

PHƯƠNG PHÁP TIỀN TIẾN CHO PHÂN TÍCH PHI TUYẾN KẾT CẤU DẦM LIÊN HỢP

Hồ Ngọc Khoa^a, Nguyễn Mạnh Hùng^b, Vũ Chí Công^{a,*}

^aKhoa Xây dựng Dân dụng & Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

^bKhoa Xây dựng, Đại học Vinh, 182 Lê Duẩn, Bến Thủy, Thành phố Vinh, Nghệ An, Việt Nam

Nhận ngày 29/11/2023, Sửa xong 24/04/2024, Chấp nhận đăng 06/5/2024

Tóm tắt

Một phương pháp tiên tiến mới hợp nhất hàm ổn định và mô hình dẻo phân tán (fiber) đã được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran để tiên đoán ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp thép bê tông chịu tải trọng tĩnh. Lợi thế của phương pháp này là khả năng phân tích chính xác ứng xử phi tuyến chỉ với một hoặc hai phần tử trên cấu kiện, điều này giúp cải thiện đáng kể thời gian phân tích mô hình. Ngoài ra, hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng cũng được xem xét. Thuật toán GDC (Generalized Displacement Control) với khả năng phân tích sau điểm cực hạn sẽ được sử dụng để giải các phương trình cân bằng phi tuyến thay thế cho thuật toán Newton-Raphson truyền thống. Ma trận độ cứng của phần tử được tích phân thông qua khung tích phân số Gauss-Lobatto trong khi ảnh hưởng phi tuyến hình học P- δ và P- Δ được xem xét bằng hàm ổn định và ma trận hình học tương ứng. Độ tin cậy và tính chính xác của phương pháp đề xuất được kiểm chứng thông qua việc so sánh kết quả phân tích với kết quả thí nghiệm và kết quả từ chương trình Abaqus. Kết quả thu được chứng minh rằng phương pháp đề xuất không chỉ chính xác mà còn cải thiện đáng kể thời gian tính toán và có khả năng xem xét hiện tượng mất ổn định cục bộ ở bản bụng. Do đó, phương pháp mới này sẽ cung cấp một công cụ mới cho thực hành thiết kế dầm liên hợp.

Từ khóa: phân tích tiên tiến; dầm liên hợp; hàm ổn định; mất ổn định cục bộ; thuật toán GDC.

AN ADVANCED METHOD FOR NONLINEAR INELASTIC ANALYSIS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAM

Abstract

A new advanced method combining stability function and distributed plasticity (fiber) model has been developed using Fortran programming language to predict the nonlinear inelastic behavior of steel-concrete composite beams under static loading. The main advantage of this method is its ability to accurately analyze nonlinear behavior with only one or two elements per member, significantly improving analysis time. Additionally, local buckling in the web is also considered. The Generalized Displacement Control (GDC) algorithm, capable of analyzing beyond the limit point, will be used to solve the nonlinear equilibrium equations instead of the traditional Newton-Raphson algorithm. The element stiffness matrix is integrated through the Gauss-Lobatto numerical integration framework, while the nonlinear geometric effects P- Δ and P- δ are considered using stability functions and the corresponding geometric matrix. The reliability and accuracy of the proposed method are verified by comparing the analysis results with experimental data and results from the Abaqus program. The obtained results demonstrate that the proposed method is not only accurate but also significantly improves computational efficiency and has the capability to address local buckling phenomena in the web. Therefore, this new method will provide a novel tool for practical composite beam design.

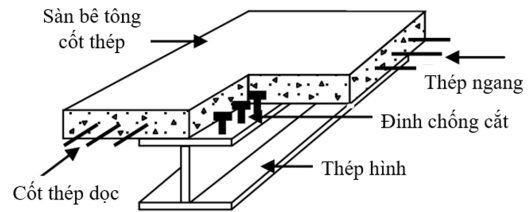
Keywords: advanced analysis; composite girder; stability function; local buckling; Generalized Displacement Control algorithm.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(2V\)-04](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(2V)-04) © 2024 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: congvc@huce.edu.vn (Công, V. C.)

1. Giới thiệu

Kết cấu dầm liên hợp thép bê tông được sử dụng rộng rãi trong xây dựng nhà và cầu. Lợi thế của kết cấu này là nó có cường độ và độ bền cao, trọng lượng bản thân thấp, và thuận tiện cho quá trình xây lắp. Kết cấu dầm liên hợp bao gồm sàn bê tông cốt thép, thép hình và đỉnh chịu cắt, như Hình 1. Khả năng chịu uốn của dầm liên hợp thường bị ảnh hưởng bởi: (1) cường độ của thép và bê tông [1, 2]; (2) hiện tượng oằn xoắn ngang

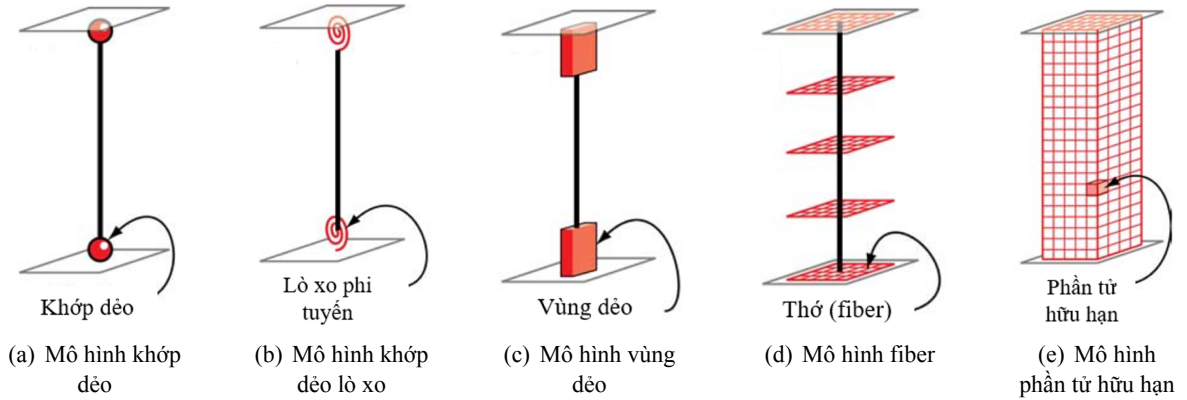


Hình 1. Cấu tạo của dầm liên hợp thép bê tông

[3, 4]; (3) mức độ tương tác giữa sàn và thép hình [5, 6]. Dưới tác dụng của mô men dương, bản cánh dưới của thép hình sẽ chịu kéo trong khi bản cánh trên thường chịu nén. Trong trường hợp này, sự mất ổn định cục bộ của bản cánh trên khó có thể xảy ra do có sự ràng buộc của kết cấu sàn nằm trên nó. Do đó, nếu sự mất ổn định cục bộ xảy ra thì có khả năng nó sẽ xuất hiện ở bản bụng thép hình. Nhiều nghiên cứu thực nghiệm đã được tiến hành để điều tra ứng xử uốn của dầm liên hợp như [7, 8] cho dầm đơn giản và [9, 10] cho dầm liên tục. Mặc dù ứng xử của dầm liên hợp có thể được quan sát một cách chính xác thông qua thí nghiệm, nhưng nó lại đắt, tốn thời gian và không thể thực hiện cho nhiều tình huống. Do đó, mô phỏng số sẽ là một lựa chọn thay thế hiệu quả để nghiên cứu ứng xử của dầm liên hợp.

Cho đến nay, các phương pháp số sử dụng để nghiên cứu ứng xử của dầm liên hợp có thể chia làm hai dạng chính: (1) sử dụng các gói phần mềm thương mại sẵn có; và (2) phát triển code riêng. Trong hướng tiếp cận thứ nhất, các phần mềm thương mại như Abaqus, Ls-dyna và Ansys thường được sử dụng. Có thể thấy, phần tử sử dụng trong các gói phần mềm thương mại để mô phỏng dầm liên hợp thường là phần tử khối (solid) và phần tử vỏ (shell), như được thể hiện trong mô hình thứ 5, Hình 2(e). Ở mức độ cơ bản, mô hình này có thể cho phép mô phỏng một cách linh hoạt, nhưng nó cũng gây ra những khó khăn về việc hiệu chỉnh các tham số và thời gian phân tích dài [11]. Bên cạnh đó, hiện tượng mất ổn định cục bộ của bản bụng dầm thép hình đã chưa được nghiên cứu. Do đó, tiếp cận theo hướng thứ hai có thể được thực hiện và nghiên cứu này sẽ phát triển một phương pháp tiên tiến mới cho phép phân tích phi tuyến dầm liên hợp với thời gian phân tích ít hơn đáng kể các phần mềm thương mại và có thể xem xét hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng. Trong khi đó tiếp cận thứ hai có thể được thực hiện thông qua mô hình từ 1 đến 4, Hình 2(a)–(d). Có thể thấy các mô hình dầm tập trung không thể xem xét sự lan tỏa dầm ở các mặt cắt giữa dầm và sự lan tỏa dầm dọc dầm. Để tránh điều này, mô hình dầm cột fiber (mô hình thớ) sẽ được sử dụng, Hình 2(d). Trong mô hình fiber này, mặt cắt tại các điểm tích phân sẽ được chia thành nhiều thớ nhỏ (fiber), mối quan hệ ứng suất – biến dạng sẽ được theo dõi một cách rõ ràng trong suốt quá trình phân tích và từ đó, sự phân bố dầm trên mặt cắt và dọc dầm sẽ được quan sát. Cần chú ý ở đây việc sử dụng mô hình dầm phân tán sẽ cho phép xem xét phi tuyến vật liệu trong dầm, tuy nhiên, khi một kết cấu dầm chịu lực, cả hai nguồn phi tuyến chính bao gồm phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu sẽ có thể xuất hiện. Với nguồn phi tuyến hình học, nó có thể được xem xét bằng việc sử dụng hoặc là hàm nội suy chuyển vị như trong phương pháp phần tử hữu hạn hoặc bằng hàm ổn định [12]. Vì hàm nội suy chuyển vị được hình thành dựa vào hàm dạng cho trường chuyển vị nên để tìm được các nghiệm chính xác, phương pháp này yêu cầu sử dụng nhiều phần tử trên một cấu kiện và điều này dẫn tới sự giảm đi trong hiệu suất tính toán. Giới hạn này có thể vượt qua bằng việc sử dụng hàm ổn định. Điều này là bởi vì hàm ổn định cho phép xem xét chính xác ảnh hưởng phi tuyến hình học P- δ với chỉ một hoặc hai phần tử. Do đó, hàm ổn định sẽ được phát triển trong bài báo. Mặc dù, việc sử dụng mô hình dầm phân tán kết

hợp hàm ổn định để phân tích ứng xử phi tuyến các kết cấu dạng thanh đã được thực hiện cho các kết cấu thép [13, 14], và mô hình dẻo phân tán cũng đã được áp dụng cho các kết cấu liên hợp thép bê tông trong các nghiên cứu gần đây [15–18], tuy nhiên, các nghiên cứu sử dụng đồng thời mô hình dẻo phân tán kết hợp với hàm ổn định cho kết cấu dầm liên hợp thép bê tông còn rất hạn chế, đặc biệt, các nghiên cứu hiện tại đã chưa xem xét hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng thép hình. Hiện tượng này hoàn toàn có thể xuất hiện khi giá trị chiều cao của bản bụng là đủ lớn, và nó dẫn tới sự giảm đi đáng kể về cường độ của kết cấu dầm liên hợp. Do đó, việc nghiên cứu sự làm việc của kết cấu dầm liên hợp này, đặc biệt là có xem xét sự mất ổn định, là một việc hết sức cần thiết.



