

tiêu chuẩn này quy định một cấu kiện được xem là dầm cao khi $L_n/h \leq 4$ hoặc $a/h \leq 2$ với L_n là nhịp thông thủy, h là chiều cao tiết diện và a là khoảng cách từ gối tựa đến điểm đặt của tải trọng tập trung [6]. Tương tự, tiêu chuẩn Úc AS 3600 quy định giới hạn trên của tỷ số L_n/h cho dầm cao bằng 1,5 với dầm công-xon, bằng 3 với dầm đơn giản và bằng 4 cho dầm liên tục [7].

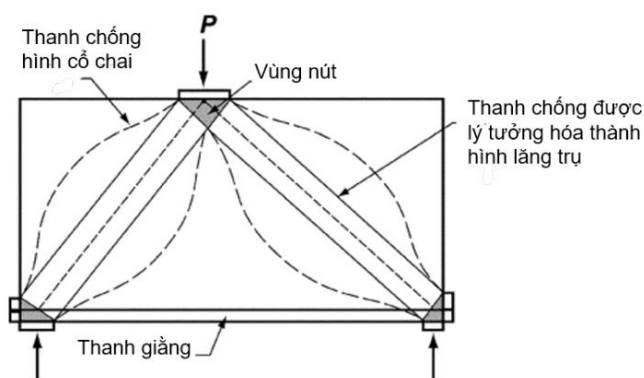
Bài viết này so sánh các phương pháp phân tích và thiết kế dầm cao BTCT được khuyến nghị trong các tiêu chuẩn BTCT quốc tế thông qua kết quả tính toán số. Các mô hình giàn ảo cho dầm cao với tỷ lệ nhịp trên chiều cao thay đổi sẽ được thiết lập và phân tích theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318 để tìm nội lực trong các bộ phận của giàn ảo. Từ đó, ảnh hưởng của tỷ lệ nhịp trên chiều cao đến sự sai khác về diện tích cốt thép xác định từ các phương pháp tính toán đơn giản thông thường so với phương pháp giàn ảo sẽ được đánh giá.

2. Các phương pháp tính toán dầm cao

2.1. Phương pháp chống-giằng

Phương pháp chống-giằng (strut and tie method, STM) là một phiên bản của phương pháp giàn ảo (truss analogy) dùng trong thiết kế kết cấu BTCT có vết nứt. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT hiện hành của Việt Nam chưa có những chỉ dẫn cụ thể về phương pháp này [8]. Trong khi đó, nhiều tiêu chuẩn quốc tế cho phép thiết kế dầm cao theo phương pháp chống-giằng như tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 2, tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318, tiêu chuẩn Úc AS 3600, tiêu chuẩn Canada CSA A23.3 và tiêu chuẩn New Zealand NZS 3101 [5-7, 9-10].

Hình 1 biểu diễn mô hình STM cho một dầm cao đơn giản chịu lực tập trung trong đó kết cấu dầm được thay thế bằng một giàn tương đương với các vùng nén và vùng kéo được đại diện bởi các thanh chống và thanh giằng liên kết với nhau tại các nút [6]. Nội lực tính được trong các phần tử thanh chống chịu nén và thanh giằng chịu kéo sẽ được dùng để xác định diện tích cốt thép và kiểm tra khả năng chịu lực cho các phần tử này. Tùy số lượng và loại thanh quy tụ vào nút mà nút có trạng thái ứng suất khác nhau và được thiết kế theo các quy định tương ứng, ví dụ nút C-C-C hay nút C-C-T, với C và T lần lượt là thanh chịu nén và thanh chịu kéo.



Hình 1. Mô tả mô hình chống-giằng.

Phương pháp STM dựa trên định lý cận dưới của lý thuyết dẻo, thường ước lượng khả năng chịu lực của kết cấu thấp hơn so với thực tế, tức là thiên về an toàn [11, 12]. Một số thí nghiệm với dầm cao có lỗ rỗng được thiết kế theo phương pháp STM đã kiểm chứng độ an toàn của phương pháp này; kết quả thí nghiệm cho thấy tải trọng phá hoại thực tế lớn hơn tải trọng thiết kế của dầm [13]. Các yếu tố có ảnh hưởng đáng kể đến sự phát triển vết nứt nghiêng trong dầm cao là chiều cao tiết diện, tỷ số nhịp chịu cắt trên chiều cao tính toán, cường độ chịu nén của bê tông và cách bố trí cốt thép chịu cắt [14]. Gần đây có nghiên cứu cải tiến hình dạng dầm cao và đề xuất chi bố trí cốt thép dọc và cốt thép đai tập trung trong phạm vi tiết diện của các thanh chống và thanh giằng thay vì phân bố cốt thép theo hướng dẫn của tiêu chuẩn ACI 318, dẫn đến tiết kiệm cốt thép và giảm trọng lượng bản thân dầm [15].

