Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, ĐHXDHN, 2026, 20 (4V): 15–29

KHẢO SÁT SỰ PHÁT TRIỂN LỰC DỌC TRONG CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP BỊ KIỀM CHẾ CHUYỂN VỊ DỌC TRỤC KHI CHÁY

Nguyễn Tuấn Ninh[a,b], Nguyễn Trường Thắng[a,*]

[a]*Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, 55 Giải Phóng, phường Bạch Mai, Hà Nội, Việt Nam*
[b]*Công ty TNHH Tư vấn Đại học Xây dựng, 55 Giải Phóng, phường Bạch Mai, Hà Nội, Việt Nam*

Nhận ngày 03/8/2026, Sửa xong 05/9/2026, Chấp nhận đăng 08/9/2026

Tóm tắt

Khi chịu tác động của hỏa hoạn, một cấu kiện cột bị kiềm chế chuyển vị giãn nở dọc trục trong hệ kết cấu nhà sẽ chịu sự biến thiên của lực dọc gia tăng phụ thuộc vào mức độ khống chế của liên kết. Trong mô hình vật liệu ở nhiệt độ cao của bê tông, biến dạng quá độ là một thành phần chỉ xuất hiện dưới ứng suất nén không đổi trong khi nhiệt độ tăng, dẫn tới phân phối lại ứng suất nhiệt trong cấu kiện. Tuy nhiên, thành phần biến dạng này không được đề cập trực tiếp trong tiêu chuẩn Eurocode EN 1992-1-2, mà được xét tới một cách gián tiếp trong mô hình ngầm định. Nghiên cứu này kiểm chứng phần mềm phần tử hữu hạn SAFIR với mô hình ngầm định của bê tông trong Eurocode và một mô hình vật liệu có xét tới biến dạng quá độ một cách tường minh với kết quả thực nghiệm đã công bố, từ đó khảo sát ảnh hưởng của các yếu tố gồm kích thước tiết diện, độ cứng cản dọc trục, hàm lượng cốt thép dọc và mô hình vật liệu tới sự phát triển của lực dọc trong cột bê tông cốt thép (BTCT) khi cháy. Kết quả cho thấy khi tồn tại sự khống chế chuyển vị dọc trục, mô hình tường minh có khả năng dự báo mức độ tăng tương đối cực đại của lực dọc cao hơn so với mô hình ngầm định và sát hơn so với giá trị đo được trên mẫu cột BTCT kiểm chứng.

Từ khoá: kiềm chế; bê tông cốt thép; cột; lực dọc trục; cháy.

INVESTIGATION OF THE ADDITIONAL AXIAL FORCE'S DEVELOPMENT IN AXIALLY-RESTRAINED REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER FIRE

Abstract

When an axially-restrained column in a building structure system is heated in a fire, its additional axial force develops depending on the restraint level. In the constitutive model at high temperatures of concrete material, transient-state strain is a component that only occurs under constant compressive stress when temperature increases, resulting in a significant redistribution of thermal stresses in heated concrete structures. However, this type of strain is not directly addressed in the Eurocode EN 1992-1-2. In this study, finite element method software SAFIR which includes the above so-called Eurocode implicit model and a temperature-dependent material model for concrete that incorporates transient-state strain in an explicit manner is validated with a published experimental result, then the effects of the cross-sectional size, axial restraint stiffness, longitudinal reinforcement ratio, and material model on the additional axial force's development in heated reinforced concrete (RC) columns are investigated numerically. The results obtained show that if axial restraint is present, the explicit model is capable of predicting the maximum additional axial force higher than that of the implicit model and closer to the maximum measured value on the RC column specimen from the referred fire test.

Keywords: restraint; reinforced concrete; column; axial force; fire.

https://doi.org/10.31814/stce.huce2026-20(4V)-02 © 2026 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu

Kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) được sử dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng. Nhờ có hệ số dẫn nhiệt thấp hơn, bê tông là vật liệu có lợi thế chịu lửa tốt hơn so với thép kết cấu. Là cấu kiện nhận tải trọng đứng từ các phần trên của công trình rồi truyền xuống các cấu kiện phía dưới tới móng, cột là cấu kiện chịu lực chính do sự phá hoại của nó có thể dẫn đến sự sụp đổ của toàn bộ hệ kết cấu. Khi một cột bị tác động cháy cục bộ, nó bị các cấu kiện xung quanh ngăn cản giãn nở dọc trục tự do

*Tác giả đại diện. *Địa chỉ e-mail:* thangnt2@huce.edu.vn (Thắng, N. T.)

và bị kiềm chế chuyển vị tại liên kết ở hai đầu, dẫn tới phát sinh thêm lực dọc và có thể gây ra tác động bất lợi đến khả năng chịu lửa. Cùng lúc đó, tính chất cơ học của bê tông bị ảnh hưởng đáng kể ở nhiệt độ cao. Sự suy giảm tính chất cơ lý của vật liệu, cùng với hiệu ứng bậc hai và tương tác với các cấu kiện liền kề, tạo nên ứng xử cơ học phi tuyến phức tạp trong cấu kiện cột BTCT khi chịu lửa.

Khi bị cháy, biến dạng tỷ đối (gọi tắt là biến dạng) của bê tông trong cấu kiện chịu lực là tổng hợp của biến dạng nhiệt, biến dạng cơ học do tải trọng gây ra, biến dạng từ biến, và biến dạng tức thời – chúng đều là những yếu tố có ảnh hưởng tới sựphân phối lại ứng suất nhiệt bên trong cấu kiện. Để đánh giá ứng xử của cột BTCT ở nhiệt độ cao, tất cả các thành phần biến dạng nêu trên cần phải được xem xét một cách phù hợp. Mô hình bê tông trong tiêu chuẩn châu Âu EN 1992-1-2 [1] là một trong những mô hình được sử dụng phổ biến nhất để phân tích kết cấu BTCT chịu lửa. Tuy nhiên, mô hình này không tách biệt rõ ràng các thành phần biến dạng cơ học, biến dạng từ biến và biến dạng tức thời mà gộp chúng lại thành một loại biến dạng duy nhất. Mô hình ngầm định này sẽ cho cùng một giá trị biến dạng cơ học trong cả hai tình huống: (i) bê tông bị chất tải trước khi nung nóng; và (ii) bê tông bị nung nóng trước khi chất tải. Trên thực tế, kết quả thực nghiệm cho thấy giá trị biến dạng tổng cộng của bê tông thu được từ hai quá trình nêu trên là không đồng nhất, với sự khác biệt được định nghĩa là biến dạng ở trạng thái chuyển tiếp (transient-state strain), hay còn gọi là biến dạng quá độ [2, 3]. Một số nhà nghiên cứu đã phát triển các mô hình vật liệu tường minh, trong đó biến dạng quá độ được tách biệt một cách rõ ràng khỏi các thành phần biến dạng khác [3–5]. Các kết quả nghiên cứu cho thấy biến dạng quá độ phát sinh dưới ứng suất nén không đổi khi nhiệt độ tăng và không thể phục hồi [5–7]. Thành phần này giải thích sự khác biệt giữa điều kiện chuyển tiếp và điều kiện ổn định và thường lớn hơn đáng kể so với biến dạng liên quan đến ứng suất và từ biến [1, 2, 4, 5]. Bên cạnh đó, mô hình ngầm định theo tiêu chuẩn châu Âu có thể cho kết quả thiếu chính xác trong giai đoạn làm nguội của đám cháy, khi nhiệt độ và ứng suất trong cấu kiện thay đổi phức tạp [8]. Do vậy, mô hình tường minh được kiến nghị sử dụng để xác định biến dạng, các thành phần nội lực, và tính toán khả năng chịu lửa của cột BTCT có độ mảnh lớn và làm việc siêu tĩnh [1, 2, 9].

Tiếp nối một số nghiên cứu về tính toán khả năng chịu lửa của cột BTCT [10–13], trong bài báo này các tác giả sử dụng phần mềm SAFIR [14] được tích hợp cả mô hình ngầm định và mô hình tường minh để so sánh với kết quả thực nghiệm [15], từ đó tiến hành khảo sát số về ảnh hưởng của một số yếu tố tới sự phát triển của lực dọc trong cột BTCT bị kiềm chế chuyển vị dọc trục khi cháy.

