Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng NUCE 2019. 13 (4V): 35–46

TÍNH TOÁN VÁCH PHẲNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ LỖ CỬA THEO MÔ HÌNH THANH CHỐNG GIẰNG (STM)

Nguyễn Minh Thu[a,*], Phạm Thanh Tùng[1]

[a] *Khoa Xây dựng dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng, số 55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam*

Nhận ngày 20/08/2019, Sửa xong 16/09/2019, Chấp nhận đăng 16/09/2019

Tóm tắt

Vách và lõi cứng bê tông cốt thép (BTCT) là kết cấu chịu lực không thể thiếu trong nhà cao tầng, nhưng cho tới nay các tiêu chuẩn xây dựng hiện hành của Việt Nam chưa đề cập nhiều đến việc tính toán loại kết cấu này. Hiện tại, việc tính toán cốt thép cho vách có nhiều phương pháp như phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi, phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men, phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác, phương pháp thanh chống giằng (Strut-and-Tie Model)... Nội dung chính của bài báo là giới thiệu phương pháp tính toán vách BTCT có lỗ cửa theo mô hình thanh chống-giằng trong ACI 318-19, mô hình này được sử dụng ở nhiều nước trên thế giới nhưng lại ít được áp dụng trong thiết kế tại Việt Nam. Kết quả tính toán cốt thép được so sánh với số liệu tính theo phương pháp phần tử biên.

Từ khoá: vách phẳng; BTCT; lỗ cửa; thanh chống - giằng; ACI 318.

CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS WITH OPENINGS BY STRUT-AND-TIE MODEL (STM)

Abstract

Reinforced concrete (RC) Shear walls and Cores are indispensable bearing structures in high-rise buildings, but up to now Vietnam's applicable construction standards do not clearly mention the calculation of those structures. Currently, the calculation of reinforcement for shear walls can be implemented based on many methods such as the elastic stress distribution, the method of assuming the marginal bearing area, the interactive chart method, the Strut-and-Tie Model, etc. The main content of the paper is to introduce the calculation method of reinforced concrete walls with openings according to the Strut-and-Tie Model in ACI 318-19, a new one has not been popularly applied in Vietnamese design work. The obtained results are compared with the data calculated based on the method of assuming the marginal bearing area.

Keywords: shear wall; RC; openings; strut and tie; ACI 318.

https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13(4V)-04 © 2019 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

1. Giới thiệu

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu nhiều nước trên thế giới đã có chỉ dẫn về tính toán vách cứng bê tông cốt thép (BTCT) nhưng tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574-2018 [1] chưa đề cập cụ thể cách tính toán, do đó gây khó khăn cho việc áp dụng trong thực tế.

Việc tính toán tác động đồng thời của cả mômen và lực cắt rất phức tạp và khó thực hiện, vì vậy trong các tiêu chuẩn thiết kế vẫn tách riêng việc tính cốt dọc và cốt đai khi tính toán vách BTCT. Theo Tùng và cs. [2], việc tính cốt thép dọc cho vách cứng có thể tính theo ba phương pháp phổ biến sau:

[*] Tác giả chính. *Địa chỉ e-mail:* nmthu511@gmail.com (Thu, N. M.)

- Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi;
- Phương pháp vùng biên chịu mô men;
- Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác.

Tuy nhiên, tính toán cốt thép theo các phương pháp trên chưa phản ánh đúng sự làm việc của vách BTCT (coi vật liệu đàn hồi) hoặc là quy trình tính toán khá phức tạp (phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác). Ở các phương pháp này, tính toán và thiết kế các cấu kiện BTCT đều dựa trên giả thiết là tiết diện phẳng trong quá trình chịu lực, điều này chỉ thích hợp cho những khu vực kết cấu có trường ứng suất thay đổi một cách đều đặn. Trong thực tế, có rất nhiều khu vực trong kết cấu vách BTCT (vách có lỗ cửa . . .) mà trường ứng suất và biến dạng có nhiễu loạn lớn làm cho việc áp dụng giả thiết về biến dạng phẳng không còn đúng nữa.

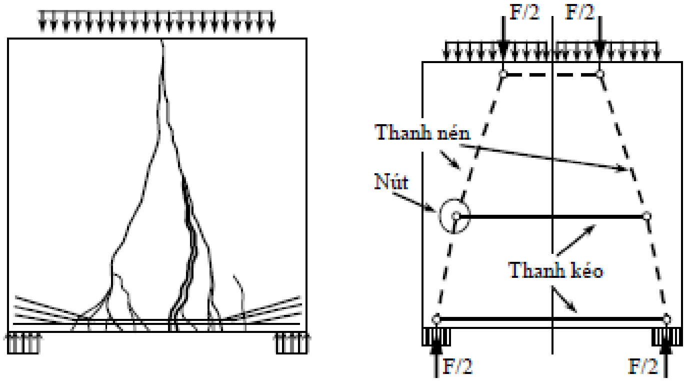
Với sự phát triển mạnh mẽ của máy tính, các hệ thống phần mềm tính toán kết cấu BTCT dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến đã được xây dựng khá nhiều trong thời gian gần đây như ANSYS, ABAQUS, ATENA, midas FEA v.v. Những công cụ này cho phép nghiên cứu một cách khá chính xác ứng xử của các vùng không liên tục trong kết cấu BTCT trong suốt quá trình chịu lực, cả trước và sau khi nứt. Khi khai thác các chương trình này, có thể sử dụng các quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông đã nứt như trong lý thuyết vùng nén cải tiến. Cho đến nay, để nghiên cứu tỉ mỉ sự làm việc các vùng không liên tục trong kết cấu BTCT sau khi nứt, phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến với các phần mềm máy tính đang là công cụ mạnh nhất. Tuy nhiên, đối với các thiết kế thực tế, phương pháp này đòi hỏi quá nhiều thời gian và công sức của kỹ sư, chúng chỉ thích hợp cho các nghiên cứu đặc biệt và được sử dụng để điều chỉnh các phương pháp thiết kế thông thường. Bởi vậy, một trong các phương pháp được áp dụng phổ biến hiện nay được đưa vào nhiều tiêu chuẩn của các nước trên thế giới để thiết kế khu vực không liên tục trong các kết cấu BTCT là phương pháp sơ đồ hệ thanh chống – giằng (STM). Phương pháp này hiện nay còn chưa được ứng dụng nhiều ở Việt Nam. Vì vậy nội dung chính của bài báo là giới thiệu phương pháp tính toán mới dễ vận dụng cho vách phẳng BTCT có lỗ cửa, nơi tồn tại trường ứng suất và biến dạng nhiễu loạn, so sánh phương pháp này với phương pháp thiết kế thường gặp thông qua ví dụ tính toán, từ đó rút ra các kiến nghị ứng dụng, làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư thiết kế.