Hình 2. Mô hình phân tích lý tưởng hóa [19]

Trong nghiên cứu này, một phương pháp tiên tiến mới hợp nhất hàm ổn định và mô hình dẻo phân tán (fiber) sẽ được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran để tiên đoán ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp thép bê tông chịu tải trọng tĩnh. Lợi thế của phương pháp này là khả năng nghiên cứu chính xác ứng xử phi tuyến chỉ với một hoặc hai phần tử trên cấu kiện, điều này giúp cải thiện đáng kể thời gian phân tích mô hình. Ngoài ra, hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng cũng được xem xét. Thuật toán GDC (generalized displacement control) với khả năng phân tích sau điểm cực hạn sẽ được sử dụng để giải các phương trình cân bằng phi tuyến thay thế thuật toán Newton–Raphson truyền thống. Độ tin cậy và tính chính xác của phương pháp đề xuất được kiểm chứng thông qua việc so sánh kết quả phân tích với kết quả thí nghiệm và kết quả từ chương trình Abaqus. Kết quả thu được chứng minh rằng phương pháp đề xuất không chỉ chính xác mà còn cải thiện đáng kể thời gian tính toán và có khả năng xem xét hiện tượng mất ổn định cục bộ ở bản bụng.

2. Công thức cho phần tử dầm cột đề xuất

2.1. Phi tuyến hình học vì hiệu ứng bậc hai P- δ

Để nghiên cứu các ảnh hưởng phi tuyến hình học do tương tác giữa lực dọc và momen uốn của phần tử dầm cột P- δ , nghiên cứu này đã áp dụng hàm ổn định được phát triển bởi Chen và cs. [20]. Lợi ích chính của hàm ổn định là khả năng xem xét các ứng xử phi tuyến hình học P- δ chỉ với một hoặc hai phần tử trên một cấu kiện dầm cột, và điều này cho phép giảm thời gian phân tích mô hình. Quan hệ giữa lực và chuyển vị của phần tử đó được rút ra bởi Kim và cs. [21] như dưới đây:

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{K}_e \Delta \mathbf{d} \quad (1)$$

$$\Delta \mathbf{F} = [\Delta P \quad \Delta M_{yi} \quad \Delta M_{yj} \quad \Delta M_{zi} \quad \Delta M_{zj} \quad \Delta T]^T \quad (2)$$

$$\Delta \mathbf{d} = [\Delta \delta \quad \Delta \theta_{yi} \quad \Delta \theta_{yj} \quad \Delta \theta_{zi} \quad \Delta \theta_{zj} \quad \Delta \phi]^T \quad (3)$$

$$\mathbf{K}_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{iy} \frac{EI}{L} & S_{jy} \frac{EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{jy} \frac{EI}{L} & S_{iy} \frac{EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{iz} \frac{EI}{L} & S_{jz} \frac{EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{jz} \frac{EI}{L} & S_{iz} \frac{EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} \end{bmatrix} \quad (4)$$

trong đó P là lực dọc, M_{yi} , M_{yj} , M_{zi} và M_{zj} là momen ở hai đầu của phần tử tương ứng với trục y và z ; T là momen xoắn; δ biến dạng dọc trục; θ_{yi} , θ_{yj} , θ_{zi} và θ_{zj} là góc xoay của các nút ở hai đầu của phần tử tương ứng với trục y và z ; ϕ là góc xoắn; G là modun cắt; E modun đàn hồi của vật liệu; J là hằng số xoắn của mặt cắt; A là diện tích; L là chiều dài phần tử; S_{1n} và S_{2n} ($n = y, z$) là các hàm ổn định tương ứng với trục y và z , và chúng được xác định bởi các phương trình dưới đây:

$$S_{1n} = \begin{cases} \frac{\pi \sqrt{\rho_n} [\sin(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \cos(\pi \sqrt{\rho_n})]}{2 - 2 \cos(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n})} & \text{khi } P < 0 \\ \frac{\pi \sqrt{\rho_n} [\pi \sqrt{\rho_n} \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) - \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})]}{2 - 2 \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) + \pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})} & \text{khi } P > 0 \end{cases} \quad (5)$$

$$S_{2n} = \begin{cases} \frac{\pi \sqrt{\rho_n} [\pi \sqrt{\rho_n} - \sin(\pi \sqrt{\rho_n})]}{2 - 2 \cos(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n} \sin(\pi \sqrt{\rho_n})} & \text{khi } P < 0 \\ \frac{\pi \sqrt{\rho_n} [\sinh(\pi \sqrt{\rho_n}) - \pi \sqrt{\rho_n}]}{2 - 2 \cosh(\pi \sqrt{\rho_n}) + \pi \sqrt{\rho_n} \sinh(\pi \sqrt{\rho_n})} & \text{khi } P > 0 \end{cases} \quad (6)$$

trong đó $\rho_n = P/(\pi^2 EI_n/L^2)$, P là dương cho lực dọc kéo và là âm cho lực dọc là nén.

EA đại diện cho độ cứng dọc trục của phần tử, trong khi EI_n và GJ lần lượt là độ cứng uốn và độ cứng xoắn của phần tử đó. Các giá trị này được tính toán như sau:

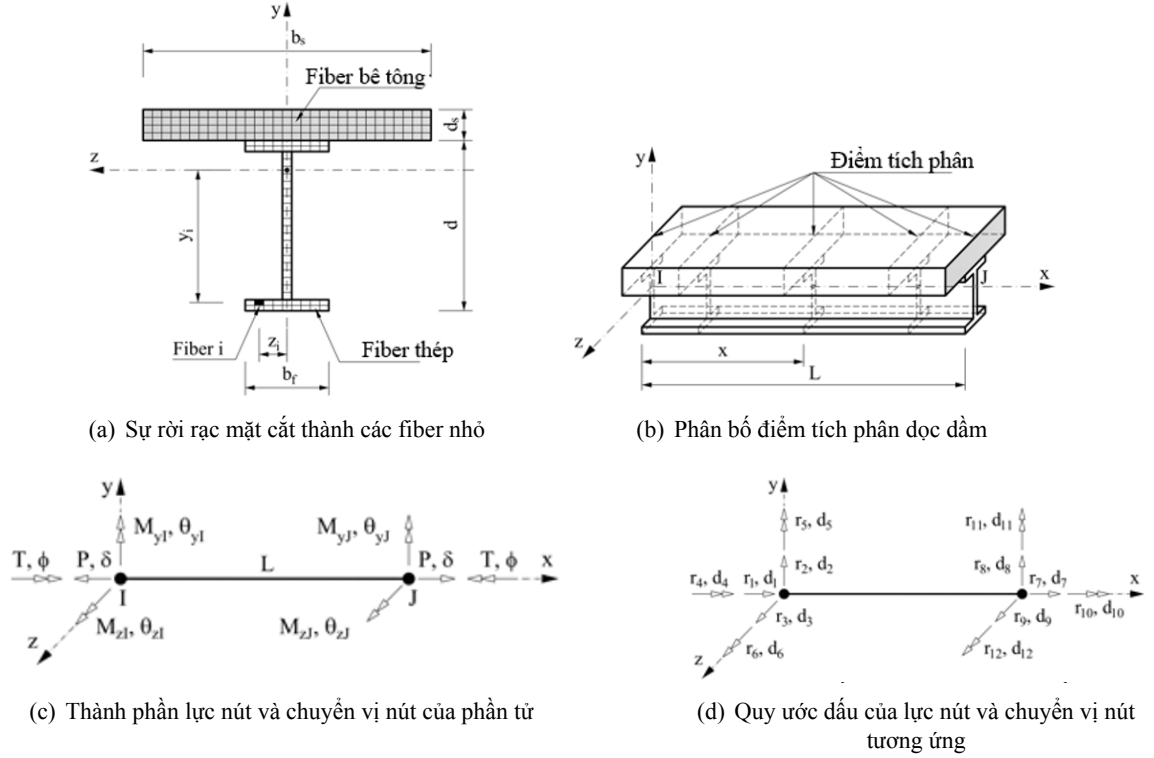
$$EA = \sum_{t=1}^s w_t \left(\sum_{i=1}^m E_i A_i \right)_t \quad (7)$$

$$EI_y = \sum_{t=1}^s w_t \left(\sum_{i=1}^m E_i A_i z_i^2 \right)_t \quad (8)$$

$$EI_z = \sum_{t=1}^s w_t \left(\sum_{i=1}^m E_i A_i y_i^2 \right)_t \quad (9)$$

$$GJ = \sum_{t=1}^s G w_t \left[\sum_{i=1}^m (y_i^2 + z_i^2) A_i \right]_t \quad (10)$$

trong đó s là số điểm tích phân dọc trục của phần tử; m là số lượng fiber trong một mặt cắt điểm tích phân; w_k là trọng số tích phân; E_i là modun đàn hồi của vật liệu; A_i là diện tích của fiber thứ i^{th} và y_i và z_i tọa độ địa phương của fiber thứ i^{th} trong mặt cắt.