2. Mô hình vật liệu cơ bản ở nhiệt độ cao của bê tông

Khi bê tông làm việc chịu lực ở nhiệt độ cao, biến dạng toàn phần ε_{tot} của nó có thể được phân tách thành bốn thành phần như trong biểu thức dưới đây [1–5, 16]:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{tr} \tag{1}$$

trong đó ε_{th} là biến dạng nhiệt tự do, là sự giãn nở phụ thuộc vào nhiệt độ θ và hệ số giãn nở của bê tông và có ảnh hưởng đáng kể tới ứng xử của hệ kết cấu siêu tĩnh trong đám cháy – khi biến dạng của một cấu kiện bị cản trở bởi các bộ phận khác trong hệ kết cấu [1–5]; ε_{σ} là biến dạng tức thời phụ thuộc vào ứng suất (stress-dependent strain) – là một hàm số của cả ứng suất tác dụng từ bên ngoài σ và nhiệt độ θ – có thể được xác định dựa trên các quan hệ ứng suất - biến dạng tương ứng của vật liệu, đồng thời có thể được phân tích thành biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo [1–5]; ε_{cr} là biến dạng từ biến (creep strain – là loại biến dạng phát triển theo thời gian dưới tải trọng không đổi), nó phụ thuộc vào ứng suất tác dụng σ, nhiệt độ θ và thời gian t và thường được tích hợp một cách gián tiếp (ẩn) bằng cách sử dụng một quan hệ ứng suất - biến dạng có kể đến một lượng bù (hệ số dự phòng) cho lượng từ biến dự kiến [1–5]; và ε_{tr} là biến dạng ở trạng thái chuyển tiếp (transient-state strain –

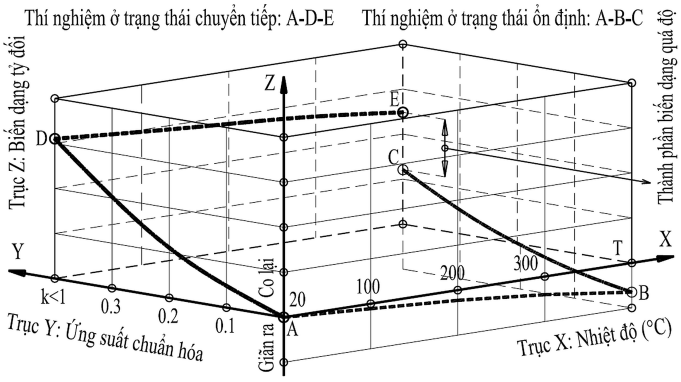
thường được gọi là biến dạng quá độ) – là lượng giãn dài xảy ra trong lần gia nhiệt đầu tiên của bê tông khi đang ở trạng thái chịu nén.

3. Biến dạng quá độ ε_{tr}

Biến dạng quá độ có đặc điểm không thể phục hồi, có giá trị lớn và được sinh ra bởi những thay đổi trong thành phần hóa học của bê tông; do đó, nó là đặc tính duy nhất của loại vật liệu này. Nó là một hàm số của ứng suất tác dụng σ, nhiệt độ T và trong một số mô hình, nó còn phụ thuộc vào lịch sử phát triển của ứng suất σ^* [1–5, 16]. Để làm rõ hơn khái niệm về biến dạng quá độ, tiến hành thí nghiệm hai viên mẫu bê tông được giả thiết là hoàn toàn như nhau theo hai quy trình như sau [4, 7] (Hình 1):

– Quy trình thí nghiệm thứ nhất - Thí nghiệm ở trạng thái ổn định (steady-state test): trước tiên nung nóng mẫu bê tông đều đến một nhiệt độ T xác định trước (từ điểm A đến điểm B), sau đó gia tải (từ điểm B đến điểm C) trong khi nhiệt độ được giữ không đổi tại T. Biến dạng xuất hiện ở thời điểm kết thúc quá trình gia nhiệt chỉ bao gồm biến dạng nhiệt tự do (giãn ra), trong khi biến dạng ở thời điểm kết thúc thí nghiệm là tổng của biến dạng nhiệt tự do và biến dạng tức thời (co lại) do ứng suất gây ra.

– Quy trình thí nghiệm thứ hai - Thí nghiệm ở trạng thái chuyển tiếp (transient test): Trước tiên gia tải mẫu thử đến một giá trị ứng suất được chuẩn hóa so với cường độ chịu nén là $k = \sigma/f_{ck} < 1$ (từ điểm A đến điểm D), sau đó nung nóng đến nhiệt độ T (từ điểm D đến điểm E) trong khi ứng suất được giữ cố định tại mức chuẩn hóa k.



Hình 1. Khái niệm về thành phần biến dạng quá độ [1–5]

Hình 1 cho thấy mặc dù trạng thái ứng suất (k) và nhiệt độ (T) cuối cùng là hoàn toàn như nhau, biến dạng tổng cộng của hai mẫu bê tông ở thời điểm kết thúc của hai quy trình thí nghiệm nói trên là khác nhau (điểm C và điểm E). Sự chênh lệch về biến dạng cuối cùng này (đoạn CE) được định nghĩa là thành phần biến dạng quá độ. Cần chú ý rằng quy ước dấu cho biến dạng co lại (do ứng suất nén) là dương, cho biến dạng giãn ra (do nhiệt) là âm [4, 7].

4. Các mô hình vật liệu bê tông tường minh (explicit) và ngầm định (implicit)

Mô hình vật liệu bê tông tường minh (explicit - còn gọi là mô hình trực tiếp) chính là mô hình được biểu diễn trong biểu thức (1), trong đó kể tới một cách trực tiếp tất cả các thành phần biến dạng. Trong mô hình của Anderberg [2], biến dạng quá độ được giả định là tỷ lệ thuận với ứng suất tác dụng và biến dạng nở nhiệt tự do, đồng thời phụ thuộc vào loại cốt liệu (đá vôi hoặc gốc silic). Tuy nhiên, Khoury và cộng sự [16] đã chỉ ra rằng về mặt vật lý, biến dạng quá độ độc lập với biến dạng nở nhiệt tự do. Trong mô hình của Terro [17], dựa trên các kết quả thực nghiệm của Khoury và cộng sự, biến

dạng quá độ tỷ lệ phi tuyến với nhiệt độ, và có xét tới ảnh hưởng của tỷ lệ thể tích cốt liệu. Trong mô hình của Schneider [4], biến dạng quá độ là một hàm số của ứng suất ban đầu trước khi gia nhiệt, nhiệt độ, mô-đun đàn hồi và cường độ phụ thuộc nhiệt độ của bê tông. Trong các nghiên cứu tổng quan của Bažant và Chern [7], Li và Purkiss [18], Law và Gillie [19], các mô hình bê tông đơn trục được đề xuất đều tích hợp một cách tường minh biến dạng quá độ. Trong các mô hình tường minh của Anderberg và cộng sự [2], Schneider [4], Terro [17] và Li và Purkiss [18], biến dạng quá độ tỷ lệ tuyến tính với ứng suất tác dụng và tăng theo nhiệt độ nhưng không theo quan hệ tuyến tính.

Trong mô hình bê tông ngầm định (implicit - còn gọi là mô hình gián tiếp), biến dạng toàn phần ε_{tot} được xem là tổng của biến dạng nhiệt tự do ε_{th}, biến dạng cơ học ε_m và biến dạng từ biến cơ bản ε_{cr} như trong biểu thức (2):

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_m + \varepsilon_{cr} \tag{2}$$

Từ các biểu thức (1) và (2), có thể thấy rằng trong mô hình ngầm định, biến dạng quá độ đã không được biểu diễn một cách trực tiếp mà được tích hợp gián tiếp cùng với biến dạng phụ thuộc ứng suất vào biến dạng cơ học:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_\sigma + \varepsilon_{tr} \tag{3}$$

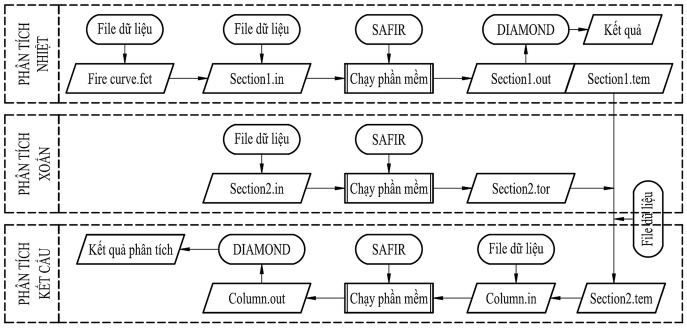
Việc không đưa biến dạng quá độ vào mô hình ứng suất - biến dạng đầy đủ có thể tạo ra các kết quả thiếu chính xác với ứng xử của cột BTCT không bị kiềm chế chuyển vị dọc trục nhưng bị nung nóng trên một cạnh, hai cạnh liền kề hoặc ba cạnh của tiết diện khi cháy, tạo nên phân phối nhiệt độ bất đối xứng trên tiết diện và sinh ra nội lực mômen do gradient nhiệt.

Trên thực tế, mô hình bê tông trong tiêu chuẩn châu Âu EN 1992-1-2 (gọi tắt là EC2) là một trong những mô hình ngầm định được sử dụng rộng rãi để tham chiếu cho các ứng dụng thực tế. Gernay [20, 21] đề xuất một mô hình tường minh dựa trên số liệu thực nghiệm nhưng có công thức được dẫn xuất từ mô hình EC2 và các thông số có thể cho phép biểu diễn một cách chính xác biến dạng cơ học đối với bất kỳ lộ trình ứng suất - nhiệt độ (stress-temperature path) nào, dựa trên các kết quả thực nghiệm [22].