2. Tổng quan về mô hình thanh chống – giằng

2.1. Giới thiệu phương pháp sơ đồ hệ thanh chống-giằng

Để tính toán và thiết kế các kết cấu BTCT, người ta có thể mô hình hoá dòng lực chạy trong chúng bằng các sơ đồ dạng giàn đơn giản [3–6]. Trường ứng suất nén chính trong bê tông có xu hướng trở thành các đường thẳng và các thanh bê tông nằm giữa các vết nứt sẽ chịu ứng suất nén này và có thể được mô hình hoá thành các thanh nén. Trường ứng suất kéo sẽ do cốt thép chịu và được mô hình hoá thành các thanh kéo. Các khu vực có sự chuyển hướng của ứng suất được thể hiện thành các nút (Hình 1).

Phương pháp này được gọi là phương pháp sơ đồ hệ thanh (SĐHT) hay "thanh chống và thanh giằng" (Strut-and-Tie model). Việc thay thế một kết cấu hoặc cấu kiện BTCT bằng một SĐHT thực chất là đi tìm một trạng thái nội lực trong kết cấu để SĐHT thoả mãn điều kiện cân bằng và điều kiện cường độ. Đây là một công cụ hữu hiệu, được thừa nhận và áp dụng trên thế giới để phân tích các hư hỏng cũng như thiết kế mới kết cấu BTCT, đặc biệt là các khu vực chịu lực cục bộ (khu vực không liên tục) trong kết cấu. Nhiều tiêu chuẩn thiết kế tiên tiến trên thế giới như ACI 318-19 [7], EuroCode 2 [8], AASHTO [9], DIN 1045 [10] ... đã chính thức coi phương pháp SĐHT là một phương pháp dùng để phân tích và xử lý cấu tạo cho kết cấu với nhiều thế mạnh thay thế cho việc áp dụng thuần túy các qui định cấu tạo thường được thể hiện trong các qui trình thiết kế trước đây.



Hình 1. Kết cấu thật và sơ đồ hệ thanh tương ứng

2.2. Nguyên tắc xây dựng sơ đồ hệ thanh (theo ACI 318-19) [7]

a. Một lực luôn luôn tìm đường ngắn nhất để đến gối, đường đi này được gọi là dòng lực. Các dòng lực không được phép giao nhau, bắt đầu và kết thúc tại trọng tâm của diện tích đặt tải hoặc diện tích gối tựa.

b. Dòng lực phải là ngắn nhất có thể và có dạng đường dòng không có điểm gãy. Chiều của dòng lực là chiều của tải trọng tác dụng.

c. Lực tập trung có xu hướng phân bố đều vào bê tông nên các dòng lực có độ cong lớn tại gần nơi đặt lực.

d. Tại những chỗ cong của dòng lực xuất hiện lực chuyển hướng tạo nên sự cân bằng.

2.3. Trình tự chung xây dựng sơ đồ hệ thanh

a. Xác định các phản lực gối trên mô hình kết cấu toàn thể.

b. Phân chia kết cấu thành các vùng B (vùng liên tục, trường ứng suất biến đổi đều đặn có thể áp dụng được lý thuyết giả thiết mặt cắt phẳng của Bernoulli) và các vùng D (vùng không liên tục, trường ứng suất biến đổi hỗn loạn và giả thiết tiết diện phẳng không còn thích hợp - Hình 2).

c. Xác định nội lực và thiết kế sơ bộ các vùng B theo các phương pháp thông thường hoặc phương pháp SĐHT.

d. Xác định rõ tất cả các lực tác dụng lên từng vùng D. Cần phải xét đến các ứng suất biên hoặc nội lực biên ở các mặt cắt tiếp giáp giữa vùng B và vùng D.

e. Kiểm tra điều kiện cân bằng cho mỗi vùng D.