Hình 3. Đề xuất phần tử dầm cột fiber cho phân tích dầm liên hợp

2.2. Phi tuyến vật liệu

Để nghiên cứu hiện tượng chảy dẻo từ từ trên một tiết diện đang được quan sát, nghiên cứu này sẽ sử dụng mô hình phần tử dầm cột fiber [22–24]. Nguyên tắc cơ bản của phần tử dầm cột fiber là nó sẽ được phân chia thành nhiều đoạn thông qua các điểm tích phân, và tại mỗi điểm tích phân, mặt cắt của phần tử sẽ được chia thành một ma trận của các thớ được gọi là fiber. Mỗi fiber sẽ được biểu diễn bởi diện tích A_i , tọa độ địa phương tương ứng với trục trọng tâm (y_i, z_i) , và ứng suất dư nếu nó được tính đến. Sau đó, mỗi fiber sẽ được gán với một mô hình vật liệu khác nhau và các mô hình này sẽ thay đổi theo từng bước tải trọng. Lực và biến dạng mặt cắt được nhóm lại thành:

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} M_z(x) & M_y(x) & N(x) \end{bmatrix}^T \quad (11)$$

$$\mathbf{q} = \begin{bmatrix} \chi_z(x) & \chi_y(x) & \varepsilon(x) \end{bmatrix}^T \quad (12)$$

Lực mặt cắt $\mathbf{Q}$ tại mỗi điểm tích phân được xác định dựa vào lực nút phần tử $\mathbf{F}$ và ma trận hàm nội suy lực như sau:

$$\Delta \mathbf{Q} = \mathbf{B}(x) \Delta \mathbf{F} \quad (13)$$

$$\mathbf{B}(x) = \begin{bmatrix} \delta_y(\zeta L) & 0 & 0 & (\zeta - 1) & \zeta & 0 \\ -\delta_z(\zeta L) & (\zeta - 1) & \zeta & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad \zeta = \frac{x}{L} \quad (14)$$

trong đó $\delta_y(\zeta L)$ và $\delta_z(\zeta L)$ là chuyển vị ngang tương ứng với trục địa phương z và y :

$$\delta_y(\zeta L) = -\frac{1}{EI_z k_z^2} \left\{ M_{zi} \left[\frac{\sin(k_z \zeta L)}{\tan(k_z L)} - \cos(k_z \zeta L) - \zeta + 1 \right] + M_{zj} \left[\frac{\sin(k_z \zeta L)}{\sin(k_z L)} - \zeta \right] \right\} \quad (15)$$

$$\delta_z(\zeta L) = \frac{1}{EI_y k_y^2} \left\{ M_{yi} \left[\frac{\sin(k_y \zeta L)}{\tan(k_y L)} - \cos(k_y \zeta L) - \zeta + 1 \right] + M_{yj} \left[\frac{\sin(k_y \zeta L)}{\sin(k_y L)} - \zeta \right] \right\} \quad (16)$$

Sau đó, biến dạng của mặt cắt sẽ được tính toán dựa trên lực mặt cắt như sau:

$$\Delta \mathbf{q} = \mathbf{k}_{\text{sec}}^{-1} \Delta \mathbf{Q} \quad (17)$$

trong đó ma trận độ cứng của mặt cắt được xác định theo biểu thức dưới:

$$\mathbf{k}_{\text{sec}}^{-1} = \sum_{i=1}^m E_i A_i \begin{bmatrix} y_i^2 & (-y_i) z_i & (-y_i) \\ (-y_i) z_i & z_i^2 & z_i \\ (-y_i) & z_i & 1 \end{bmatrix} \quad (18)$$

Dựa vào giả thiết rằng mặt cắt sẽ duy trì phẳng và vuông góc với trục sau biến dạng, gia tăng biến dạng dọc trục của fiber có thể được tính toán dựa trên gia tăng biến dạng của mặt cắt như sau:

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i(x, y, z) = \mathbf{a}_i^T \Delta \mathbf{q} \quad (19)$$

trong đó ma trận $\mathbf{a}_i$ là ma trận hình học tuyến tính:

$$\mathbf{a}_i = \begin{bmatrix} -y_i & z_i & 1 \end{bmatrix}^T \quad (20)$$

Một khi gia tăng biến dạng của fiber đã được xác định, gia tăng ứng suất và modulus tiếp tuyến của mỗi fiber cũng sẽ được cập nhật dựa trên các mô hình ứng suất-biến dạng khác nhau. Trong quá trình lặp, ma trận độ cứng phần tử $\mathbf{K}_e$ và ma trận độ cứng mặt cắt $\mathbf{k}_{\text{sec}}$ sẽ được liên tục cập nhật sau mỗi bước gia tăng. Nội lực của mặt cắt được tính toán bằng cách tổng hợp lực dọc và momen uốn dọc trục của tất cả các fiber, như được thể hiện trong phương trình dưới đây:

$$\mathbf{Q}_r = \begin{Bmatrix} M_z(x) \\ M_y(x) \\ N(x) \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^m \sigma_i A_i \begin{Bmatrix} -y_i \\ z_i \\ 1 \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^m \sigma_i A_i \mathbf{a}_i \quad (21)$$

2.3. Phi tuyến hình học vì hiệu ứng P-Δ

Ảnh hưởng phi tuyến hình học P-Δ vì sự xoay của các phần tử trong khung sẽ được trình bày trong phần này. Mỗi liên hệ động học và cân bằng của phần tử dầm cột có thể được rút ra từ việc so sánh hai hình Hình 3(c) và Hình 3(d):

$$\Delta \mathbf{f}_n = \mathbf{T}^T \Delta \mathbf{F} \quad (22)$$

$$\Delta \mathbf{d} = \mathbf{T} \Delta \mathbf{d}_L \quad (23)$$

trong đó $\Delta \mathbf{f}_n$ và $\Delta \mathbf{d}_L$ là vector lực và chuyển vị nút của một phần tử dầm cột; $\Delta \mathbf{F}$ và $\Delta \mathbf{d}$ là vector lực nút và chuyển vị nút của phần tử dầm cột; $\mathbf{T}$ là ma trận chuyển trí.

Dựa vào ma trận biến đổi từ mỗi liên hệ động học và cân bằng, quan hệ giữa lực nút và chuyển vị nút được mô tả như sau:

$$\Delta \mathbf{f}_n = \mathbf{K}_n \Delta \mathbf{d}_L \quad (24)$$

trong đó $[\mathbf{K}_n]$ là ma trận độ cứng phần tử, nó được xác định bởi biểu thức sau:

$$\mathbf{K}_n = \mathbf{T}^T \mathbf{K}_e \mathbf{T} \quad (25)$$

Phương trình (23) được sử dụng cho trường hợp của phần tử dầm cột không chịu tác động xoay. Tuy nhiên, nếu trong trường hợp phần tử đó cho phép xoay, lực dọc và lực cắt gia tăng sẽ xuất hiện trong phần tử. Các lực gia tăng này có thể được liên kết với chuyển vị nút bằng phương trình dưới đây:

$$\Delta \mathbf{f}_s = \mathbf{K}_g \Delta \mathbf{d}_L \quad (26)$$

trong đó $\mathbf{K}_g$ là ma trận độ cứng phần tử do sự xoay của các thành phần của khung.

Bằng cách so sánh các phương trình (22) và (24) với nhau, mối quan hệ giữa lực và chuyển vị của phần tử dầm cột có thể được xác định theo biểu thức dưới đây:

$$\Delta \mathbf{f}_L = \mathbf{K} \Delta \mathbf{d}_L \quad (27)$$

trong đó

$$\Delta \mathbf{f}_L = \Delta \mathbf{f}_n + \Delta \mathbf{f}_s \quad (28)$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_n + \mathbf{K}_g \quad (29)$$

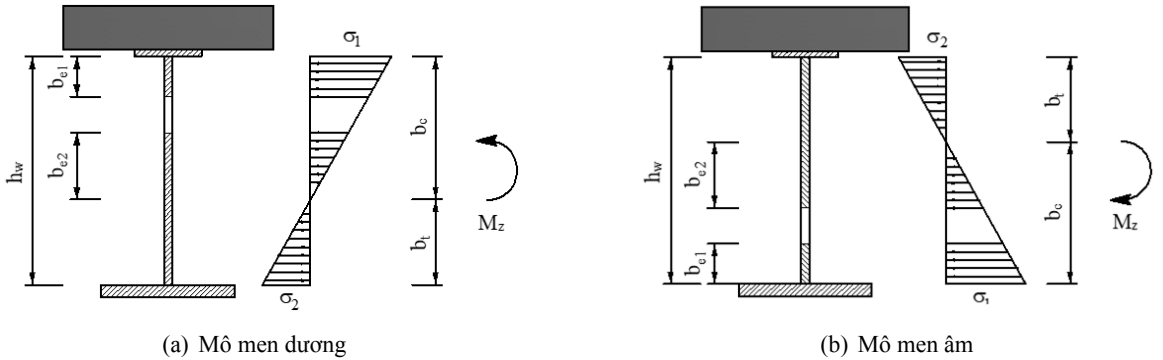
2.4. Ứng xử oằn cục bộ của bản bụng dầm liên hợp

a. Tiêu chuẩn oằn cục bộ

Cường độ và độ cứng của dầm liên hợp có thể bị giảm vì sự xuất hiện của hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng thép hình khi tải trọng vượt quá tải trọng tiêu chuẩn. Do đó, cần phải xem xét hiện tượng oằn cục bộ để có thể phân tích chính xác ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp. Ứng suất oằn đàn hồi tối hạn của tấm thép hoàn hảo đã được nghiên cứu bởi Timoshenko và cs. [25]:

$$\sigma_{crw} = \frac{\pi^2 E_s k}{12(1 - \nu^2)(h_w/t_w)^2} \quad (30)$$

trong đó k là hệ số oằn, ν hệ số Poisson, t_w là chiều dày, và h_w là chiều cao của bản bụng.



Hình 4. Mặt cắt hiệu quả trong bản bụng của dầm liên hợp chịu mô men

Hệ số oằn đàn hồi tối thiểu áp dụng cho bản bụng dầm đơn giản đã được đề cập trong Eurocode 3 [26] như dưới đây:

$$\begin{aligned} k &= \frac{8,2}{1,05 + \psi} && \text{cho } 0 \leq \psi \leq 1 \\ k &= 7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2 && \text{cho } -1 < \psi < 0 \\ k &= 5,98(1 - \psi)^2 && \text{cho } -3 \leq \psi \leq -1 \end{aligned} \quad (31)$$

trong đó $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ là tỉ lệ ứng suất với σ_1 ứng suất nén lớn nhất và σ_2 ứng suất kéo lớn nhất trong bản bụng chịu mô men uốn, như được mô tả trong Hình 4.

b. Ứng xử sau oằn cục bộ

Sự phát triển của hiện tượng sau khi oằn cục bộ xảy ra đã dẫn tới sự phân bố lại ứng suất trên các phần bị vênh của bản bụng. Trong nghiên cứu này, chiều rộng hiệu quả của bản bụng khi không có sườn dọc như trong Eurocode 3, sẽ được sử dụng:

$$\frac{b_{eff}}{b_c} = \begin{cases} 1,0 & \text{cho } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \text{cho } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \end{cases} \quad (32)$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_w/t_w}{28,4\varepsilon\sqrt{k}}, \quad b_{e1} = 0,4b_{eff}, \quad b_{e2} = 0,6b_{eff}, \quad b_c = \frac{h_w}{1 - \psi}, \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_{yw}} \quad (33)$$

với f_{yw} cường độ chảy dẻo bản bụng, và giá trị k được xác định trong công thức (31).