5. Mô phỏng số cho cột BTCT chịu lửa bằng phần mềm SAFIR

5.1. Giới thiệu phần mềm SAFIR

Phần mềm phần tử hữu hạn SAFIR được phát triển tại Đại học Liege để giải quyết các bài toán kết cấu chịu lửa thông qua ba bước phân tích như trên Hình 2 [14].



Hình 2. Các bước phân tích của phần mềm SAFIR [14]

Bước thứ nhất là dự báo sự phân bố nhiệt độ trên tiết diện ngang của cột, thường được gọi là phân tích nhiệt (thermal analysis). Các phần tử khối hai chiều (2D) được sử dụng để mô phỏng tiết diện ngang của cột, với giả thiết rằng không có sự truyền nhiệt dọc theo chiều dài cột. Từ kết quả phân tích

nhiệt, trường phân bố nhiệt độ trên toàn bộ tiết diện được xác định và lưu trữ để sử dụng trong các bước phân tích tiếp theo.

Trong bước thứ hai, phân tích xoắn (torsional analysis) được thực hiện đối với tiết diện của phần tử dầm ba chiều (3D) với các lý do sau: (i) dưới tác dụng của xoắn không đều, các tiết diện ngang xuất hiện biến dạng vênh; và (ii) độ cứng xoắn của tiết diện không thể xác định trực tiếp từ các bảng tra hoặc công thức có sẵn. Các phần tử khối hai chiều (2D) được sử dụng để xác định hàm vênh và độ cứng xoắn của tiết diện. Các đặc trưng xoắn thu được từ phép phân tích này được kết hợp với kết quả phân tích nhiệt của cùng tiết diện để sử dụng trong bước phân tích kết cấu tiếp theo.

Bước cuối cùng, được gọi là phân tích kết cấu (structural analysis), được thực hiện nhằm xác định phản ứng của cột dưới tác dụng của tải trọng tĩnh và tải trọng nhiệt. Trong bước này, cột BTCT được mô hình hóa bằng các phần tử dầm ba chiều. Lịch sử nhiệt độ do tác động của đám cháy và độ cứng xoắn được lấy tương ứng từ kết quả phân tích nhiệt và phân tích xoắn. Do chiến lược tính toán được thực hiện theo quy trình từng bước, các thông tin về trạng thái làm việc của cột có thể được xác định liên tục cho đến khi cột bị phá hoại. Các kết quả thu được bao gồm chuyển vị nút, lực dọc, lực cắt, mô men uốn, các biến dạng và ứng suất tương ứng, cũng như mô-đun tiếp tuyến tại các điểm tích phân trên tiết diện ngang của từng phần tử hữu hạn [14].

5.2. Các mô hình vật liệu bê tông trong phần mềm SAFIR

Hai mô hình vật liệu bê tông tích hợp trong phần mềm SAFIR [14] được sử dụng trong nghiên cứu này là: (i) Mô hình bê tông ngầm định của tiêu chuẩn EN 1992-1-2 sử dụng biểu thức (2) - được gọi tắt là mô hình EC2 [1]; và (ii) Mô hình bê tông tường minh do Gernay đề xuất một công thức toán học mới của mô hình Eurocode và được gọi là mô hình Eurocode từ biến tức thời tường minh (Explicit Transient Creep Eurocode – mô hình ETC). Mô hình này bao hàm các đặc tính được thừa nhận rộng rãi nhất của hiện tượng biến dạng ở trạng thái chuyển tiếp [20, 21]. Biểu thức ngầm định (2) đơn giản hóa rất nhiều quy trình tính lặp trong mô hình phân tích phi tuyến, do vậy cần được xác định đúng cách để tính đến tất cả các thành phần biến dạng do tải trọng gây ra như biến dạng tức thời, biến dạng quá độ và biến dạng từ biến.

Gernay đề xuất một công thức tường minh mới, dựa trên mô hình bê tông ngầm định của EC2 nhưng được phát triển điều chỉnh bổ sung thêm biến dạng quá độ [20, 21]:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \left(\varepsilon_m^{\mathrm{EC2}}\right) + \varepsilon_{cr} = \varepsilon_{th} + \left(\varepsilon_\sigma^{\mathrm{ETC}} + \varepsilon_{tr}^{\mathrm{ETC}}\right) + \varepsilon_{cr} \tag{4}$$

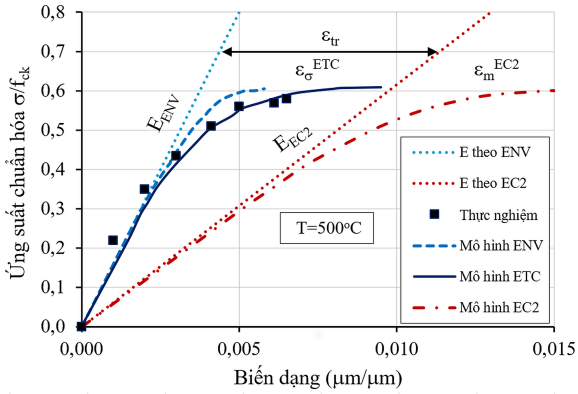
$$\varepsilon_{tr}^{\mathrm{ETC}} = \phi(T) \cdot \frac{\sigma}{f_{ck}} \tag{5}$$

Khi bỏ qua thành phần biến dạng từ biến ε_{cr}, từ các biểu thức (4) và (5) có thể xác định được thành phần biến dạng phụ thuộc ứng suất trong mô hình tường minh ETC:

$$\varepsilon_\sigma^{\mathrm{ETC}} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} - \varepsilon_{tr}^{\mathrm{ETC}} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{th} - \phi(T) \cdot \frac{\sigma}{f_{ck}} \tag{6}$$

Trong các biểu thức (5) và (6), đại lượng $\varepsilon_\sigma^{\mathrm{ETC}}$ là biến dạng thu được từ các thí nghiệm vật liệu ở trạng thái ổn định. Hàm $\phi(T)$ được xây dựng nhằm hiệu chỉnh đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng tức thời $(\sigma - \varepsilon_\sigma^{\mathrm{ETC}})$ sao cho phù hợp với ứng xử thực nghiệm của vật liệu bê tông trong thí nghiệm ở trạng thái ổn định. Cụ thể, tiếp tuyến của đường cong ứng suất - biến dạng tức thời tại trạng thái ứng suất bằng không được hiệu chỉnh theo độ cứng ban đầu của vật liệu xác định từ thí nghiệm ở trạng thái ổn định. Giá trị độ cứng ban đầu này có thể được xác định tương đối phù hợp từ tiếp tuyến ban đầu của các đường cong theo tiêu chuẩn tiền thân của tiêu chuẩn châu Âu cho kết cấu bê tông cốt thép

chịu lửa (ENV) [23], ứng với giá trị nhỏ nhất của biến dạng tại ứng suất cực đại - ký hiệu là $\varepsilon_{c1,\min}$, dựa trên cơ sở quan hệ ENV [23] sử dụng $\varepsilon_{c1,\min}$ được xây dựng từ kết quả của các thí nghiệm ở trạng thái ổn định do Schneider thực hiện [4] (Hình 3).



Hình 3. So sánh các mô hình [1, 23] tại 500 °C với kết quả thực nghiệm [4] theo [20, 21]

Trên Hình 3, tiếp tuyến tại điểm ứng suất bằng không của đường cong biểu diễn quan hệ giữa biến dạng tức thời do ứng suất $\varepsilon_\sigma^{\text{ETC}}$ và ứng suất σ được lấy bằng mô-đun đàn hồi theo ENV, ký hiệu là $E_{\text{ENV}}(T)$. Tương tự, tiếp tuyến tại điểm ứng suất bằng không của đường cong biểu diễn quan hệ giữa biến dạng cơ học $\varepsilon_m^{\text{EC2}}$ và ứng suất σ chính là mô-đun đàn hồi theo EC2, ký hiệu là $E_{\text{EC2}}(T)$. Như vậy, hàm $\phi(T)$ có thể được xác định như sau [20, 21]:

$$\phi(T) = \frac{1}{(\sigma/f_{ck})}\left(\frac{\sigma}{E_{\text{EC2}}} - \frac{\sigma}{E_{\text{ENV}}}\right) = \frac{2}{3}\cdot\frac{(\varepsilon_{c1,\text{EC2}} - \varepsilon_{c1,\min})}{(f_c/f_{ck})} \tag{7}$$

trong đó $\varepsilon_{c1,\text{EC2}}$ và $\varepsilon_{c1,\min}$ lần lượt là các giá trị theo EC2 và giá trị nhỏ nhất theo ENV của biến dạng tại ứng suất cực đại; f_c là cường độ chịu nén phụ thuộc vào nhiệt độ.