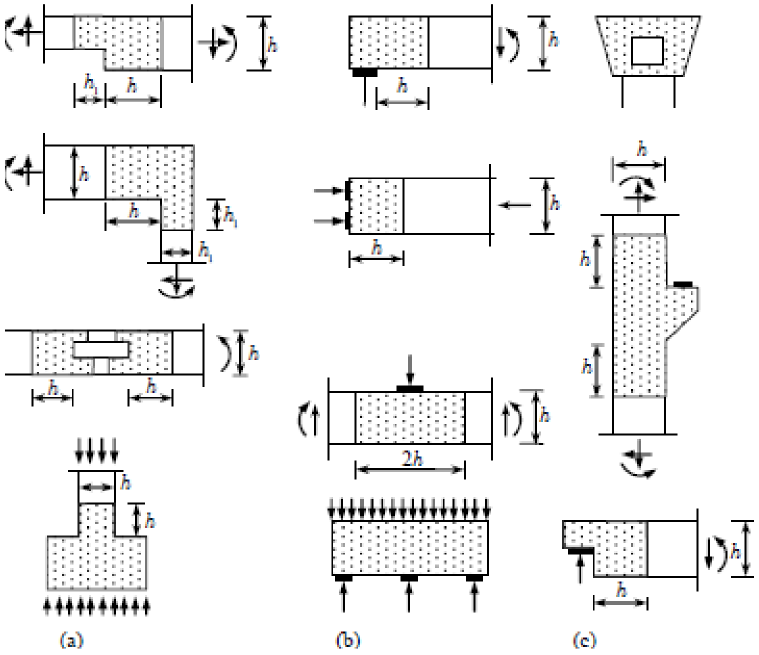
f. Xây dựng SĐHT và tính toán nội lực và kiểm tra theo điều kiện cường độ.

2.4. Các phương pháp xây dựng sơ đồ hệ thanh

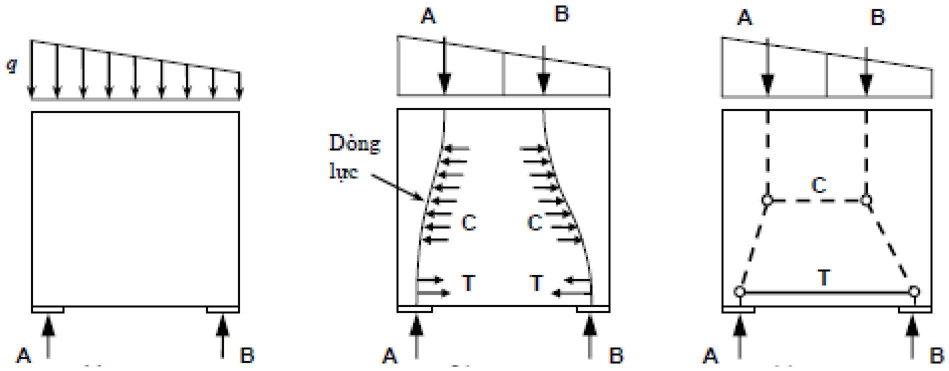
SĐHT cần bao quát được dòng nội lực gần với thực tế để kết cấu thực có thể được tính toán đủ chính xác. Mô hình STM lý tưởng là mô hình có số lượng thanh tối thiểu. Đối với một số kết cấu phức tạp chúng ta nên sử dụng phân tích phần tử hữu hạn để xác định quỹ đạo ứng suất cho từng trường hợp tải trọng [11]. Có ba phương pháp chính:

a. Xây dựng SĐHT bằng phương pháp dòng lực

Mô hình được xây dựng dựa trên phản ánh dòng lực chính và minh hoạ ứng xử chịu lực của kết cấu. Các thanh chịu kéo và chịu nén là đại diện cho trường ứng suất kéo hoặc nén trong kết cấu. Các nút của các thanh là nơi mà các nội lực hoặc ứng suất chuyển hướng hoặc neo (Hình 3).



Hình 2. Các vùng không liên tục về hình học và tĩnh học (vùng D)



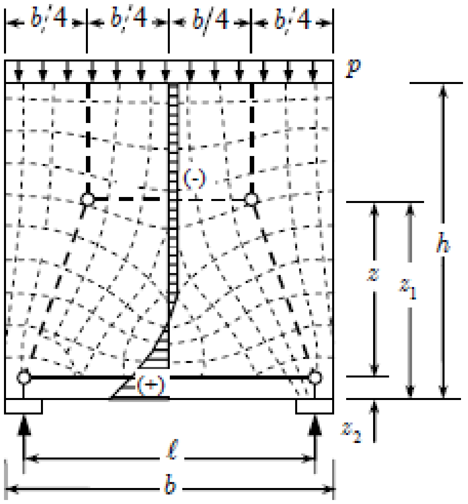
(a) Sơ đồ kết cấu (b) Các dòng lực của tải trọng (c) Sơ đồ hệ thanh

Hình 3. Sử dụng phương pháp dòng lực để mô hình hoá

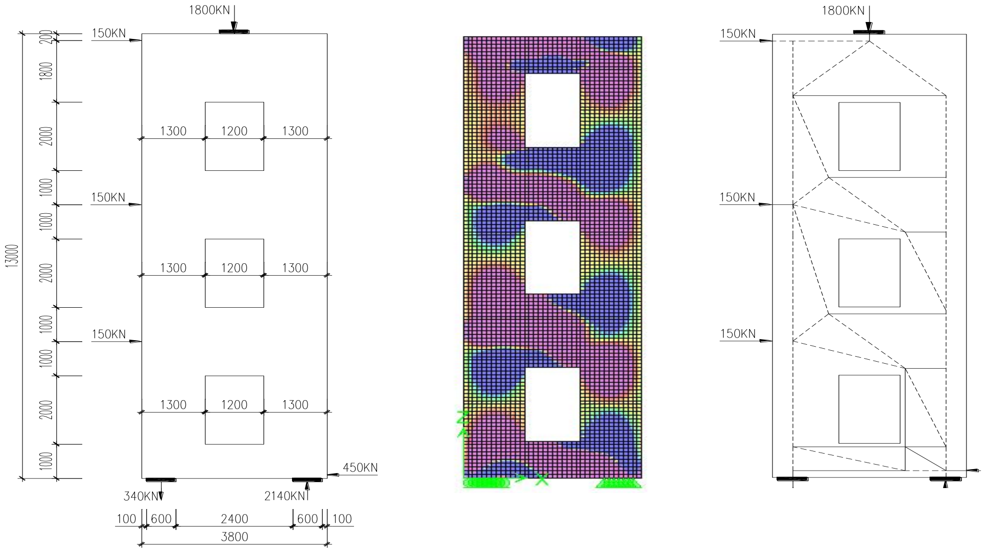
b. Xây dựng SĐHT dựa trên sự phân bố ứng suất đàn hồi