Trong phân tích tiên tiến, bằng cách đưa vào khái niệm về chiều rộng hiệu quả, ứng suất trong các fiber thép không hiệu quả sẽ bằng không và ứng suất trong các fiber thép hiệu quả bằng cường độ chảy của thép. Phần chiều rộng không hiệu quả trong các tấm bản bụng sẽ tăng từ không lên giá trị cực đại ở trạng thái giới hạn cuối cùng khi hiện tượng mất ổn định cục bộ trong bản bụng xảy ra. Chiều rộng không hiệu quả tối đa của bản bụng được xác định như dưới đây:

$$b_{ineff,max} = b_c - b_{eff} \quad (34)$$

Dựa vào ứng suất trong các fiber, bề rộng không hiệu quả của bản bụng được xác định một cách gần đúng bằng việc sử dụng hàm nội suy tuyến tính như sau [27]:

$$b_{ineff} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_{crw}}{f_{yw} - \sigma_{crw}} \right) b_{ineff,max} \quad (35)$$

2.5. Mô hình vật liệu

a. Mô hình vật liệu của cốt thép thanh

Quan hệ ứng suất và biến dạng của cốt thép trong bê tông được mô tả theo mô hình hai đoạn bi-linear [2], như được minh họa trong Hình 5 và công thức (36). Giai đoạn đầu biến dạng của thép được giả định là đàn hồi hoàn toàn, sau đó khi vượt qua giới hạn chảy, biến dạng của thép là không đàn hồi. Ứng xử kéo và nén của thép được giả thiết là như nhau.

$$f_{sr} = \begin{cases} E_s \varepsilon_{sr} & \text{cho } 0 \leq |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{yr} \\ \pm [f_{yr} + E_{hr} (|\varepsilon_{sr}| - \varepsilon_{yr})] & \text{cho } \varepsilon_{yr} < |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{ur} \end{cases} \quad (36)$$

trong đó f_{sr} và ε_{sr} là ứng suất và biến dạng trong cốt thép, f_{yr} và ε_{yr} ứng suất chảy và biến dạng chảy, f_{ur} là ứng suất tới hạn của cốt thép, và $\varepsilon_{ur} = 0,2$ biến dạng cực hạn của cốt thép.

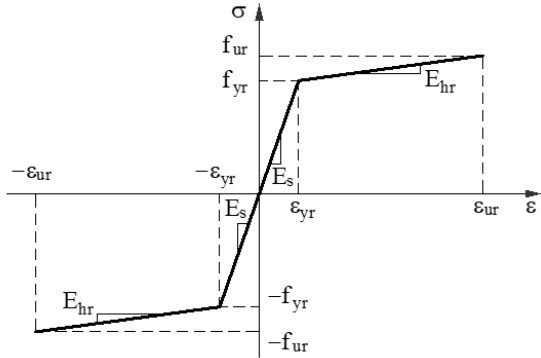
b. Mô hình vật liệu của thép hình kết cấu

Thép hình kết cấu có thể được sản xuất bằng phương pháp cán nóng hoặc dập nguội. Quan hệ ứng suất và biến dạng của thép hình trong nghiên cứu này được mô tả theo mô hình ba đoạn tri-linear, như được gợi ý bởi Tài và cs. [28]. Mô hình này được minh họa trong Hình 6 và công thức (37). Giai đoạn đầu biến dạng của thép được giả định là đàn hồi hoàn toàn, sau đó khi đạt đến giới hạn chảy dẻo, biến

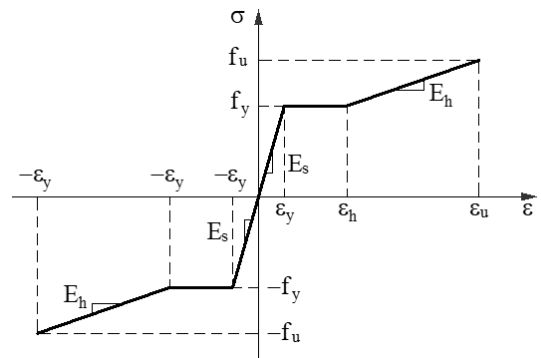
dạng của thép tăng mà ứng suất không tăng, và cuối cùng là giai đoạn củng cố. Tương tự như cốt thép thanh, ứng xử kéo và nén của thép hình kết cấu cũng được giả thiết là như nhau.

$$f_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \text{cho } 0 \leq |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_y \\ \pm f_y & \text{cho } \varepsilon_y < |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_h \\ \pm [f_y + E_h (|\varepsilon_s| - \varepsilon_h)] & \text{cho } \varepsilon_h < |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad (37)$$

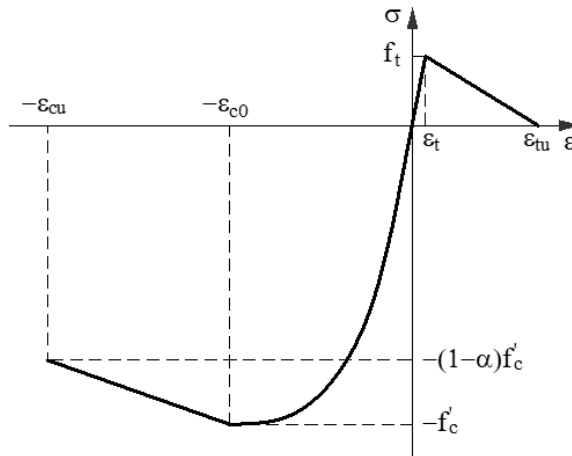
trong đó E_s là mô đun đàn hồi của thép, f_s và ε_s là ứng suất và biến dạng trong thép hình, f_y và ε_y tương ứng là ứng suất chảy và biến dạng chảy, f_u là ứng suất tới hạn, biến dạng tăng cứng được lựa chọn là $\varepsilon_h = 0,005$ cho thép cường độ cao và $\varepsilon_h = 10\varepsilon_y$ cho thép hình kết cấu thông thường, và biến dạng cực hạn là $\varepsilon_u = 0,1$ cho thép cường độ cao và $\varepsilon_u = 0,2$ cho thép hình kết cấu thông thường.



Hình 5. Quan hệ ứng suất và biến dạng của cốt thép được sử dụng trong nghiên cứu



Hình 6. Quan hệ ứng suất và biến dạng của thép hình kết cấu được sử dụng trong nghiên cứu



Hình 7. Quan hệ ứng suất và biến dạng của bê tông không kiểm chế sử dụng trong nghiên cứu

c. Mô hình vật liệu của bê tông

Mô hình vật liệu bê tông sử dụng trong nghiên cứu được mô phỏng theo mô hình bê tông không kiểm chế, được gợi ý bởi Chiorean và cs. [29], như minh họa trong Hình 7. Trong vùng nén, mô hình bê tông gồm hai đoạn: đoạn tăng dần là một phần parabol và đoạn giảm dần là một đường thẳng, như

được minh họa trong công thức (38).

$$f_c = \begin{cases} -f'_c \left[\frac{|\varepsilon_c|}{\varepsilon_{c0}} \left(2 - \frac{|\varepsilon_c|}{\varepsilon_{c0}} \right) \right] & \text{cho } -\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq 0 \\ -f'_c \left[1 - \alpha \left(\frac{|\varepsilon_c| - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c0}} \right) \right] & \text{cho } -\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \leq -\varepsilon_{c0} \end{cases} \quad (38)$$

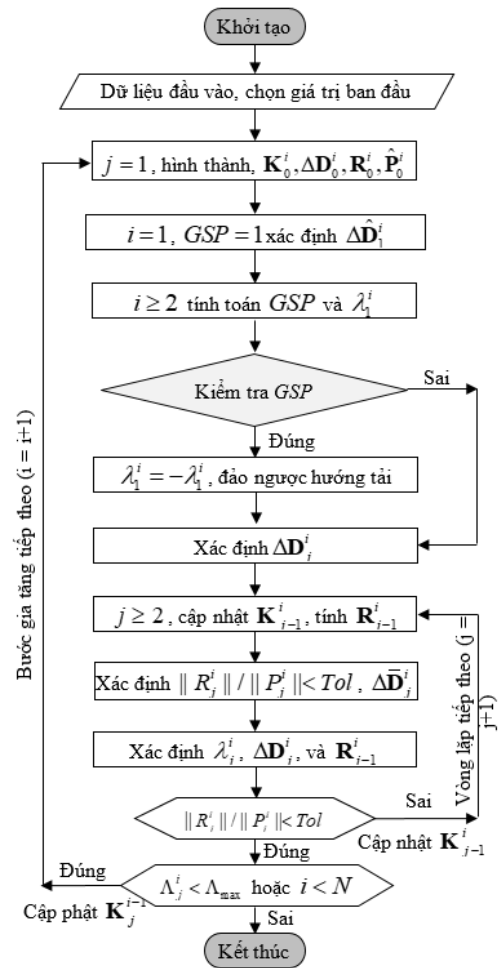
trong đó f'_c là cường độ nén của bê tông với mẫu nén là mẫu trụ, đơn vị Mpa, và giá trị này có thể được ước lượng một cách xấp xỉ bằng $0,8f_{cu}$ với f_{cu} là cường độ nén của mẫu lập phương, ε_{c0} là biến dạng bê tông ở vị trí có ứng suất lớn nhất, và ε_{cu} biến dạng cực hạn bê tông, giá trị này được cung cấp trong tiêu chuẩn Eurocode 2 [30] và nó phụ thuộc vào giá trị f'_c , và α là mức độ biến dạng mềm của bê tông ở cùng sau ứng suất cực đại.

Ngược lại, trong vùng bê tông chịu kéo, quan hệ ứng suất và biến dạng được chia làm hai đoạn. Trong đoạn thứ nhất, ứng suất kéo tăng tuyến tính cho đến khi đạt đến ứng suất kéo cực hạn f_t , thời điểm bê tông nứt. Giá trị của ứng suất kéo cực hạn được xác định dựa vào cường độ kéo của bê tông $f_t = 0,6\sqrt{f'_c}$. Giai đoạn thứ hai là giai đoạn mềm của bê tông sau khi bê tông nứt. Điều này dẫn đến sự giảm tuyến tính của ứng suất kéo từ f_t về 0. Giá trị tương ứng của biến dạng ở thời điểm ứng suất kéo bằng 0 là $\varepsilon_{tu} = 10\varepsilon_t$.