Hàm $\phi(T)$ là một hàm tăng theo nhiệt độ và không có tính thuận nghịch trong giai đoạn làm nguội, do từng thành phần của hàm, gồm $\varepsilon_{c1,\text{EC2}}$, $\varepsilon_{c1,\min}$ và (f_c/f_{ck}), đều không thể phục hồi. Điều này phù hợp với định nghĩa về biến dạng quá độ, tức là thành phần biến dạng không được phục hồi trong giai đoạn làm nguội. Các thành phần của hàm $\phi(T)$ được quy định trong EC2 và ENV.

Biểu thức toán học dùng để mô hình hóa quan hệ ứng suất - biến dạng tức thời được xấp xỉ bằng một quan hệ trực tiếp: $\sigma = f\left(\varepsilon_\sigma^{\text{ETC}}\right)$, có dạng tổng quát tương tự mô hình hiện hành của EC2 như trong biểu thức sau [20, 21]:

$$\frac{\sigma}{f_c(T)} = \frac{n\cdot\varepsilon_\sigma^{\text{ETC}}}{\varepsilon_{c1,\text{ETC}}(T)\cdot\left[(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_\sigma^{\text{ETC}}}{\varepsilon_{c1,\text{ETC}}(T)}\right)^n\right]} \tag{8}$$

trong đó n là tham số cần được xác định và $\varepsilon_{c1,\text{ETC}}(T)$ là biến dạng tại ứng suất cực đại (peak-stress strain - PSS) của quan hệ ETC, được xác định theo biểu thức sau [20, 21]:

$$\varepsilon_{c1,\text{ETC}} = \varepsilon_{c1,\text{EC2}} - \phi\cdot\frac{f_c}{f_{ck}} = \frac{2\cdot\varepsilon_{c1,\min} + \varepsilon_{c1,\text{EC2}}}{3} \tag{9}$$

Mô-đun tiếp tuyến ETC và mô-đun đàn hồi ETC (độ cứng ban đầu) được xác định trực tiếp bằng cách lấy đạo hàm hai vế của biểu thức (8). Tham số n được lựa chọn nhằm đạt được sự phù hợp tốt

nhất có thể giữa biểu thức (8) và đường cong thu được bằng cách loại trừ thành phần biến dạng quá độ khỏi quan hệ ứng suất - biến dạng theo EC2. Một giá trị duy nhất của n được sử dụng cho tất cả các mức nhiệt độ. Khi lấy $n = 2$ có thể đạt được mức độ phù hợp tốt trong khoảng nhiệt độ từ 100 °C đến 1100 °C.

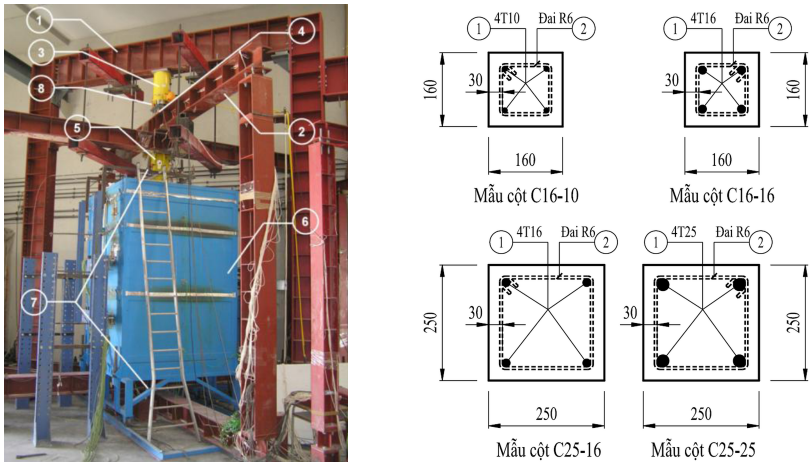
Mô hình ngầm định ETC được Gernay xây dựng trên cơ sở mô hình EC2 hiện hành, nhưng có bổ sung một thành phần biểu diễn tường minh biến dạng từ biến quá độ [20, 21]. Kết quả so sánh giữa ứng xử thực nghiệm của một cột BTCT chịu tác động của đám cháy tự nhiên và kết quả mô phỏng số bằng phần mềm SAFIR sử dụng mô hình ETC được trình bày trong [8].

5.3. Mẫu cột BTCT thực nghiệm sử dụng cho kiểm chứng phần mềm SAFIR

Trong nghiên cứu này sử dụng kết quả thí nghiệm cháy tiêu chuẩn [15] trên các mẫu cột BTCT có chiều dài 3000 mm với hai loại tiết diện khác nhau là 160 × 160 mm và 250 × 250 mm. Các mẫu cột sử dụng bê tông C20/25 cốt liệu đá vôi. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép dọc là 30 mm. Cốt thép dọc loại A500NR với các cách bố trí khác nhau là 4Φ10, 4Φ16 (cho nhóm cột tiết diện vuông cạnh 160 mm) và 4Φ16, 4Φ25 (cho nhóm cột tiết diện vuông cạnh 250 mm), nhưng tạo ra các hàm lượng cốt thép dọc tương ứng khoảng 1,23–1,29% và 3,14% cho cả hai nhóm mẫu cột (Bảng 1).

Bảng 1. Chi tiết các mẫu cột và số liệu thực nghiệm của lực dọc [15]

TT	Tên mẫu cột	Tiết diện (mm)	Cốt thép dọc	Hàm lượng (%)	K (kN/mm)	P_0 thực nghiệm (kN)	P_{max} thực nghiệm (kN)
1	C16-10-K1	160 × 160	4Φ10	1,23	13	143,82	183,25
2	C16-10-K2	160 × 160	4Φ10	1,23	45	152,29	235,81
3	C16-16-K1	160 × 160	4Φ16	3,14	13	181,06	273,78
4	C16-16-K2	160 × 160	4Φ16	3,14	45	184,71	344,60
5	C25-16-K1	250 × 250	4Φ16	1,29	13	494,71	563,56
6	C25-16-K2	250 × 250	4Φ16	1,29	45	507,40	616,18
7	C25-25-K1	250 × 250	4Φ25	3,14	13	656,34	725,70
8	C25-25-K2	250 × 250	4Φ25	3,14	45	675,32	838,13



(a) Hệ thống thực nghiệm (b) Tiết diện các mẫu cột

Hình 4. Hệ thống thực nghiệm và tiết diện các mẫu cột [15]

Hình 4 cho thấy hệ khung thép hạn chế chuyển vị dọc trục được thiết kế để mô phỏng độ cứng của hệ kết cấu bao quanh cột trong đám cháy. Hai mức độ cứng được thí nghiệm là $K_1 = 13$ kN/mm và $K_2 = 45$ kN/mm. Tải trọng P_0 áp dụng lên cột trước khi thí nghiệm và được giữ không đổi trong toàn bộ quá trình thí nghiệm. Tác động nhiệt được tạo ra bằng lò điện mô-đun có kích thước bên trong là $1500 \times 1500 \times 2500$ mm, đạt nhiệt độ tối đa 1200 °C và tuân theo đường cong nhiệt độ - thời gian tiêu chuẩn ISO 834 [24].

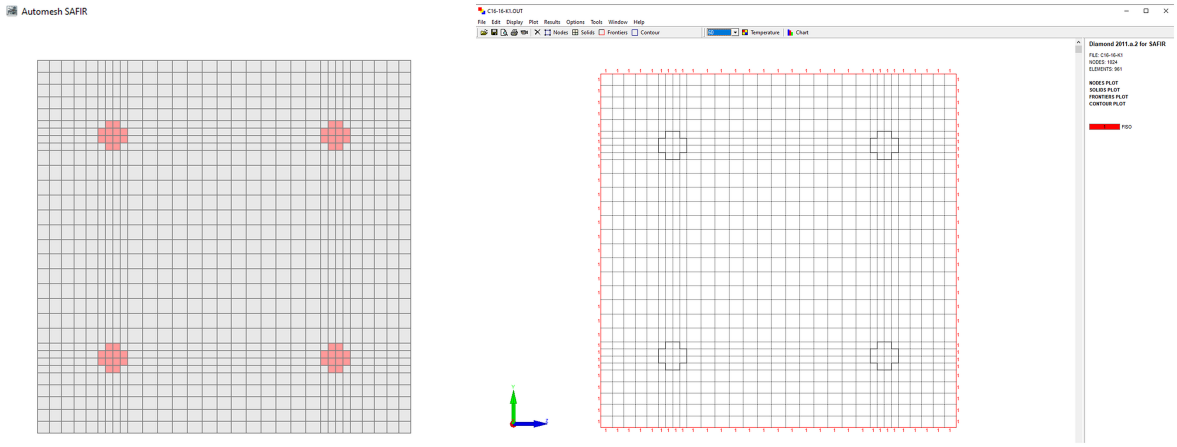
Trong số 8 mẫu cột được liệt kê trong Bảng 1, mẫu cột C16-16-K1 được chọn cho việc kiểm chứng với kết quả mô phỏng số bằng phần mềm SAFIR.