Quỹ đạo ứng suất trong kết cấu bê tông có thể được mô tả chính xác bằng phân tích đàn hồi. Mặc dù sự phân bố ứng suất này chỉ phù hợp cho trạng thái kết cấu trước khi bê tông nứt nhưng, dựa vào đó, người ta có thể xây dựng được SĐHT gồm các thanh hướng theo các phương ứng suất chính. Vị trí của hợp lực chuyển hướng được xác định từ sự phân bố ứng suất trong từng mặt cắt. Cách xác định vị trí lực chuyển hướng và định hướng SĐHH dựa trên lý thuyết đàn hồi được thể hiện trên Hình 4.

Hình 5 mô tả cách vận dụng xây dựng SĐHT từ các phân tích ứng suất đàn hồi. Các thanh chống (nét đứt) tương ứng với luồng ứng suất nén (màu tím), các thanh giằng (nét liền) tương ứng với luồng ứng suất kéo (màu xanh). Cần chú ý tại vị trí đặt lực tập trung sẽ là điểm giao của 2 hệ thanh chống và giằng.



Hình 4. Quỹ đạo ứng suất, phân bố ứng suất đàn hồi ở mặt cắt giữa và SĐHT thay thế



(a) Sơ đồ hình học

(b) Quỹ đạo phân bố ứng suất

(c) SĐHT thay thế

Hình 5. Sơ đồ hình học, quỹ đạo phân bố ứng suất đàn hồi và SĐHT thay thế

c. Xây dựng SĐHT dựa trên các SĐHT mẫu

Trong thực tế tính toán, một số SĐHT tiêu biểu xuất hiện lặp đi lặp lại trong nhiều trường hợp và tổ hợp khác nhau, thậm chí trong những kết cấu rất khác biệt. Lý do là chỉ có một số lượng rất hạn chế các vùng không liên tục có dòng ứng suất thực sự khác nhau. Khi nắm rõ đặc điểm làm việc thực tế của kết cấu, người kỹ sư có thể vận dụng các mô hình chuẩn trong thiết kế của mình.

2.5. Tính toán nội lực của các thanh trong sơ đồ hệ thanh

Nội lực các thanh của SĐHT được xác định theo cách thức giải bài toán giàn thông thường. Người thiết kế có thể thêm nhiều thanh nén xiên cần thiết vào sơ đồ để không biến dạng hình học. Việc sử dụng các SĐHT siêu tĩnh đôi khi cũng thích hợp cho nghiên cứu dòng ứng suất thực tế và cần giả định tương quan độ cứng và sự phân phối lực giữa các thanh.

2.6. Các yêu cầu chính

a. Hệ thanh phải ổn định, đảm bảo đáp ứng được tải trọng ngoài và tải trọng bản thân trong các tổ hợp tải trọng yêu cầu (bao gồm cả các hệ số tải trọng).

b. Sức kháng của thanh chống, thanh giằng và vùng nút phải lớn hơn hoặc bằng nội lực trong các thành phần tương ứng.

c. Các thanh chống không bố trí cắt ngang qua vết nứt, không được phép giao nhau hoặc trùm lên các thanh chống khác. Bề rộng thanh chống được lựa chọn để đáp ứng được nội lực trong thanh.

d. Góc nhỏ nhất giữa thanh chống và thanh giằng xác định theo tiêu chuẩn.

3. Tính toán và kiểm tra kết cấu bằng phương pháp STM theo ACI 318-19 [6]

3.1. Khả năng chịu lực của thanh chống được thể hiện qua biểu thức

Kích thước của thanh nén trong SĐHT được xác định trên cơ sở sự phù hợp về cấu tạo hình học với các vùng nút, có đủ khả năng chịu lực và có thể được thay đổi thông qua các giải pháp cấu tạo vùng nút như thay đổi cách bố trí cốt thép. Khả năng chịu lực của thanh chống được thể hiện qua biểu thức:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \tag{1}$$

trong đó F_{ns} là khả năng chịu lực của thanh chống, A_{cs} là diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu tại đầu mút của thanh chống, f_{ce} là cường độ chịu nén hữu hiệu của bê tông trong vùng thanh chống hoặc nút được tính toán theo biểu thức sau:

$$f_{ce} = 0,85\beta_c \beta_s f_c^{'} \tag{2}$$

trong đó β_s lấy bằng 1,0 với thanh chống có tiết diện đều nhau, β_s lấy bằng 0,75 với thanh chống có cốt thép chịu kéo ngang, β_s lấy bằng 0,4 với thanh chống trong cấu kiện chịu kéo và bản cánh chịu kéo, β_s lấy giá trị bằng 0,6 trong các trường hợp khác.

3.2. Khả năng chịu lực của thanh giằng (thanh kéo)

Kích thước của thanh kéo được xác định trên cơ sở diện tích cần thiết để đủ bố trí cốt thép chịu kéo phù hợp với các quy định về khoảng cách và thoả mãn điều kiện giới hạn ứng suất của vùng nút. Chỉ có những thanh thép được neo đầy đủ vào vùng nút mới được xem xét tham gia chịu lực trong thanh kéo.