3. Quy trình giải lặp phi tuyến

Vấn đề cơ bản của bài toán phân tích phi tuyến là nghiệm của nó là một chuỗi các phương trình cân bằng phi tuyến của kết cấu. Thuật toán Newton–Raphson là một phương pháp giải lặp, cho phép giải các bài toán phi tuyến với quá trình hội tụ nhanh [31]. Phương pháp này có thể áp dụng cho hầu hết các loại kết cấu để tìm kiếm mối quan hệ tải trọng – chuyển vị. Tuy nhiên, phương pháp này chỉ giới hạn trong phạm vi khả năng chịu lực của kết cấu. Để quan sát được quá trình cân bằng kết cấu ở giai đoạn vượt quá tải trọng cho phép, thuật toán cần phải phân tích với bước tải giảm, điều này không thể thực hiện được bằng thuật toán Newton–Raphson. Thuật toán GDC (generalized displacement control) [32] cho phép giải các bài toán phi tuyến với nhiều điểm tải giới hạn và điểm quay lại (snap-back points), được minh họa trong Hình 8.

Do đó, phương pháp GDC được sử dụng cho phân tích phi tuyến trong nghiên cứu này. Phương pháp GDC có 3 đặc trưng chính: (1) khả năng tự điều chỉnh bước tải một cách tự động; (2) khả năng tự thay đổi hướng gia tải khi tải trọng đạt đến điểm cực hạn; (3) sự ổn định về mặt số học ở vùng tới hạn. Ở vòng lặp thứ j của bước tăng tải thứ i , dạng gia



Hình 8. Sơ đồ phân tích phi tuyến sử dụng thuật toán GDC

số của phương trình cân bằng có thể được biểu diễn như dưới đây:

$$\mathbf{K}_{j-1}^i \Delta \mathbf{D}_j^i = \lambda_j^i \hat{\mathbf{P}} + \mathbf{R}_{j-1}^i \quad (39)$$

$$\hat{\mathbf{P}} = \mathbf{K}_{j-1}^i \Delta \hat{\mathbf{D}}_j^i \quad (40)$$

$$\mathbf{R}_{j-1}^i = \mathbf{K}_{j-1}^i \Delta \bar{\mathbf{D}}_j^i \quad (41)$$

$$\Delta \mathbf{D}_j^i = \lambda_j^i \Delta \hat{\mathbf{D}}_j^i + \Delta \bar{\mathbf{D}}_j^i \quad (42)$$

trong đó $\Delta \mathbf{D}_j^i$ véc tơ gia số chuyển vị, $\Delta \hat{\mathbf{D}}_j^i$ véc tơ gia số chuyển vị được tạo ra bởi véc tơ tải trọng tham chiếu $\hat{\mathbf{P}}$, $\Delta \bar{\mathbf{D}}_j^i$ véc tơ gia số chuyển vị được tạo ra bởi véc tơ lực không cân bằng $\mathbf{R}_{j-1}^i$, $\mathbf{K}_{j-1}^i$ ma trận độ cứng, và λ_j^i tham số gia tăng tải trọng.

Véc tơ chuyển vị tổng cộng $\mathbf{D}_j^i$, véc tơ tải trọng áp dụng $\hat{\mathbf{P}}$, và nhân tố tải trọng Λ_j^i của kết cấu ở cuối vòng lặp thứ j^{th} của bước gia tăng thứ i^{th} được cộng dồn như dưới đây:

$$\Lambda_j^i = \Lambda_{j-1}^i + \lambda_j^i \quad (43)$$

$$\mathbf{P}_j^i = \Lambda_j^i \hat{\mathbf{P}} \quad (44)$$

$$\mathbf{D}_j^i = \mathbf{D}_{j-1}^i + \Delta \mathbf{D}_j^i \quad (45)$$

Ở vòng lặp thứ nhất ($j = 1$), tham số gia tăng tải trọng λ_j^i được xác định như dưới đây:

$$\lambda_1^i = \lambda_1^1 \sqrt{|GSP|} \quad (46)$$

trong đó GSP là tham số độ cứng được tổng quát hóa và λ_1^1 là giá trị ban đầu của tham số tăng tải trọng.

$$GSP = \frac{\Delta \hat{\mathbf{D}}_1^{1T} \Delta \hat{\mathbf{D}}_1^1}{\Delta \hat{\mathbf{D}}_1^{i-1T} \Delta \hat{\mathbf{D}}_1^i} \quad (47)$$

Với các vòng lặp tiếp theo ($j \geq 2$), tham số gia tăng tải trọng λ_j^i được tính toán như công thức dưới:

$$\lambda_j^i = -\frac{\Delta \hat{\mathbf{D}}_1^{i-1T} \Delta \bar{\mathbf{D}}_j^i}{\Delta \hat{\mathbf{D}}_1^{i-1T} \Delta \hat{\mathbf{D}}_j^i} \quad (48)$$

Sơ đồ phân tích phi tuyến sử dụng thuật toán GDC được trình bày trong Hình 8.

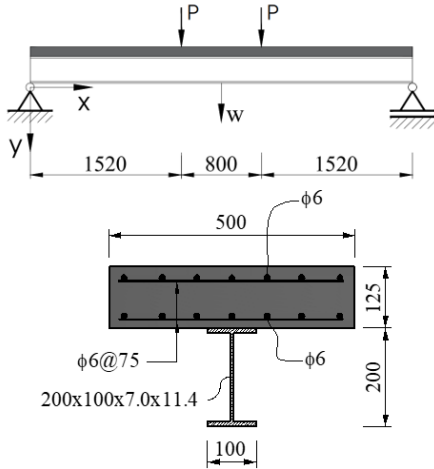
4. Kiểm chứng kết quả và trường hợp nghiên cứu

Ba ví dụ số sẽ được phân tích để kiểm chứng tính chính xác và hiệu quả tính toán của phương pháp được đề xuất trong việc tiên đoán ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp. Kết quả phân tích từ phương pháp đề xuất được so sánh với thí nghiệm và kết quả phân tích bởi chương trình Abaqus. Dựa vào các công thức cho phần tử dầm cột đã được thiết lập ở trên, một chương trình máy tính được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran.

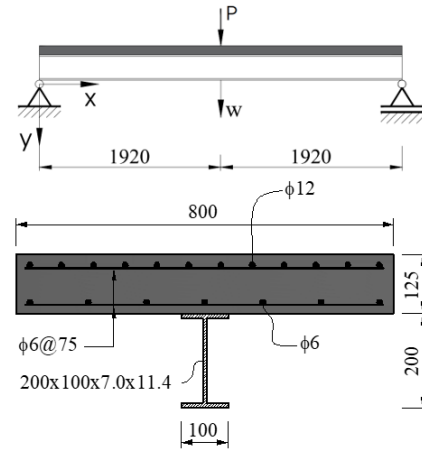
4.1. Kiểm chứng kết quả

a. Dầm liên hợp đơn giản

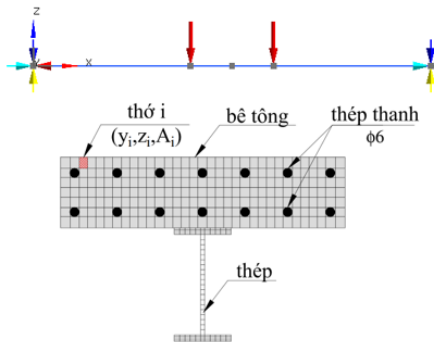
Ví dụ này được thực hiện để chứng minh tính chính xác của phương pháp đã được đề xuất bằng cách so sánh các kết quả từ phương pháp đề xuất với kết quả từ chương trình Abaqus và từ thí nghiệm của Nie và cs. [33]. Kết quả được thể hiện thông qua đường cong mô men – độ võng. Hai dầm liên



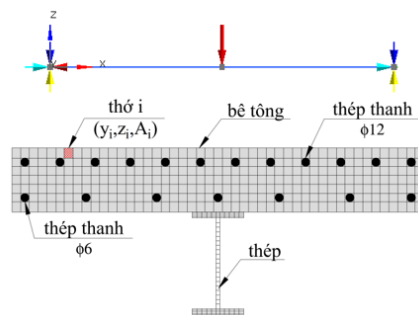
(a) Cấu hình và mặt cắt của dầm SCB-1



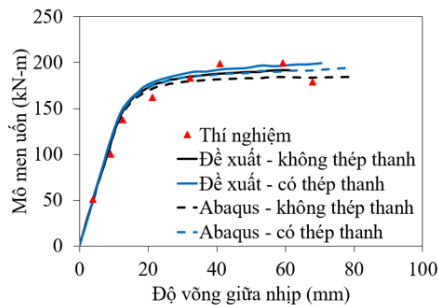
(b) Cấu hình và mặt cắt của dầm SCB-2



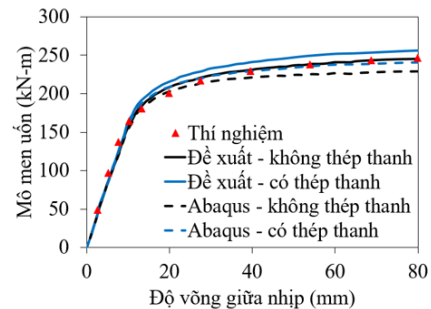
(c) Mô hình và sự rạn nứt mặt cắt trong chương trình đề xuất của dầm SCB-1



(d) Mô hình và sự rạn nứt mặt cắt trong chương trình đề xuất của dầm SCB-2



(e) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với thí nghiệm dầm SCB-1



(f) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với thí nghiệm dầm SCB-2

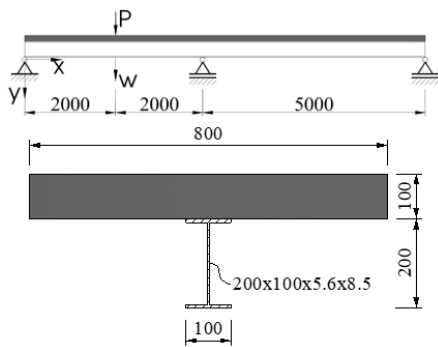
Hình 9. Kiểm chứng với hai dầm liên hợp đơn giản chịu tải trọng tĩnh

hợp đơn giản chịu tải tập trung sẽ được nghiên cứu, như Hình 9(a) và (b). Mô hình và sự ròi rạc mặt cắt trong chương trình đề xuất được thể hiện trong Hình 9(c) và (d). Cường độ chịu nén của bê tông là $f_{cu} = 27,7 \text{ N/mm}^2$, với mẫu nén là mẫu lập phương, trong khi đó thép hình sử dụng có tiết diện là $H200 \times 100 \times 7,0 \times 11,4$. Cường độ chảy dẻo của thép hình là $f_y = 310 \text{ N/mm}^2$, mô đun đàn hồi của bê tông $E_s = 200000 \text{ MPa}$ và mô đun biến dạng cứng $E_h = 100 \text{ MPa}$. Cường độ chảy dẻo của cốt thép thanh $f_{yr} = 290 \text{ N/mm}^2$ và mô đun biến dạng cứng tương ứng $E_{hr} = 0$. Dựa vào phân loại trong tiêu chuẩn AASHTO LRFD [34], trục trung hòa dẻo (PNA) nằm trong phạm vi sàn bê tông và $D_c = 0$ để mặt cắt dầm là tiết diện liên hợp đặc chắc. Do đó, hiện tượng oằn cục bộ của bản bụng không xuất hiện. Đối với mô hình Abaqus, sàn bê tông được mô hình bằng phần tử khối C3D8R, thép thanh trong sàn được mô hình bằng phần tử giàn 3 chiều T3D2, trong khi dầm thép hình được mô hình bằng phần tử tấm S4R. Phần tử tấm S4R được sử dụng để mô phỏng cho thép hình vì loại phần tử này là phù hợp nhất cho kết cấu thép thành mỏng [35]. Liên kết *TIE được sử dụng để mô tả liên kết giữa sàn bê tông và dầm thép. Bên cạnh đó, lựa chọn *EMBEDDED được sử dụng để mô tả liên kết giữa cốt thép thanh và sàn bê tông, trong đó cốt thép thanh sẽ được xem xét là phần tử bị nhúng Embedded region và sàn bê tông là vùng chủ Host region. Vật liệu bê tông được mô phỏng sử dụng mô hình *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY, trong khi đó vật liệu thép được mô tả bằng mối quan hệ ứng suất biến dạng hai đoạn bi-linear. Một nghiên cứu độ nhạy cũng đã được thực hiện để lựa chọn kích thước lưới phần tử cho mô hình trong Abaqus với kết quả và thời gian phân tích hợp lý. Kích thước lưới sau phân tích hội tụ được lựa chọn là 50 mm.