5.4. Phân tích mẫu cột C16-16-K1 bằng phần mềm SAFIR

Mục này giới thiệu các bước khai báo dữ liệu đầu vào trong việc mô phỏng chính xác điều kiện thí nghiệm, bao gồm cả quá trình truyền nhiệt và ứng xử cơ học của cột BTCT chịu tác động của lửa và hạn chế chuyển vị dọc trục để thu được kết quả phân tích nhiệt và phân tích kết cấu cho mẫu cột C16-16-K1 (tiết diện 160×160 mm, cốt thép dọc 4Φ16, $K_1 = 13$ kN/mm) từ phần mềm phần tử hữu hạn SAFIR [14, 21].

a. Mô phỏng cho phân tích nhiệt và phân tích xoắn

Một mô-đun phần mềm đã được các tác giả phát triển để khởi tạo file dữ liệu đầu vào gồm các chức năng tự động chia nhỏ phần tử, thay đổi vật liệu bê tông, cốt thép, thay đổi các mặt chịu lửa trên tiết diện cho phần mềm SAFIR để thực hiện phân tích nhiệt độ trên mặt cắt tiết diện chữ nhật với kích thước bất kỳ như trên Hình 5.

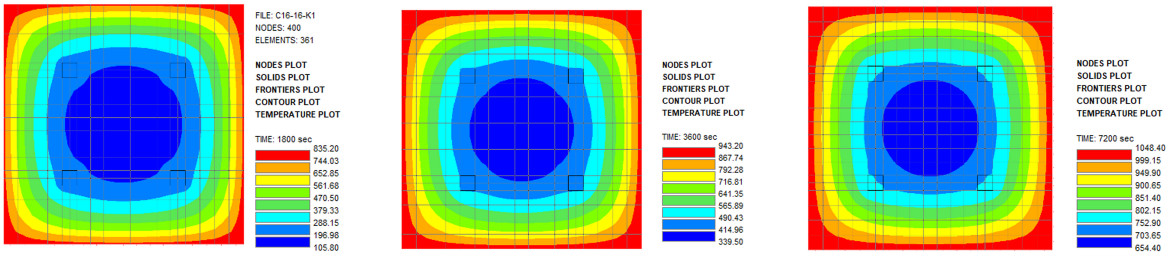


(a) Mô-đun chia lưới (b) Tác dụng lửa trên 4 mặt tiết diện cột

Hình 5. Mô-đun chia lưới tiết diện ngang cột cho phần mềm SAFIR

Bài toán phân tích nhiệt và phân tích xoắn được thực hiện trên tiết diện cột vuông kích thước 160×160 mm. Lưới phần tử mỗi chiều 20 nút, tổng cộng $20 \times 20 = 400$ nút tạo nên $19 \times 19 = 361$ phần tử tứ giác (SOLID), mỗi phần tử có 4 nút. Mô hình này cho phép tính toán trường nhiệt độ phân bố không đều trong tiết diện theo thời gian. Các thông số về vật liệu gồm hệ số dẫn nhiệt, nhiệt dung riêng và khối lượng riêng của bê tông được lấy theo khuyến nghị của EC2 Phần 1-2 [1] cho bê tông cốt liệu đá vôi, được khai báo qua vật liệu CALCONC_EN. Cốt thép được mô hình hóa bằng vật liệu STEELEC2EN với các tính chất nhiệt tương ứng. Độ ẩm của bê tông được giả định là 5,4% theo trọng lượng, phù hợp với điều kiện thí nghiệm [15]. Về điều kiện biên của tác động nhiệt, bốn cạnh của mặt cắt ngang được thiết đặt tiếp xúc trực tiếp với lửa theo đường cong nhiệt độ - thời gian của

tiêu chuẩn ISO-834 [24]. Các cạnh được khai báo là FISO (Frontier ISO), thể hiện đối lưu và bức xạ từ lò nung. Hệ số đối lưu là 25 $W/m^2/K$ (bề mặt tiếp xúc lửa) và độ phát xạ tương đối là 0,5. Thời gian phân tích nhiệt được thực hiện từ thời điểm ban đầu (tại 20 °C) cho đến thời gian t = 160 phút. Hình 6 minh họa các kết quả thu được tại các thời điểm 30, 60 và 120 phút.



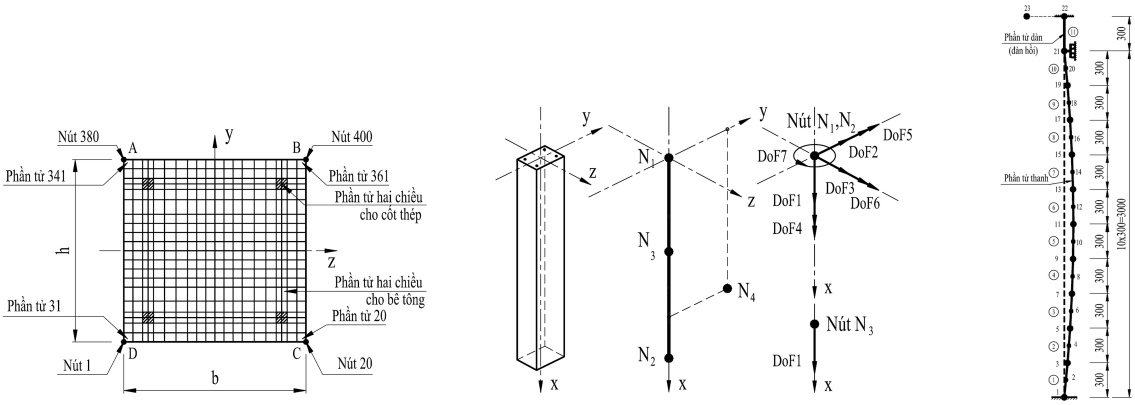
(a) Sau 30 min (b) Sau 60 min (c) Sau 120 min

Hình 6. Phân bố nhiệt độ trên tiết diện cột thu được từ phần mềm SAFIR

b. Mô phỏng cho phân tích kết cấu

Bài toán phân tích kết cấu được tiến hành với việc mô hình hóa mẫu cột thí nghiệm như được biểu diễn trên Hình 7. Hình 7(c) cho thấy mô hình mẫu cột có chiều dài 3,0 m, chia thành 10 phần tử dầm (BEAM) được đánh số từ 1 đến 10 (mỗi phần tử dài 0,3 m gồm 3 nút đóng vai trò của các nút N_1, N_2 và N_3 như trong Hình 7(b)) – tổng cộng có 21 nút, được đánh số từ 1 đến 21; và 1 phần tử thanh giàn (TRUSS) – được đánh số 11, tạo nên từ các nút số 21 và 22. Phần tử thanh giàn này có độ cứng đàn hồi dọc trục khi nén được thiết đặt đúng bằng độ cứng kiềm chế chuyển vị dọc trục của cột. Với giá trị độ cứng kiềm chế khi chịu nén là K_1 = 13 kN/mm và K_2 = 45 kN/mm, phần tử giàn số 11 có tiết diện vuông 100 × 100 mm, dài 300 mm và sử dụng vật liệu ELASTIC có mô-đun đàn hồi tương ứng là 390 MPa và 1350 MPa.

Điều kiện liên kết ngàm được quy định cho các nút số 1 và số 22, trong khi đó nút số 21 đại diện cho đầu trên của cột có thể chuyển vị dọc trục dưới sự kiềm chế của thanh dàn số 11. Một nút rời thứ 23 được đặt trong mặt phẳng uốn chính của cột (Hình 7(c)) nhằm đóng vai trò của nút N_4 như được định nghĩa trong Hình 7(b).



(a) Mô hình hóa tiết diện ngang cột (b) Phần tử thanh 3 chiều dọc theo chiều cao cột (c) Mô hình phân tích kết cấu

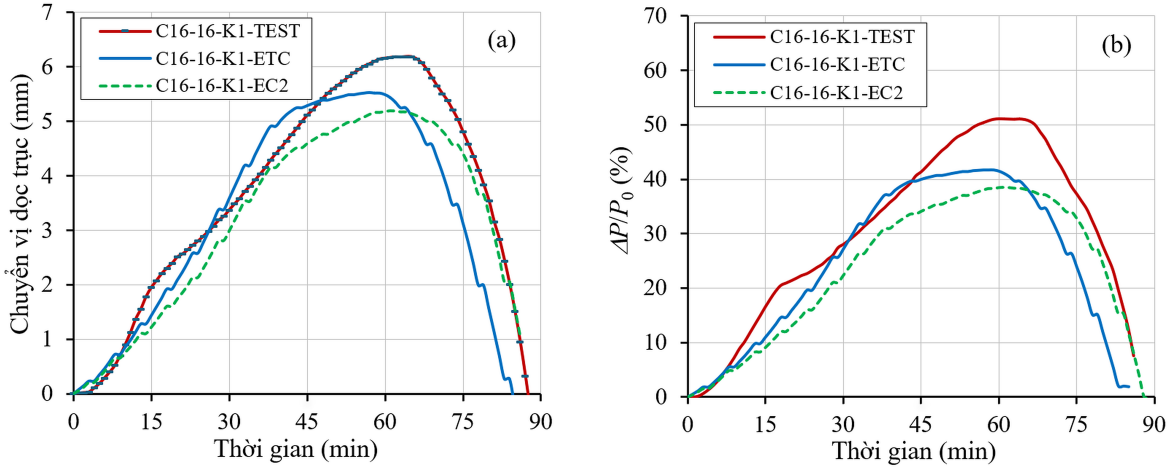
Hình 7. Mô hình hóa mẫu cột C16-16-K1 bằng phần mềm SAFIR

Để mô phỏng sự không hoàn hảo về hình học, cột được tạo một dạng cong ban đầu hình sin với biên độ cực đại 7,5 mm tại giữa cột, tương đương với 1/400 của chiều dài cột. Tải trọng nén ban đầu P_0 = 181,06 kN theo số liệu thực nghiệm được đặt tại nút 21 (đỉnh cột) dưới dạng tải trọng nút. Ngoài ra, trên các phần tử dầm (từ phần tử 1 đến phần tử 10) có tải trọng phân bố đều là trọng lượng bản thân của cột theo phương dọc trục.