Khả năng chịu lực của thanh giằng được xác định thông qua biểu thức:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \tag{3}$$

trong đó F_{nt} là cường độ thanh giằng, A_{ts} là diện tích cốt thép trong thanh giằng chịu kéo, A_{tp} là diện tích thép ứng suất trước trong thanh giằng, Δf_p là số gia của ứng suất căng thép tính theo tải trọng tiêu chuẩn, Δf_p không được vượt quá $(f_{py} - f_{se})$ với f_{py} là cường độ của thép căng ứng suất trước, f_{se} là ứng suất hữu hiệu trong thép căng ứng suất trước (sau tổn hao căng thép).

Chiều cao hữu hiệu của vùng bê tông neo các thanh chịu kéo:

$$w_{t,\max} = \frac{F_{nt}}{f_{ce} b_s} \tag{4}$$

trong đó b_s là chiều rộng tính toán của thanh chống chịu nén trong mô hình giàn ảo. Nếu các thanh thép chịu kéo nằm cùng một lớp thì chiều cao $w_{t,\max}$ có thể lấy bằng đường kính các thanh thép cộng với hai lần lớp bảo vệ cốt thép.

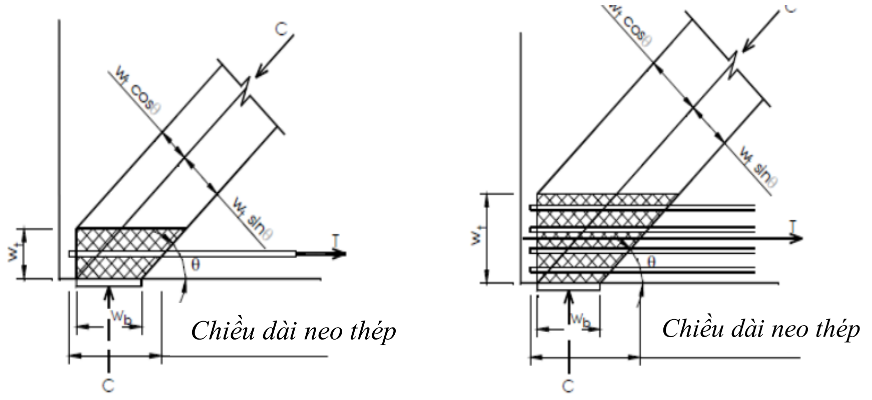
3.3. Khả năng chịu lực của vùng nút

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \tag{5}$$

trong đó F_{nn} là khả năng chịu lực của một mặt ở vùng nút, A_{nz} là diện tích một mặt hoặc tiết diện vùng nút, f_{ce} là cường độ chịu nén hữu hiệu của bê tông tại nút:

$$f_{ce} = 0,85 \beta_c \beta_n f_c^{'} \tag{6}$$

trong đó β_n = 1,0 với vùng nút giới hạn bởi các thanh chống và ứng suất bề mặt khác, β_n = 0,8 với vùng nút có neo một thanh giằng, β_n = 0,6 với vùng nút có neo hai thanh giằng trở lên (Hình 6).



(a) Bố trí một lớp cốt thép (b) Bố trí nhiều lớp cốt thép

Hình 6. Kiểm tra các điều kiện tại vùng nút

3.4. Điều kiện chịu lực tại nút

$$\phi F_{nn} \geq F_{us} \tag{7}$$

trong đó F_{nn} là khả năng chịu lực của thanh chống hoặc thanh giằng hoặc vùng nút, F_{us} là lực dọc tác dụng tại thanh chống hoặc thanh giằng hoặc nút, ϕ là hệ số giảm độ bền có giá trị bằng 0,75.

4. Vận dụng tính toán

Trong phạm vi bài báo chỉ xét đến tính toán vách phẳng BTCT có lỗ cửa để nghiên cứu tính hiệu quả của phương pháp thanh chống – giằng tại những vùng có ứng suất nhiễu loạn. Để đơn giản hóa tính toán ta coi vách liên kết khớp với móng. Ví dụ được tính toán theo phương pháp thanh chống – giằng trong ACI 318-19, sau khi thực hiện tính toán có so sánh kết quả tính theo phương pháp đàn hồi.

4.1. Quy trình tính toán

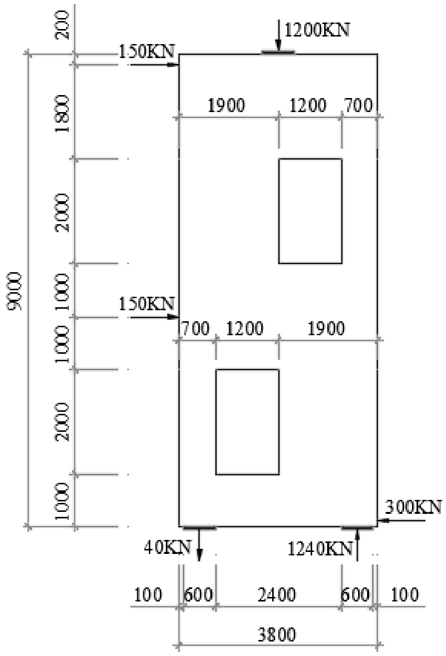
a. Xác định kích thước hình học của vách, kiểm tra điều kiện ép mặt dưới tải trọng và tại gối đỡ.

b. Lựa chọn sơ đồ hệ thanh dựa trên sự phân bố ứng suất đàn hồi.

c. Tính các lực trong thanh giàn (lực nén trong thanh chống xiên, lực kéo trong thanh giằng) và kích thước các thanh giàn, vẽ mô hình thanh chống - giằng theo tỷ lệ.

d. Từ lực tính toán trong thanh giằng, tính toán, chọn và bố trí cốt thép cho vách.

e. Kiểm tra các điều kiện tại vùng nút và vùng nút mở rộng, tính toán neo cốt thép.