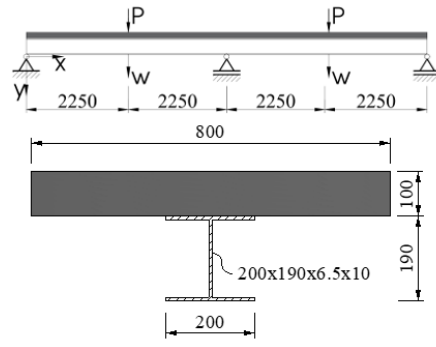
Kết quả phân tích bằng phương pháp được đề xuất được so sánh với thí nghiệm và kết quả phân tích bởi chương trình Abaqus cho hai dạng tải trọng và hai tình huống là sàn có cốt thép và sàn không có cốt thép, được thể hiện trong Hình 9(e) và (f). Có thể thấy, kết quả phân tích từ chương trình đề xuất gần như tương đồng với kết quả thí nghiệm và kết quả từ chương trình Abaqus. Đối với dầm SCB-1, giá trị của cường độ uốn cực hạn bởi phân tích đề xuất và Abaqus lần lượt là 199,54 kNm và 194,61 kNm cho trường hợp có xem xét cốt thép thanh và là 192,73 kNm và 184,25 kNm cho trường hợp không xem xét cốt thép thanh. Sự khác nhau trong kết quả tiên đoán mômen uốn cực hạn của 2 chương trình trong trường hợp này là nhỏ, lần lượt là 3,41% và 4,39%. Tương tự, đối với dầm SCB-2, giá trị của cường độ uốn cực hạn từ phân tích đề xuất và Abaqus khi xem xét cốt thép thanh lần lượt là 256,10 kNm và 241,04 kNm và không xem xét cốt thép thanh lần lượt là 245,12 kNm và 229,24 kNm. Sự khác nhau trong kết quả phân tích của 2 chương trình trong trường hợp này cũng là tương đối nhỏ, lần lượt là 5,88% và 6,48%. Điều này đã chứng minh tính chính xác của phương pháp đã đề xuất. Bằng cách sử dụng chỉ một phần tử trên một cấu kiện nhưng phương pháp đã đề xuất vẫn có thể cung cấp các nghiệm tương đồng với thí nghiệm và kết quả phân tích từ chương trình Abaqus, cho thấy hiệu quả về mặt tính toán của chương trình đề xuất.

b. Dầm liên hợp liên tục

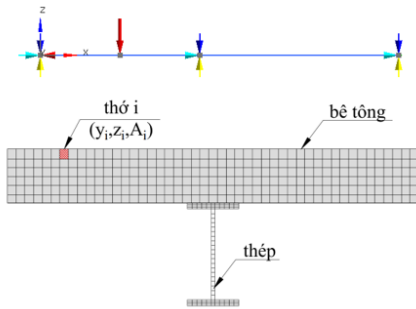
Hai dầm liên hợp liên tục hai nhịp chịu tải trọng tập trung (CTB1 và CTB2) sẽ được nghiên cứu trong ví dụ này. Kết quả phân tích bởi chương trình được đề xuất được so sánh với kết quả phân tích bởi Abaqus và kết quả thí nghiệm bởi Ansourian và cs. [9] để chứng minh tính chính xác của chương trình đã đề xuất. Cấu hình của dầm được minh họa trong Hình 10(a) và (b), trong đó cường độ bê tông của dầm CTB1 và CTB2 lần lượt là $f_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2$ và $f_{cu} = 34 \text{ N/mm}^2$, mẫu nén là mẫu lập phương. Với dầm CTB1, cường độ chảy dẻo của bản cánh và bản bụng là $f_{yf} = 277 \text{ N/mm}^2$ và $f_{yw} = 340 \text{ N/mm}^2$. Với dầm CTB2, cường độ chảy dẻo của bản cánh và bản bụng là $f_{yf} = 236 \text{ N/mm}^2$ và $f_{yw} = 238 \text{ N/mm}^2$. Mô hình và sự ròi rạc mặt cắt trong chương trình đề xuất được thể hiện trong Hình 10(c) và (d). Theo tiêu chuẩn AASHTO LRFD [34], trục trung hòa dẻo PNA nằm trong bản sàn bê tông để mặt cắt dầm là mặt cắt dầm liên hợp đặc, do đó, hiện tượng oằn cục bộ của bản bụng không



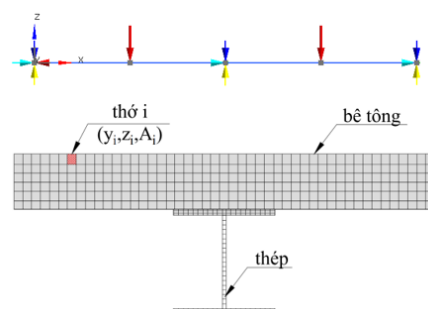
(a) Cấu hình và mặt cắt của dầm CTB1



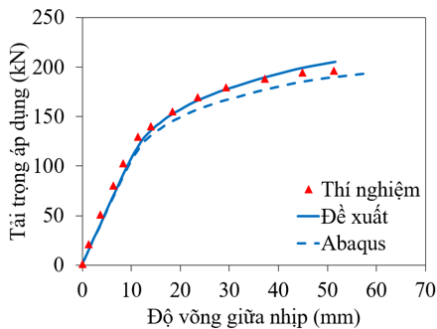
(b) Cấu hình và mặt cắt của dầm CTB2



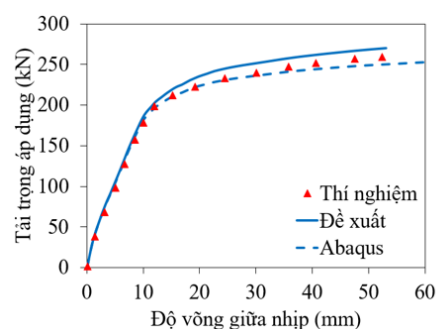
(c) Mô hình và sự rạn nứt mặt cắt trong chương trình đề xuất của dầm CTB1



(d) Mô hình và sự rạn nứt mặt cắt trong chương trình đề xuất của dầm CTB2



(e) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với thí nghiệm dầm CTB1



(f) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với thí nghiệm dầm CTB2

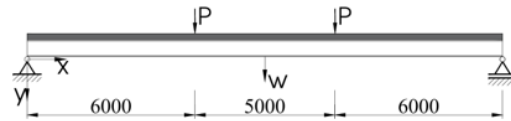
Hình 10. Kiểm chứng với hai dầm liên hợp liên tục chịu tải trọng tĩnh

xảy ra. Trong ví dụ này, ảnh hưởng của cốt thép thanh trong sàn được bỏ qua và tương tác giữa sàn bê tông và dầm thép hình được giả thiết là liên kết cứng hoàn toàn. Tương tự như trong ví dụ 5.1 a, đối với mô hình Abaqus, sàn bê tông được mô hình bằng phần tử khối C3D8R trong khi dầm thép hình được mô hình bằng phần tử tấm S4R. Liên kết *TIE cũng được sử dụng để mô tả liên kết giữa sàn bê tông và dầm thép. Vật liệu bê tông được mô phỏng sử dụng mô hình *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY, trong khi đó vật liệu thép hình được mô tả bằng mối quan hệ ứng suất biến dạng hai đoạn bi-linear. Kích thước lưới sau phân tích hội tụ cũng được lựa chọn là 50 mm.

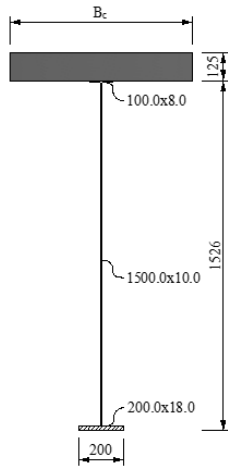
Đường cong tải trọng – chuyển vị thu được từ chương trình được đề xuất, từ chương trình Abaqus và từ thí nghiệm được so sánh trong Hình 10(e) cho dầm CTB1 và Hình 10(f) cho dầm CTB2. Có thể thấy kết quả phân tích đề xuất gần như trùng khớp với kết quả thí nghiệm và kết quả phân tích từ chương trình Abaqus. Tỷ lệ giữa mô men cực hạn giữa phân tích đề xuất với thí nghiệm và kết quả từ chương trình Abaqus lần lượt là 1,05 và 0,99 với dầm CTB1 và là 1,04 và 0,98 với dầm CTB2. Trong trường hợp dầm liên tục này, tiết diện của dầm là tiết diện đặc chắc nên sẽ không xuất hiện hiện tượng mất ổn định cục bộ. Vì vậy, tiết diện không bị suy giảm cường độ, điều này dẫn đến mô men dương không bị phân phối lại. Từ kết quả so sánh, có thể thấy, phần tử đề xuất có thể theo dõi chính xác ứng xử phi tuyến của chuyển vị ở vị trí giữa dầm, nên mô men dương và mô men âm đã được dự đoán chính xác bởi phần tử đề xuất. Do đó, có thể kết luận rằng phương pháp đã đề xuất có thể xem xét một cách chính xác và hiệu quả ứng xử phi đàn hồi phi tuyến tính của dầm liên hợp liên tục chịu tải trọng tĩnh.