Như đã trình bày ở mục 5.2, hai mô hình vật liệu bê tông sử dụng cốt liệu đá vôi được tích hợp trong phần mềm SAFIR: (i) Mô hình ngầm định theo tiêu chuẩn châu Âu CALCONC_EN; và (ii) Mô hình tường minh CALCONC_ETC do Gernay đề xuất [20, 21]. Đối với cốt thép dọc, sử dụng vật liệu STEELEC3EN với mô-đun đàn hồi 210 GPa, giới hạn chảy là 500 MPa. Các đặc tính ở nhiệt độ cao được lấy theo tiêu chuẩn EN 1992-1-2 [1]. Giải thuật phân tích kết cấu sử dụng phương pháp lặp Newton-Raphson (PURE_NR) với dung sai hội tụ 0,001. Bước thời gian thay đổi linh hoạt, bắt đầu từ 0,01 giây trong 0,1 giây đầu, sau đó tăng dần để tối ưu thời gian tính toán cho đến 9600 giây.

c. Kết quả phân tích

Hình 8(a) và Hình 8(b) lần lượt biểu diễn kết quả phân tích chuyển vị dọc trục và tương quan lực dọc phát sinh so với tải trọng ban đầu $\Delta P/P_0$ (%) trong mẫu cột C16-16-K1 thu được từ phần mềm SAFIR, với mô hình bê tông ngầm định theo tiêu chuẩn châu Âu EC2 [1] (đường nét đứt) và mô hình tường minh ETC của Gernay [20, 21] (đường nét liền nhạt) được so sánh với kết quả thực nghiệm [15] (đường nét liền đậm).



(a) Sự phát triển của chuyển vị dọc trục

(b) Sự phát triển của lực dọc phát sinh

Hình 8. Kết quả phân tích mẫu cột C16-16-K1 bằng phần mềm SAFIR

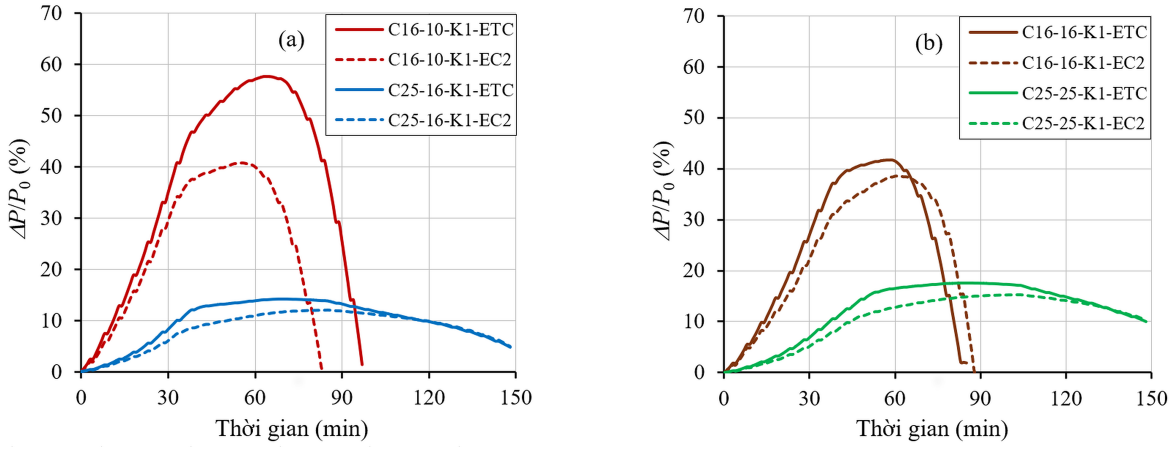
Hình 8 cho thấy cả hai mô hình đều phản ánh khá sát xu hướng của kết quả thực nghiệm, theo đó khi mẫu cột chịu lực và bị kiềm chế chuyển vị dọc trục, trong khoảng thời gian từ 60 đến 65 phút kể từ khi bắt đầu bị nung nóng, cột giãn dài có kiềm chế, sau đó đạt cực đại tại đỉnh rồi co ngắn với độ dốc khá lớn của đường cong đi xuống và bị phá hoại tại thời điểm đường cong quay về giá trị ban đầu theo định nghĩa trong [15]. So với đường cong thực nghiệm, đường cong của mô hình tường minh ETC sát hơn trong giai đoạn giãn dài đến đỉnh, trong khi đường cong của mô hình ngầm định EC2 lại sát hơn trong giai đoạn co ngắn từ đỉnh giảm trở lại vị trí ban đầu tại trục hoành. Hình 8(a) cho thấy mô hình ETC dự báo giá trị tăng tương đối lớn nhất của lực dọc là 42%, lớn hơn so với giá trị tương ứng của mô hình EC2 (38%) và gần hơn so với giá trị thực nghiệm (51%).

6. Khảo sát ảnh hưởng của một số tham số

Với kết quả kiểm chứng với thực nghiệm thu được từ mục 5.3.c, mô hình số bằng phần mềm SAFIR được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng của một số tham số đến sự phát triển của lực dọc phát sinh khi các mẫu cột trong Bảng 1 bị tác động cháy trong điều kiện vừa chịu lực, vừa bị kiềm chế chuyển vị dọc trục, kết quả được trình bày dưới đây.

6.1. Ảnh hưởng của kích thước tiết diện cột

Hình 9(a) và Hình 9(b) lần lượt biểu diễn kết quả $\Delta P/P_0$ (%) của hai nhóm mẫu cột chịu các điều kiện nhiệt - cơ học khác nhau [15]. Trong Hình 9(a), hai cặp mẫu cột C16-10-K1 và C25-16-K1 có cùng một hàm lượng cốt thép dọc là 1,23% và chịu cùng một mức kiềm chế chuyển vị dọc trục là K_1 = 13 kN/mm, nhưng có tiết diện khác nhau (kích thước cạnh 160 mm với mẫu C16 và 250 mm đối với mẫu C25). Với mỗi mẫu cột, kết quả của hai mô hình ngầm định EC2 và mô hình tường minh ETC lần lượt được thể hiện bằng các đường nét đứt và đường nét liền. Kết quả tương tự của hai cặp mẫu cột C16-16-K1 và C25-25-K1 (với cùng hàm lượng cốt thép dọc là 3,14%, chịu cùng mức kiềm chế chuyển vị dọc trục là K_1 = 13 kN/mm) được thể hiện trong Hình 9(b).



