysis](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)-NUCE*, 13(3):113–123.
- [14] Truong, V.-H., Papazafeiropoulos, G., Pham, V.-T., Vu, Q.-V. (2019). [Effect of multiple longitudinal stiffeners on ultimate strength of steel plate girders](#). *Structures*, 22:366–382.
- [15] Kim, S.-E., Truong, V.-H. (2020). [Reliability evaluation of semirigid steel frames using advanced analysis](#). *Journal of Structural Engineering*, 146(5):04020064.
- [16] Brandonisio, G., De Luca, A., Mele, E. (2012). [Shear strength of panel zone in beam-to-column connections](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 71:129–142.
- [17] Tuna, M., Topkaya, C. (2015). [Panel zone deformation demands in steel moment resisting frames](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 110:65–75.
- [18] AISC-LRFD (1999). *Manual of steel construction, load and resistance factor design*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [19] Liew, J. R., Chen, W.-F. (1995). [Analysis and design of steel frames considering panel joint deformations](#). *Journal of Structural Engineering*, 121(10):1531–1540.
- [20] Liew, J. Y. R., Chen, W. F., Chen, H. (2000). [Advanced inelastic analysis of frame structures](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 55(1-3):245–265.
- [21] Thai, H.-T., Kim, S.-E. (2011). [Practical advanced analysis software for nonlinear inelastic dynamic analysis of steel structures](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3):453–461.
- [22] Chen, W. F., Lui, E. M. (1987). *Structural stability: theory and implementation*. Elsevier Amsterdam.
- [23] Chen, W.-F., Lui, E. M. (1992). *Stability design of steel frames*. CRC press.
- [24] 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.
- [25] Chen, W.-F., Kim, S.-E., Choi, S.-H. (2001). [Practical second-order inelastic analysis for threedimensional steel frames](#). *Steel Structures*, 1(3):213–223.
- [26] Kim, S.-E., Uang, C.-M., Choi, S.-H., An, K.-Y. (2006). [Practical advanced analysis of steel frames considering lateral-torsional buckling](#). *Thin-Walled Structures*, 44(7):709–720.
- [27] 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.
- [28] Ngo, H.-C., Nguyen, P.-C., Kim, S.-E. (2012). [Second-order plastic-hinge analysis of space semi-rigid steel frames](#). *Thin-Walled Structures*, 60:98–104.
- [29] Chen, W.-F., Kishi, N. (1989). [Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling](#). *Journal of Structural Engineering*, 115(1):105–119.