4.2. Trường hợp nghiên cứu

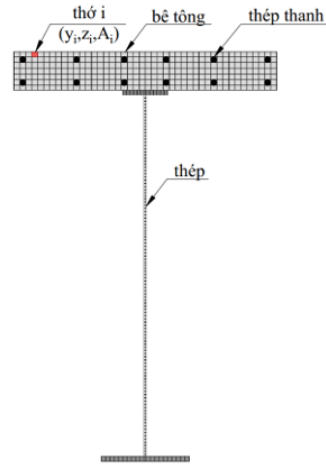
Trong mục này, dầm liên hợp với ảnh hưởng của oằn cục bộ ở bản bụng sẽ được nghiên cứu. Cấu hình của dầm liên hợp bê tông thép với tải trọng, kích thước và điều kiện biên được đề xuất như trong Hình 11(a) và (b). Cường độ, độ cứng và độ dẻo của dầm liên hợp chịu uốn sẽ được nghiên cứu thông qua việc xem xét hiện tượng oằn cục bộ ở bản bụng dầm. Hiện tượng oằn này có thể xuất hiện khi giá trị D_c là đủ lớn, và nó dẫn tới sự giảm đi trong cường độ của dầm liên hợp. Chiều dài tổng thể của dầm liên hợp là 17600 mm và chiều dài thông thủy là 17000 mm. Cường độ chảy dẻo và tới hạn của thép bản cánh dầm là $f_{yf} = 390 \text{ N/mm}^2$ và $f_{uf} = 550 \text{ N/mm}^2$ trong khi đó cường độ chảy dẻo và tới hạn của thép bản bụng dầm là $f_{yw} = 300 \text{ N/mm}^2$ (hoặc $f_{yw} = 390 \text{ N/mm}^2$) và $f_{uw} = 490 \text{ N/mm}^2$. Cường độ chịu nén mẫu trụ tròn của bê tông là $f'_c = 20 \text{ N/mm}^2$. Hiện tượng biến dạng mềm trong bê tông được bỏ qua trong nghiên cứu ($\alpha = 0$). Tiết diện của thép hình là thép tổ hợp và được cấu tạo từ bản bụng $1500 \times 10 \text{ mm}$, bản cánh trên $100 \times 8 \text{ mm}$ và bản cánh dưới $200 \times 18 \text{ mm}$. Kích thước này được lựa chọn để thỏa mãn các quy định trong tiêu chuẩn AASHTO LRFD [34], cho dầm không cần gia cường các sườn dọc. Theo tiêu chuẩn AASHTO LRFD [34], độ mảnh giới hạn của bản bụng để tiết diện là không đặc chắc (noncompact) là $\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{E_s/F_{yc}} = 97,08$ cho thép có cường độ chảy là $f_{yw} = 300 \text{ N/mm}^2$ và là $\lambda_{pw} = 85,15$ cho thép có cường độ chảy là $f_{yw} = 390 \text{ N/mm}^2$. Tương tự, độ mảnh giới hạn của tiết diện là $\lambda_{rw} = 6,77 \sqrt{E_s/f_c} = 174,8$ cho thép có cường độ chảy là $f_{yw} = 300 \text{ N/mm}^2$ và là $\lambda_{pw} = 153,3$ cho thép có cường độ chảy là $f_{yw} = 390 \text{ N/mm}^2$. Bằng việc thay đổi bề rộng của bản sàn, từ giá trị $B_c = 500 \text{ mm}$ tới $B_c = 1000 \text{ mm}$, vị trí của trục trung hòa dẻo sẽ thay đổi. Điều này dẫn tới sự thay đổi của hiện tượng oằn và sau oằn. Vị trí trục trung hòa dẻo của tiết diện có thể được xác định dựa vào tiêu chuẩn AASHTO LRFD [34]. Theo đó, độ mảnh bản bụng $\lambda_w = 2D_c/t_w$ của dầm liên hợp có thể được tính toán như trong Bảng 1. Khi bề rộng của bản sàn tăng, độ mảnh của bản bụng dầm sẽ giảm. Có thể thấy, tất cả các giá trị độ mảnh của bản bụng thì đều lớn hơn giới hạn λ_{pw} và nhỏ hơn giới hạn λ_{rw} . Do đó, tất cả các tiết diện của dầm liên hợp là tiết diện không đặc chắc (noncompact), và hiện tượng oằn cục bộ tại bản bụng cần được xem xét trong phân tích đề xuất này. Để kiểm chứng tính chính xác của chương trình được đề xuất, kết quả phân tích sẽ được so sánh với kết quả từ chương trình Abaqus. Mô hình Abaqus cho dầm CG1 được minh họa trong Hình 11(d). Sàn bê tông, dầm thép hình, và sườn đứng được mô hình bằng phần tử tám S4R. Liên kết *TIE được sử dụng để mô tả liên kết giữa sàn bê tông và dầm thép. Một vài trường hợp dầm liên hợp với tỷ lệ giữa chiều dày bản bụng và khoảng cách sườn đứng khác nhau sẽ được khảo sát, với a/h_w bằng 1,0, 1,5 và 2,0. Các sườn đứng ngăn cản hiện tượng phá hoại cắt và oằn xoắn ngang. Sàn bê tông trong Abaqus được mô phỏng sử dụng mô hình *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY. Cho dầm CG1, sàn bê tông được mô phỏng bằng 1032 phần tử và dầm thép hình được mô phỏng bằng 4044 phần tử.



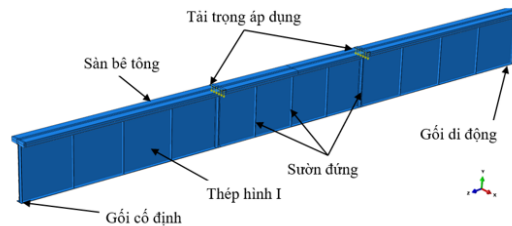
(a) Cấu hình của dầm liên hợp



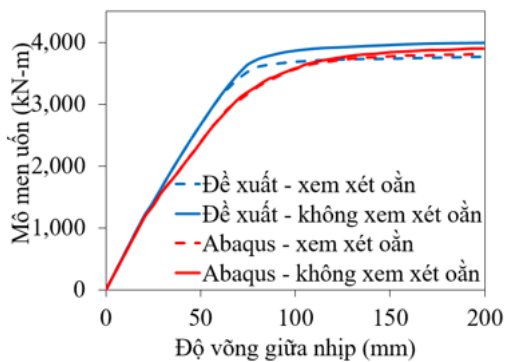
(b) Kích thước mặt cắt dầm



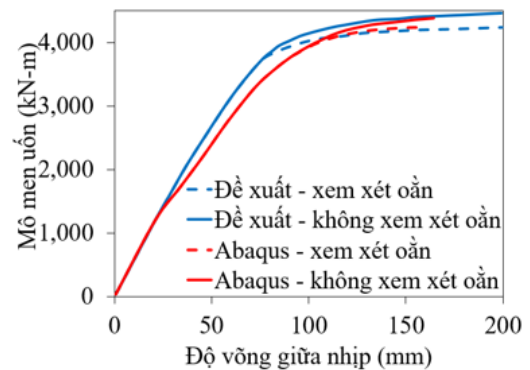
(c) Sự rời rạc mặt cắt trong chương trình đề xuất



(d) Mô hình Abaqus



(e) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với mô hình Abaqus cho dầm CG1



(f) So sánh kết quả của chương trình đề xuất với mô hình Abaqus cho dầm CG7

Hình 11. Nghiên cứu với dầm liên hợp kích thước lớn chịu tải trọng tĩnh

Đường cong chuyển vị - mô men uốn tạo ra từ chương trình đã đề xuất và Abqus được so sánh ở Hình 11(e) và (f). Có thể thấy kết quả phân tích từ chương trình đã đề xuất thì tương đồng với kết quả của Abaqus trong cả hai tình huống có và không xem xét hiện tượng oằn cục bộ ở bản bụng. Khi oằn cục bộ ở bản bụng được xem xét, có thể thấy có một sự giảm đi trong cường độ và độ cứng của dầm liên hợp. Cụ thể hơn, với dầm CG1 và CG7, khi xem xét hiện tượng oằn cục bộ ở bản bụng, mô men uốn cực hạn từ chương trình đề xuất đã giảm đi lần lượt là 3,17% và 3,59%. Trong giai đoạn đàn hồi, đường cong chuyển vị - mô men uốn từ chương trình đề xuất có khác biệt nhỏ so với Abaqus. Điều này có thể được giải thích vì những khác biệt nhỏ trong phương pháp mô phỏng. Cụ thể, phương pháp đề xuất tính toán bề rộng không hiệu quả của bản bụng dựa vào mối quan hệ ứng suất – biến dạng dọc trục của mỗi thớ. Khi ứng suất ở thớ vượt quá ứng suất oằn tiêu chuẩn, hiện tượng oằn cục bộ ở bản bụng sẽ được xem xét. Tuy nhiên, trong Abaqus, sự không hoàn hảo về mặt hình học ban đầu của bản bụng sẽ diễn ra ngay từ khi bắt đầu phân tích. Điều này dẫn tới sự khác nhau nhỏ trong ứng xử độ cứng của dầm trong giai đoạn đàn hồi. Mô men uốn cực hạn phân tích bởi chương trình đề xuất và Abaqus được so sánh trong Bảng 1. Có thể thấy cường độ uốn cực hạn của dầm khi có oằn cục bộ thì nhỏ hơn so với trường hợp không có oằn cục bộ xảy ra. Cường độ uốn cực hạn tăng lên khi độ mảnh của bản bụng giảm. Giá trị trung bình của tỷ số cường độ uốn cực hạn giữa phân tích đề xuất và Abaqus là 1,04 cho trường hợp không xem xét oằn cục bộ ở bản bụng và là 1,03 cho các trường hợp xem xét oằn cục bộ ở bản bụng. Độ lệch chuẩn tương ứng là 0,01 và 0,02. Để xem xét hiệu quả tính toán số của chương trình đã đề xuất, một máy tính với cấu hình Core i7-3930K và RAM 32.0 GB đã cùng được sử dụng cho hai phương pháp phân tích. Kết quả cho thấy, với dầm liên hợp có $B_c = 500$ mm và $f_{yw} = 300$ N/mm², chương trình đề xuất phân tích trong 45,0 giây trong khi Abaqus đã phân tích dầm trong 57,0 phút. Điều này cho thấy hiệu quả phân tích số của phương pháp đã đề xuất là đáng kể, gấp 76 lần Abaqus.