Hình 7. Sơ đồ hình học và mô hình kết cấu cho vách phẳng có hai lỗ cửa

4.2. Vận dụng

Thiết kế vách phẳng BTCT kích thước 9×3,8 m, bề rộng 0,2 m, có hai lỗ cửa, chịu tải trọng đứng và ngang. Tấm ép mặt dưới tải trọng có kích thước 0,4×0,4 m, tấm ép mặt tại gối đỡ có kích thước 0,4×0,6 m. Bê tông có cường độ f_c' = 25 MPa, thép có cường độ f_y = 365 MPa (Hình 7).

a. Tính toán theo phương pháp thanh chống – giằng

Xây dựng sơ đồ hệ thanh dựa trên phân tích ứng suất đàn hồi: sau khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm PTHH Etab, ta thấy ứng suất nén xuất hiện phần lớn tại vị trí đặt lực (vị trí đặt tải trọng đứng), ứng suất kéo xuất hiện tại mép của lỗ cửa. SĐHT được xây dựng từ biểu đồ phân bố ứng suất chính (Hình 8(a)). Các thanh chống (nét đứt) tương ứng với luồng ứng suất nén, các thanh giằng (nét liền) tương ứng với luồng ứng suất kéo (Hình 8(b)). Kết quả tính toán nội lực trong các thanh giàn được thể hiện trong Hình 9.

Bề rộng thanh chống ta tính được bằng cách cân bằng lực nén thanh chống theo công thức (1), diện tích tiết diện thanh giằng tính được theo (3), kết quả được tổng hợp trong Bảng 1 có kể đến (7). Bề rộng hiệu quả của các thanh chống được thể hiện trong Hình 9(a). Kết quả tính thép cho các thanh giằng được thể hiện trong Bảng 2.

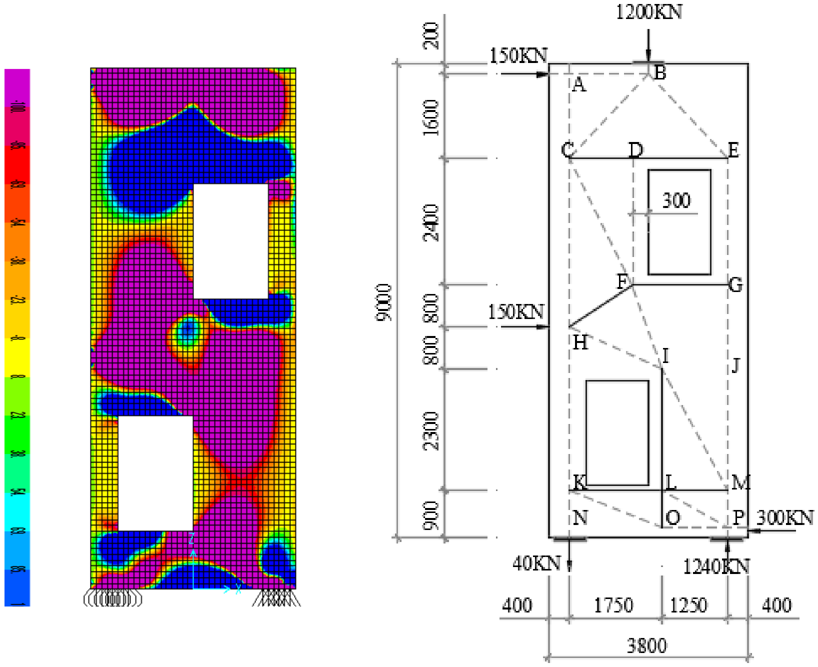
Diện tích cốt thép cấu tạo là: $A_s \geq 0{,}003\times20\times30 = 1{,}8$ cm^2. Vậy ta chọn thép cấu tạo là ∅12a300 theo cả 2 phương. Kiểm tra ứng suất vùng nút và neo cốt thép được thể hiện trên Hình 10. Khả năng chịu lực tác dụng tại nút theo công thức (6):

$$f_{ce}A = 0{,}85\beta_c\beta_n f_c' A = 6324 \text{ KN}$$

Kiểm tra điều kiện chịu lực tại nút theo công thức (7):

$$F_{us} = 1275 \leq 0{,}75 f_{cu}A_n = 4743 \text{ KN}$$

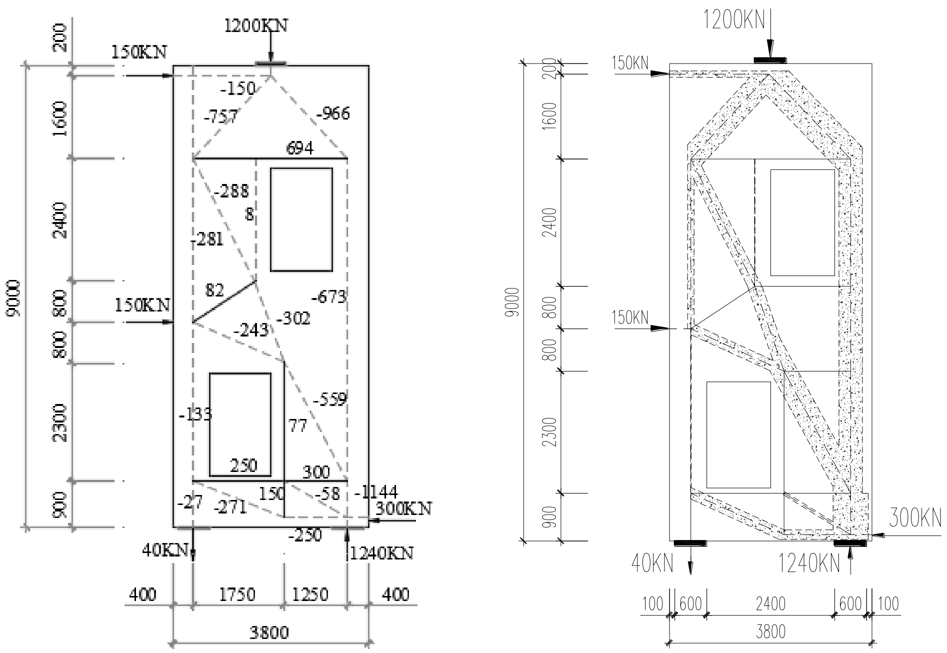
Vậy điều kiện chịu lực tại nút được đảm bảo.