(a) Mẫu cột C16-10-K1 và C25-16-K1

(b) Mẫu cột C16-16-K1 và C25-25-K1

Hình 9. Khảo sát ảnh hưởng của kích thước tiết diện

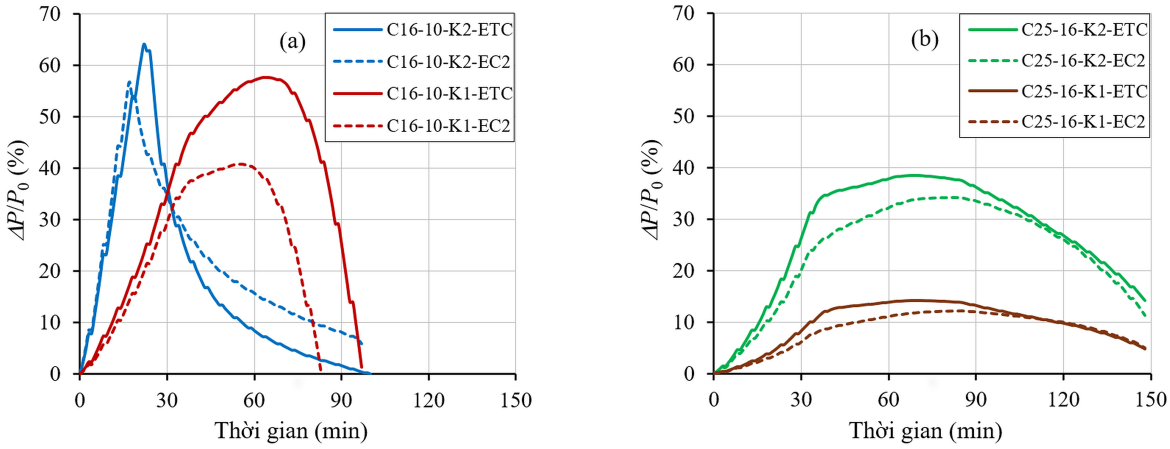
Hình 9(a) cho thấy đỉnh của các đường cong $\Delta P/P_0$ theo thời gian của mẫu cột C16-10 đều nằm trên đỉnh của các đường cong của mẫu cột C25-16. Tương tự trong Hình 9(b), đỉnh của các đường cong của mẫu cột C16-16 đều nằm trên đỉnh của các đường cong của mẫu cột C25-25. Như vậy, với cùng một hàm lượng cốt thép dọc và cùng một giá trị độ cứng kiềm chế, lực dọc phát sinh $\Delta P/P_0$ (%) trong cột có tiết diện bé hơn (C16) có xu hướng tăng mạnh hơn và đạt giá trị cực đại cao hơn so với cột có tiết diện lớn hơn (C25). Điều này cho thấy các cột BTCT có tiết diện bé hơn có phân bố nhiệt độ trên tiết diện tăng nhanh hơn khi cháy, kéo theo độ cứng dọc trục ($K_c = EA/L$) của cột giảm nhanh hơn. Như vậy, tương quan giữa độ cứng kiềm chế và độ cứng dọc trục của cột (K/K_c) là một yếu tố ảnh hưởng có tỷ lệ đồng biến với sự phát triển tăng và giá trị cực đại của lực dọc phát sinh trong cột khi cháy.

6.2. Ảnh hưởng của độ cứng kiềm chế chuyển vị dọc trục

Hình 10(a) và Hình 10(b) lần lượt biểu diễn kết quả tương quan giữa lực dọc phát sinh so với lực nén ban đầu ($\Delta P/P_0$ - tính theo %) của hai nhóm mẫu cột có tiết diện vuông cạnh 160 mm (C16) và 250 mm (C25) trong thí nghiệm [15]. Trong Hình 10(a), hai cặp mẫu cột C16-10-K1 và C16-10-K2

chịu hai mức kiềm chế chuyển vị dọc trục tương ứng là $K_1 = 13$ kN/mm và $K_2 = 45$ kN/mm. Với mỗi mẫu cột, kết quả từ mô hình ngầm định EC2 và mô hình tường minh ETC lần lượt được thể hiện qua các đường nét đứt và đường nét liền. Kết quả tương tự của hai cặp mẫu cột C25-16-K1 và C25-16-K2 được thể hiện trong Hình 10(b).

Hình 10 cho thấy trong cả hai nhóm mẫu cột, với cùng một tiết diện và độ suy giảm độ cứng dọc trục của cột, đỉnh của các đường cong tương ứng với K_2 đều nằm trên đỉnh của các đường cong tương ứng với K_1. Như vậy, giá trị lớn nhất của lực dọc phát sinh trong cột tăng lên khi tăng độ cứng cản chuyển vị dọc trục.



(a) Mẫu cột C16-10-K1 và C16-10-K2

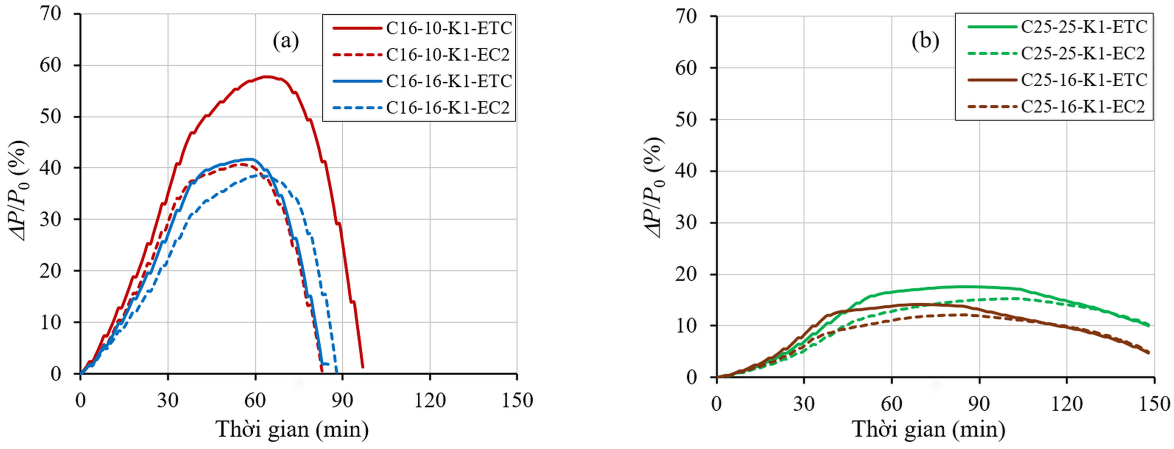
(b) Mẫu cột C25-16-K1 và C25-16-K2

Hình 10. Khảo sát ảnh hưởng của độ cứng kiềm chế chuyển vị dọc trục

6.3. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dọc

Kết quả của tỷ số $\Delta P/P_0$ (%) trong hai nhóm mẫu cột có tiết diện vuông cạnh 160 mm và 250 mm trong thí nghiệm [15] được biểu diễn tương ứng trong Hình 11(a) và Hình 11(b). Trong Hình 11(a), hai cặp mẫu cột C16-10-K1 và C16-16-K1 cùng chịu một mức kiềm chế chuyển vị dọc trục là $K_1 =$ 13 kN/mm nhưng có hàm lượng cốt thép dọc tương ứng là 1,23% (C16-10) và 3,14% (C16-16). Với mỗi mẫu cột, kết quả của mô hình ngầm định EC2 và mô hình tường minh ETC lần lượt được thể hiện qua các đường đứt nét và đường liền nét. Kết quả tương tự của hai cặp mẫu cột C25-16-K1 (hàm lượng 1,29%) và C25-25-K1 (hàm lượng 3,14%) được biểu diễn trong Hình 11(b).

Hình 11(a) cho thấy với mẫu cột có tiết diện vuông 160×160 mm, đỉnh các đường cong của mẫu cột có hàm lượng cốt thép dọc bé hơn (C16-10 - hàm lượng 1,23%) nằm ở phía trên đỉnh của các đường cong của mẫu cột có hàm lượng cốt thép dọc lớn hơn (C16-16 – hàm lượng 3,14%). Như vậy, giá trị cực đại của lực dọc phát sinh trong cột có xu hướng giảm đi khi tăng hàm lượng cốt thép dọc. Ngược lại, với mẫu cột có tiết diện vuông 250×250 mm, đỉnh của các đường cong của mẫu cột có hàm lượng cốt thép dọc cao hơn (C25-25 - hàm lượng 3,14%) lại nằm ở phía trên đỉnh đường cong của mẫu cột có hàm lượng cốt thép dọc bé hơn (C25-16 – hàm lượng 1,29%), nghĩa là lực dọc cực đại phát sinh trong cột có xu hướng tăng cùng với hàm lượng cốt thép dọc (Hình 11(b)). Điều này có thể được giải thích từ kết quả trong mục 6.1, nghĩa là với cột có tiết diện bé, phân bố nhiệt độ trong tiết diện tăng mạnh hơn khi cháy, nhiệt độ trong cốt thép dọc tăng nhanh hơn là một yếu tố bất lợi, ngay cả khi có hàm lượng lớn hơn nhưng lại góp phần làm giảm độ cứng dọc trục nhanh hơn so với cột có tiết diện lớn hơn do đã góp phần hạn chế nhằm làm cho sự tăng nhiệt độ trong cốt thép dọc diễn ra chậm hơn.