Bảng 1. Cường độ uốn cực hạn của dầm liên hợp thép bê tông

Dầm	B_c (mm)	λ_w (= $2D_c/t_w$)	Không xem xét oằn cục bộ			Xem xét oằn cục bộ		
			M_{ABAQUS} (kN.m)	$M_{u,cal}$ (kN.m)	$\frac{M_{u,cal}}{M_{ABAQUS}}$	M_{ABAQUS} (kN.m)	$M_{u,cal}$ (kN.m)	$\frac{M_{u,cal}}{M_{ABAQUS}}$
CG1	500	150	3918,9	4021,5	1,03	3794,7	3825,7	1,01
CG2	600	144	4099,8	4260,3	1,04	3987,4	4040,8	1,01
CG3	700	137	4248,2	4394,8	1,03	4179,2	4279,5	1,02
CG4	800	130	4381,8	4551,4	1,04	4279,4	4462,9	1,04
CG5	900	123	4495,9	4725,3	1,05	4393,5	4565,9	1,04
CG6	1000	116	4591,7	4812,1	1,05	4563,4	4796,7	1,05
CG7	500	150	4383,5	4502,0	1,03	4226,3	4304,8	1,02
Trung bình					1,04	1,03		
Độ lệch chuẩn					0,01	0,02		

Như vậy, có thể kết luận rằng chương trình đề xuất có khả năng phân tích ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp thép bê tông một cách tin cậy và chính xác, cả khi xem xét hiện tượng oằn cục bộ bản bụng hoặc không. Thêm vào đó, chương trình đã đề xuất đã chứng minh khả năng tiết kiệm đáng kể thời gian phân tích mô hình so với chương trình thương mại Abaqus.

5. Kết luận

Một phương pháp tiên tiến mới hợp nhất hàm ổn định và mô hình dẻo phân tán vào trong phần tử dầm cột thớ đã được phát triển bằng ngôn ngữ lập trình Fortran để tiên đoán ứng xử phi tuyến của dầm

liên hợp thép bê tông chịu tải trọng tĩnh. Mặc dù, việc sử dụng mô hình dèo phân tán kết hợp hàm ổn định để phân tích ứng xử phi tuyến các kết cấu dạng thanh đã được thực hiện cho các kết cấu thép, và mô hình dèo phân tán cũng đã được áp dụng cho các kết cấu liên hợp thép bê tông trong các nghiên cứu gần đây, tuy nhiên, các nghiên cứu sử dụng đồng thời mô hình dèo phân tán kết hợp với hàm ổn định cho kết cấu dầm liên hợp thép bê tông còn rất hạn chế, đặc biệt, các nghiên cứu hiện tại đã chưa xem xét hiện tượng mất ổn định cục bộ bản bụng thép hình. Các kết quả chính dưới đây được rút ra:

- Phương pháp đã được đề xuất có khả năng phân tích chính xác và hiệu quả ứng xử phi tuyến của dầm liên hợp thép bê tông chịu tải trọng tĩnh. Kết quả phân tích từ chương trình đã đề xuất gần như tương đồng với kết quả thí nghiệm và Abaqus cho cả dầm liên hợp đơn giản, dầm liên hợp liên tục, và dầm liên hợp kích thước lớn. Vì vậy, phương pháp mới này hứa hẹn sẽ cung cấp một công cụ mới hữu ích cho thực hành thiết kế và phân tích dầm liên hợp thép bê tông.

- Bằng cách sử dụng chỉ một phần tử trên một cấu kiện, phương pháp đề xuất có thể đưa ra các kết quả phân tích tương đồng với thí nghiệm và Abaqus, cho thấy hiệu quả về mặt thời gian phân tích của chương trình so với các phần mềm thương mại như Abaqus. Sự cải thiện trong thời gian phân tích của phương pháp đã đề xuất được thể hiện rõ trong quá trình phân tích của dầm liên hợp có kích thước lớn. Chương trình đề xuất phân tích mô hình trong 45,0 giây, trong khi Abaqus tốn 57,0 phút. Điều này chứng tỏ hiệu quả phân tích số của phương pháp mới là đáng kể, nhanh hơn 76 lần so với Abaqus.

- Chương trình được đề xuất cho phép phân tích chính xác hiện tượng mất ổn định cục bộ ở bản bụng. Khi oằn cục bộ ở bản bụng xảy ra, có thể thấy có một sự giảm đi trong cường độ và độ cứng của dầm liên hợp. Cường độ uốn cực hạn của dầm khi có oằn cục bộ thì nhỏ hơn so với trường hợp không có oằn cục bộ xảy ra, và cường độ uốn cực hạn tăng lên khi độ mảnh của bản bụng giảm xuống.

Tài liệu tham khảo

- [1] Yatim, M. Y. M., Shanmugam, N. E., Wan Badaruzzaman, W. H. (2015). [Tests of partially connected composite plate girders](#). *Thin-Walled Structures*, 91:13–28.
- [2] Vu, Q.-V., Thai, D.-K., Kim, S.-E. (2018). [Effect of intermediate diaphragms on the load – carrying capacity of steel – concrete composite box girder bridges](#). *Thin-Walled Structures*, 122:230–241.
- [3] Elkawas, A. A., Hassanein, M. F., Elchalakani, M. (2018). [Lateral-torsional buckling strength and behaviour of high-strength steel corrugated web girders for bridge construction](#). *Thin-Walled Structures*, 122:112–123.
- [4] Ibrahim, S. A. (2014). [Lateral torsional buckling strength of unsymmetrical plate girders with corrugated webs](#). *Engineering Structures*, 81:123–134.
- [5] Chiorean, C. G., Buru, S. M. (2017). [Practical nonlinear inelastic analysis method of composite steel-concrete beams with partial composite action](#). *Engineering Structures*, 134:74–106.
- [6] Hùng, T. V., Hùng, H. M., Thuật, Đ. V., Phúc, H. V. (2021). [Thiết kế tối ưu dầm thép tổ hợp chữ I trong kết cấu cầu liên hợp nhịp đơn giản theo TCVN 11823:2017](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KH-CN XD) - ĐHXD*, 15(3V):55–68.
- [7] Ding, F.-X., Liu, J., Liu, X., Guo, F.-Q., Jiang, L.-Z. (2016). [Flexural stiffness of steel-concrete composite beam under positive moment](#). *Steel and Composite Structures*, 20(6):1369–1389.
- [8] Nie, J., Li, F., Fan, J., Zhang, X., Diao, S. (2011). [Experimental Study on Flexural Behavior of Composite Beams with Different Concrete Flange Construction](#). *Journal of Highway and Transportation Research and Development (English Edition)*, 5(1):30–35.
- [9] Ansourian, P. (1982). [Experiments on continuous composite beams](#). *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 73(1):26–51.
- [10] Slutter, R. G., Jr., D. G. C. (1963). *Flexural strength of steel and concrete composite beams*. Fritz Laboratory Reports.
- [11] Wang, W.-D., Han, L.-H., Zhao, X.-L. (2009). [Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3):497–508.

- [12] Thai, H.-T., Kim, S.-E. (2011). [Second-order inelastic dynamic analysis of steel frames using fiber hinge method](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 67(10):1485–1494.
- [13] Uyên, Đ. T. P., Cường, N. H. (2015). Phân tích phi tuyến khung dàn thép phẳng sử dụng phương pháp dầm-cột. *Tạp chí khoa học Đại học Mở thành phố Hồ Chí Minh-Kỹ thuật và Công nghệ*, 10(1):21–29.
- [14] Kim, S.-E., Lee, D.-H. (2002). [Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames](#). *Engineering Structures*, 24(6):735–744.
- [15] Phan, D. H. H., Patel, V. I., Liang, Q. Q., Al Abadi, H., Thai, H.-T. (2021). [Simulation of uniaxially compressed square ultra-high-strength concrete-filled steel tubular slender beam-columns](#). *Engineering Structures*, 232:111795.
- [16] Tran, H., Thai, H.-T., Uy, B., Hicks, S. J., Kang, W.-H. (2022). [System reliability-based design of steel-concrete composite frames with CFST columns and composite beams](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 194:107298.
- [17] Phan, D. H. H., Patel, V. I., Al Abadi, H., Thai, H.-T. (2020). [Analysis and design of eccentrically compressed ultra-high-strength slender CFST circular columns](#). *Structures*, 27:2481–2499.
- [18] Phan, D. H. H., Patel, V. I., Liang, Q. Q., Al Abadi, H., Thai, H.-T. (2022). [Numerical investigations of circular double-skin steel tubular slender beam-columns filled with ultra-high-strength concrete](#). *Engineering Structures*, 254:113814.
- [19] Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, 4:1–36.
- [20] Chen, W.-F., Lui, E. M. (1987). *Structural stability: theory and implementation*.
- [21] 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.
- [22] Nguyen, P.-C., Kim, S.-E. (2018). [A new improved fiber plastic hinge method accounting for lateral-torsional buckling of 3D steel frames](#). *Thin-Walled Structures*, 127:666–675.
- [23] Luu, V.-T., Bui, V.-T., Kim, S.-E. (2023). [An advanced computational method for nonlinear inelastic thermo-mechanical analysis of spatial steel frames in fires](#). *Engineering Structures*, 275:115329.
- [24] Luu, V.-T., Kim, S.-E. (2023). [An advanced beam-column element for analysis of frames in fires](#). *International Journal of Mechanical Sciences*, 260:108650.
- [25] Timoshenko, S. P., Gere, J. M., Prager, W. (1962). [Theory of Elastic Stability, Second Edition](#). *Journal of Applied Mechanics*, 29(1):220–221.
- [26] EN 1993-1-5. *Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. Eurocode.
- [27] Liang, Q. Q., Uy, B., Richard Liew, J. Y. (2006). [Nonlinear analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns with local buckling effects](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6):581–591.
- [28] Thai, H.-T., Kim, S.-E. (2011). [Nonlinear inelastic analysis of concrete-filled steel tubular frames](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 67(12):1797–1805.
- [29] Chiorean, C. G. (2013). [A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures](#). *Engineering Structures*, 57:125–152.
- [30] Code Price (2005). *Eurocode 2: design of concrete structures-part 1-1: general rules and rules for buildings*. British Standard Institution, London, 668: 659-668.
- [31] De Borst, R., Crisfield, M. A., Remmers, J. J. C., Verhoosel, C. V. (2012). *Nonlinear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley & Sons.
- [32] Yang, Y.-B., Shieh, M.-S. (1990). [Solution method for nonlinear problems with multiple critical points](#). *AIAA Journal*, 28(12):2110–2116.
- [33] Nie, J., Cai, C. S. (2003). [Steel-concrete composite beams considering shear slip effects](#). *Journal of Structural Engineering*, 129(4):495–506.
- [34] AASHTO (2012). *AASHTO LRFD bridge design specifications*.
- [35] Kong, Z., Hong, S., Vu, Q.-V., Cao, X., Kim, S.-E., Yu, B. (2020). [New equations for predicting initial stiffness and ultimate moment of flush end-plate connections](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 175:106336.