(a) Ứng suất chính phân bố trong vách

(b) Sơ đồ hệ thanh

Hình 8. Ứng suất chính phân bố trong vách và sơ đồ hệ thanh



(a) Nội lực trong các thanh giàn

(b) Bề rộng yêu cầu của các thanh chống

Hình 9. Nội lực trong các thanh giàn và bề rộng thanh chống

Chiều dài neo thép của thanh giằng được xác định theo công thức:

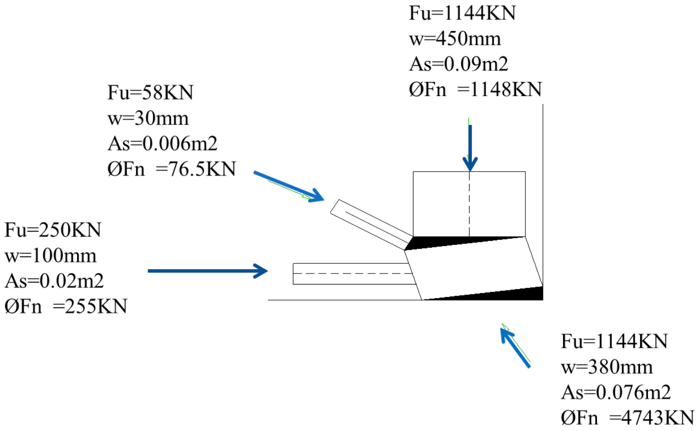
$$L_{dh} = \frac{3}{40}\frac{R_s d_b}{\sqrt{R_b}} = 373 \text{ mm}$$

Bảng 1. Nội lực và bề rộng yêu cầu trong các thanh chống

Ký hiệu thanh	Nội lực thanh chống (KN)	Bề rộng yêu cầu của thanh (m)	Ký hiệu thanh	Nội lực thanh chống (KN)	Bề rộng yêu cầu của thanh (m)
AB	150	0,06	IM	559	0,22
BC	757	0,30	HK	133	0,05
BE	966	0,38	KN	27	0,01
CE	694	0,27	KL	250	0,10
CF	288	0,11	LM	300	0,12
CH	281	0,11	ND	271	0,11
EG	673	0,26	LD	105	0,04
HF	82	0,03	LP	58	0,02
HI	243	0,10	DP	250	0,10
FI	302	0,12	PM	1144	0,45
EM	673	0,26			

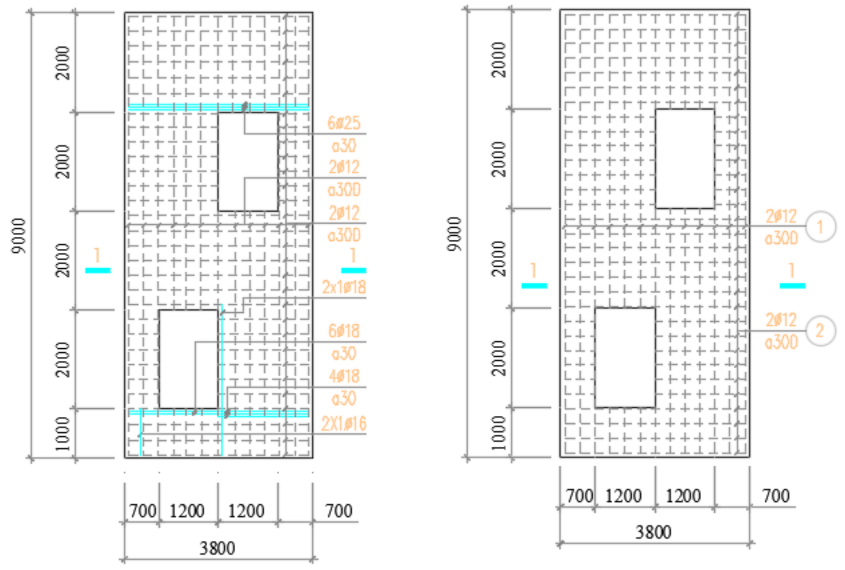
Bảng 2. Kết quả tính toán thanh giằng

Ký hiệu thanh	Nội lực thanh giằng (KN)	Diện tích thép yêu cầu (mm^2)	Bố trí cốt thép ($\varnothing$, mm^2)
CD, DE	694	2535	6∅25 (2994)
HF	82	300	2∅16 (402)
IL	77	281	2∅16 (402)
KL	250	913	4∅18 (1017)
LM	300	1096	6∅18 (1526)
LD	105	384	2∅16 (402)



Hình 10. Kiểm tra ứng suất tại nút P

Cốt thép trong vách được bố trí theo Hình 11.