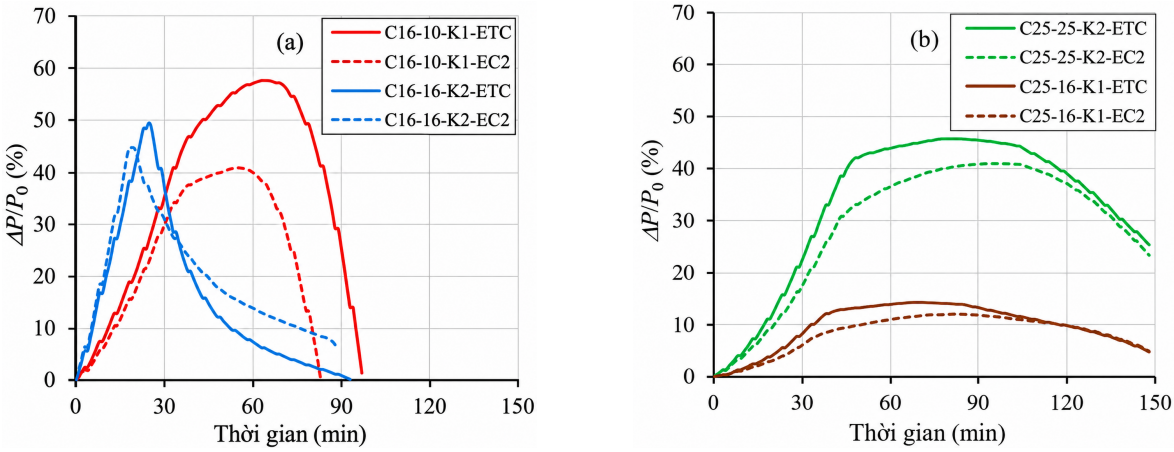


(a) Mẫu cột C16-10-K1 và C16-16-K1 (b) Mẫu cột C25-16-K1 và C25-25-K1

Hình 11. Khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dọc

6.4. Ảnh hưởng của mô hình vật liệu bê tông

Hình 12(a) và Hình 12(b) lần lượt biểu diễn kết quả $\Delta P/P_0$ (%) của hai nhóm mẫu cột có tiết diện vuông cạnh 160 mm và 250 mm trong thí nghiệm [15]. Trong Hình 12(a), hai mẫu cột C16-10-K1 và C16-16-K2 với hai hàm lượng cốt thép dọc tương ứng là 1,23% và 3,14% và chịu cùng mức kiềm chế chuyển vị dọc trục tương ứng là K_1 = 13 kN/mm và K_2 = 45 kN/mm. Với mỗi mẫu cột, kết quả hai mô hình ngầm định EC2 và tường minh ETC lần lượt được thể hiện qua các đường nét đứt và đường nét liền. Kết quả tương tự của hai cặp mẫu cột C25-16-K1 và C25-25-K2 được thể hiện trong Hình 12(b).



(a) Mẫu cột C16-10-K1 và C16-16-K2 (b) Mẫu cột C25-16-K1 và C25-25-K2

Hình 12. Khảo sát ảnh hưởng của mô hình bê tông

Hình 12 cho thấy một quy luật chung là với cùng một mẫu cột, đỉnh của đường cong ETC có xu hướng luôn nằm phía trên đỉnh của đường cong EC2. Như vậy, mô hình vật liệu bê tông tường minh (ECT) có khả năng dự báo độ tăng tối đa của lực dọc phát sinh trong cột BTCT khi gia nhiệt trong điều kiện bị kiềm chế giãn nở dọc trục cao hơn so với mô hình ngầm định (EC2).

7. Kết luận

Trong khuôn khổ của nghiên cứu này, mô hình mô phỏng số sử dụng phần mềm phần tử hữu hạn SAFIR tích hợp mô hình bê tông ngầm định theo tiêu chuẩn châu Âu EC2 và mô hình tường minh ETC được đề xuất áp dụng cho bài toán phân tích ứng xử của cột BTCT chịu tác động đồng thời của tải trọng, sự kiềm chế chuyển vị dọc trục, và đám cháy tiêu chuẩn. Dựa trên cơ sở kiểm chứng với kết quả thực nghiệm, mô hình số đề xuất được sử dụng cho việc khảo sát ảnh hưởng của một số tham số tới tốc độ tăng tương đối của lực dọc $\Delta P/P_0$ (%). Kết quả cho thấy: (i) Độ tăng tối đa của $\Delta P/P_0$ tỷ lệ thuận với độ cứng kiềm chế chuyển vị dọc trục nhưng tỷ lệ nghịch với kích thước tiết diện cột; (ii) Với cột có tiết diện nhỏ, độ tăng tối đa của $\Delta P/P_0$ tỷ lệ thuận với hàm lượng cốt thép dọc; Ngược lại, với cột có tiết diện lớn hơn, thông số này tỷ lệ nghịch với hàm lượng cốt thép dọc; và (iii) Mô hình tường minh ETC có khả năng dự báo mức độ tăng tương đối cực đại của lực dọc sát hơn so với kết quả của mô hình ngầm định theo tiêu chuẩn châu Âu EC2 và gần hơn so với kết quả thực nghiệm.

Hướng phát triển tiếp theo của đề tài là tiếp tục nghiên cứu sâu hơn về ảnh hưởng của sự phát triển lực dọc tới cơ chế phá hoại cũng như khả năng chịu lửa của cột BTCT làm việc siêu tĩnh trong hệ kết cấu công trình - với sự tích hợp của các yếu tố đã được khảo sát trong bài báo này.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Xây dựng Hà Nội thông qua đề tài khoa học công nghệ mã số 123-2026/KHXD-TĐ.

Tuyên bố về việc sử dụng trí tuệ nhân tạo tạo sinh và công nghệ hỗ trợ bởi AI

Tác giả xác nhận không sử dụng bất kỳ công cụ trí tuệ nhân tạo tạo sinh hoặc công nghệ hỗ trợ bởi AI nào trong quá trình chuẩn bị và hoàn thiện bản thảo.

Tài liệu tham khảo

[1] EN 1992-1-2:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[2] Anderberg, Y. (1976). *Fire-exposed hyperstatic concrete structures – an experimental and theoretical study*. Doctoral dissertation, University of Lund, Lund, Sweden.

[3] Anderberg, Y., Thelandersson, S. (1976). *Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: 2-Experimental investigation and material behaviour model*. Lund Institute of Technology, Bulletin 54,Lund, Sweden.

[4] Schneider, U. (1985). *Properties of materials at high temperatures: Concrete*. RILEM Technical Committees, Paris, France.

[5] Purkiss, J. A. (1996). *Fire safety engineering design of structures*. Butterworth-Heinemann, Oxford, UK.

[6] Wit, A. D. (2011). *Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire*. Master's thesis, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

[7] Bažant, Z. P., Chern, J. C. (1987). Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(10):1493–1511.

[8] Gernay, T., Franssen, J. M. (2010). Consideration of transient creep in the Eurocode constitutive model for concrete in the fire situation. *Proceedings of the 6th International Conference on Structures in Fire (SiF 2010)*, East Lansing, Michigan, USA, 784–791.

[9] Franssen, J. M. (2005). Plastic analysis of concrete structures subjected to fire. *Proceedings of the Workshop "Fire design of concrete structures: What now? What next?"*, Milan, Italy, 133–145.

[10] Tan, K. H., Nguyen, T. T. (2013). Experimental behaviour of restrained reinforced concrete columns subjected to equal biaxial bending at elevated temperatures. *Engineering Structures Journal*, 56:823–836.

[11] Nguyen, T. T., Tan, K. H. (2014). Thermal-induced restraint forces in reinforced concrete columns subjected to eccentric loads. *Fire Safety Journal*, 69:136–146.

[12] Tháng, N. T. (2016). Effect of concrete cover on axial load resistance of reinforced concrete columns in fire. *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)*, 10(31):29–36.

[13] Hung, D. V., Hang, N. T. N., Linh, V. N., Tháng, N. T. (2023). Case studies on determining fire resistance of uniaxial bending reinforced concrete columns subjected to 4-side standard fire exposure. *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 17(2):21–34.

[14] Franssen, J. M. (2005). A thermal/structural program modeling structures under fire. *Engineering Journal (AISC)*, 42(3):143–158.

[15] Martins, A. M. B., Rodrigues, J. P. C. (2010). Fire resistance of reinforced concrete columns with elastically restrained thermal elongation. *Engineering Structures*, 32(10):3330–3337.

[16] Khoury, G. A., Grainger, B. N., Sullivan, P. J. E. (1985). Transient thermal strain of concrete: Literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of Concrete Research*, 37(132):131–144.

[17] Terro, M. J. (1998). Numerical modelling of the behaviour of concrete structures in fire. *ACI Structural Journal*, 95(3):183–193.

[18] Li, L. Y., Purkiss, J. A. (2005). Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 40(7):669–686.

[19] Law, A., Gillie, M. (2008). Load induced thermal strain: Implications for structural behaviour. *Proceedings of the 5th International Conference on Structures in Fire (SiF 2008)*, Singapore, 448–496.

[20] Gernay, T., Franssen, J. M. (2012). A formulation of the Eurocode 2 concrete model at elevated temperature that includes an explicit term for transient creep. *Fire Safety Journal*, 51:1–9.

[21] Gernay, T. (2012). Effect of transient creep strain model on the behavior of concrete columns subjected to heating and cooling. *Fire Technology*, 48(2):313–329.

[22] Fike, R. S., Kodur, V. K. R. (2009). An approach for evaluating the fire resistance of CFHSS columns under design fire scenarios. *Journal of Fire Protection Engineering*, 19(4):229–259.

[23] ENV 1992-1-2:1995. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, Belgium.

[24] ISO 834:1975. *Fire resistance tests – Elements of building construction*. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.