(a) Bố trí thép theo mô hình STM

(b) Bố trí thép theo mô hình đàn hồi

Hình 11. Bố trí cốt thép cho vách theo mô hình thanh chống giằng và mô hình đàn hồi (giả thiết vùng biên chịu mô men)

b. Tính toán theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men ACI-318

Phương pháp này giả thiết cốt thép đặt trong vùng biên ở hai đầu vách được thiết kế để chịu toàn bộ mô men, lực dọc trục phân bố đều trên toàn bộ chiều dài vách, ứng suất kéo do cốt thép chịu, ứng suất nén do cốt thép và bê tông chịu. Nội lực tính toán trong vách N = 1200 KN; M_x = 1920 KNm. Chọn $B_l = B_r = 0{,}7$m $\longrightarrow A_b = 0{,}7 \times 0{,}2 = 0{,}14$ m^2 và $A = 3{,}8 \times 0{,}2 = 0{,}76$ m^2. Lực nén trong vùng biên:

$$P_{l,r} = \frac{N}{A} A_b \pm \frac{M_x}{(L - 0{,}5B_l - 0{,}5B_r)} \longrightarrow P_r = 840 \text{ KN}, P_l < 0$$

Bỏ qua uốn dọc, ta có diện tích cốt thép chịu kéo và cốt thép ngang: $A_s = \dfrac{P_r - f'_c A_b}{R_{sc}} < 0$, $A_{st} = \dfrac{N - A_b f'_c}{R_{sc}} < 0 \longrightarrow$ Cốt thép ngang khi tính toán đặt theo cấu tạo. Bố trí cốt thép cho vách được thể hiện trên Hình 11(b).

c. Nhận xét

- Tính toán cốt thép dọc theo hai phương pháp này kết quả tương đối giống nhau, dễ áp dụng trong thiết kế, quy trình tính toán không quá phức tạp. Tuy nhiên việc tính toán theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men cũng như các phương pháp tính toán đàn hồi hiện nay không xét đến ảnh hưởng vị trí của lỗ cửa mà chỉ cấu tạo thép tăng cường tại các vị trí mép lỗ cửa (vùng D) còn theo sơ đồ thanh chống – giằng thì có tính toán cụ thể các vùng không liên tục.

- Trong phạm vi bài báo, tác giả chỉ đưa ra 1 trường hợp tải trọng để minh họa cách tính sơ đồ hệ thanh, trong thực tế thiết kế, người thiết kế nên chọn một trường hợp cho là nguy hiểm để tính toán cốt thép sau đó thực hiện bài toán kiểm tra cho các trường hợp còn lại. Nếu không đảm bảo sẽ bổ sung cốt thép hoặc tính lại cho trường hợp bị cho là nguy hiểm hơn này.

- Tính toán theo mô hình thanh chống - giằng thì ứng suất kéo không thay đổi trên suốt chiều dài thanh giằng, do đó cốt thép này cần được neo đầy đủ vào gối theo quy định.

5. Kết luận

- Việc sử dụng mô hình thanh chống - giằng (giàn ảo) để thiết kế vùng D trong các cấu kiện BTCT hiện đang được các nước tiên tiến trên thế giới áp dụng, đã và đang dần đưa và hệ thống tiêu chuẩn một cách hoàn thiện hơn.

- Phương pháp thanh chống-giằng đưa hình ảnh trực quan, tổng thể về sự bố trí cốt thép, phù hợp với sự phân bố ứng suất trong kết cấu và phản ánh sự làm việc thực tế của kết cấu. Người kỹ sư có thể tính toán được thép tại mọi vị trí trong kết cấu, vị trí mà nếu thiết kế theo phương pháp thông thường chỉ đặt thép theo kinh nghiệm riêng của người kỹ sư.

- Bài báo mới trình bày một ví dụ tính toán đơn giản với mục đích vận dụng phương pháp thanh chống – giằng vào trong thiết kế vách phẳng, lựa chọn sơ đồ hệ thanh dựa trên phân tích ứng suất đàn hồi. Trong thực tế thiết kế, bài toán cần được xét đến các trường hợp tải trọng khác nhau và cần tối ưu hóa nhằm tìm ra mô hình giàn tốt nhất cho các bài toán thiết kế vách có lỗ cửa ở trên để đưa ra được các SĐHT mẫu.

Tài liệu tham khảo

[1] TCVN 5574:2018. *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.* Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng.

[2] Tùng, V. M., Trung, N. T. (2008). *Một số phương pháp tính cốt thép cho vách phẳng bê tông cốt thép.* Đại học Xây dựng.

[3] Fu, C. C. (2001). *The Strut-and-Tie models of concrete structures.* Presented to The Maryland State Highway Administration.

[4] Tuân, T. M. (2003). *Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI 318-2002.* Nhà xuất bản Xây dựng.

[5] Trung, N. V. (2000). *Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện đại theo tiêu chuẩn ACI.* Nhà xuất bản Giao thông vận tải.

[6] Ngọc, T. C. T. (2012). Mô hình giàn ảo cho nút giữa của khung bê tông cốt thép dưới tác động của tải trọng động đất. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCNXD)-ĐHXD*, 6(4):52–58.

[7] ACI 318-19 (2019). *Building code requirements for structural concrete (318-19) and commentary (318R-19).* American Concrete Institute, Farmington- Hills, Michigan.

[8] EN1992-1-1:2004. *Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.* European Committee for Standardization (CEN).

[9] AASHTO (2002). *Standard specifications for highway bridges.* American Asociation of State Highway and Transportation officials 2002.

[10] DIN 1045-1:2008. *Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Part 1: Design and construction.* German Institute for Standardisation.

[11] Reineck, K. H., ACI International SP-208 (2002). *Examples for the design of structural concrete with Strut-and-Tie mode.*