Với dầm cao được thiết kế theo phương pháp STM, tiêu chuẩn ACI 318 [6] quy định cường độ chịu nén hiệu dụng của bê tông, f_{ce} , trong thanh chống và trong vùng nút được xác định lần lượt theo các biểu thức (1) và (2):

$$f_{ce} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (1)$$

$$f_{ce} = 0,85 \beta_n f'_c \quad (2)$$

trong đó f'_c là cấp độ bền chịu nén của bê tông. Với thanh chống, hệ số β_s trong biểu thức (1) được lấy bằng 1 cho thanh có tiết diện không đổi suốt chiều dài, bằng 0,75 cho thanh chống có chiều rộng ở giữa thanh lớn hơn chiều rộng ở hai đầu (thanh chống hình cổ chai) với điều kiện thanh được bố trí đủ cốt thép chịu ứng suất kéo ngang, và bằng 0,60 cho thanh chống có chiều rộng ở giữa thanh lớn hơn chiều rộng ở hai đầu khi không có đủ cốt thép chịu ứng suất kéo ngang. Với vùng nút, hệ số β_n trong (2) được lấy bằng 1 cho nút được bao bởi các thanh chống hay diện tích ép mặt (nút C-C-C), bằng 0,8 cho nút có một thanh giằng (nút C-C-T) và bằng 0,60 cho nút có từ hai thanh giằng trở lên (nút C-T-T hay T-T-T). Khi $f'_c \leq 42$ MPa, điều kiện để lấy $\beta_s = 0,75$ trong (1) sẽ được thỏa mãn nếu diện tích và khoảng cách của các lớp cốt thép cắt qua trục của thanh chống thỏa điều kiện (3):

$$\sum \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0,003 \quad (3)$$

trong đó A_{s_i} là diện tích cốt thép bụng trong lớp thứ i với khoảng cách s_i cắt qua thanh chống và tạo một góc α_i so với trục thanh chống. Các cốt thép này có thể được bố trí theo hai phương với góc α_1 và α_2 so với trục thanh chống, hoặc theo một phương với góc α không nhỏ hơn 40 độ.

Theo tiêu chuẩn ACI 318, khả năng chịu lực của các phần tử thanh chống, thanh giằng và vùng nút được kiểm tra theo điều kiện $\phi F_n \geq F_u$ với F_u là nội lực tính toán, F_n là độ bền tiêu chuẩn và $\phi = 0,75$ hệ số giảm độ bền cho thanh chống, thanh giằng và vùng nút [6].

Cụ thể, độ bền tiêu chuẩn của thanh chống chịu nén, F_{ns} , được xác định theo (4) khi không có cốt thép chịu nén và theo (5) khi có cốt thép chịu nén trong thanh chống:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (4)$$

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (5)$$

trong đó A_{cs} là diện tích tiết diện ngang tại đầu thanh, f_{ce} là giá trị nhỏ hơn giữa cường độ chịu nén hiệu quả của bê tông trong thanh chống và cường độ chịu nén hiệu quả của bê tông trong vùng nút, A'_s là diện tích cốt thép chịu nén và f'_s lấy bằng giới hạn chảy f_y của cốt thép khi f_y nằm trong khoảng từ 280 đến 420 MPa.

Độ bền tiêu chuẩn của thanh giằng chịu kéo, F_{nt} , được xác định theo (6) khi không dùng cốt thép ứng lực trước, với A_s và f_y lần lượt là diện tích và giới hạn chảy của cốt thép. Mặt khác, diện tích của cốt thép chịu kéo trong thanh giằng cần lấy không nhỏ giá trị tối thiểu $A_{s,min}$ tính theo biểu thức (7).

$$F_{nt} = A_s f_y \quad (6)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y} \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (7)$$

Chiều rộng tính toán w_t của thanh giằng phụ thuộc vào cách phân bố cốt thép A_s , có thể lấy bằng chiều rộng của tấm neo ở đầu dầm trong trường hợp cốt thép chịu kéo được neo vào đó. Giá trị thực tế giới hạn của chiều rộng thanh giằng $w_{t,max}$ được xác định từ điều kiện nút ở trạng thái ứng suất thủy tĩnh theo biểu thức (8), trong đó b_s là chiều dày của thanh chống và f_{ce} là ứng suất nén hiệu quả trong vùng nút.

$$w_{t,max} = \frac{F_{nt}}{b_s f_{ce}} \quad (8)$$

2.2. Yêu cầu về khả năng chịu cắt của dầm cao khi được thiết kế theo STM

Kích thước tiết diện dầm cần được chọn để đảm bảo thỏa điều kiện lực cắt giới hạn, trước khi xây dựng mô hình STM cho dầm cao. Tiêu chuẩn ACI 318 yêu cầu lực cắt tính toán trong dầm cao cần thỏa điều kiện (9) với b_w là chiều rộng sườn, d là chiều cao tính toán của dầm và $\phi = 0,75$ là hệ số giảm độ bền.

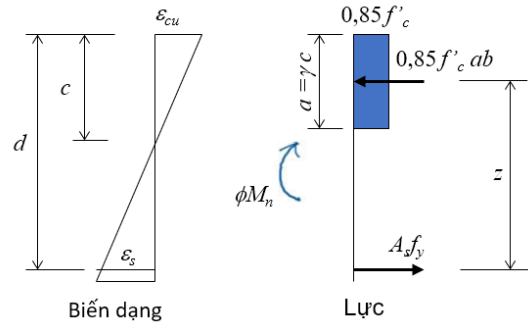
$$V_u \leq \phi (0,83 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (9)$$

Theo quy định của ACI 318, góc θ tạo bởi thanh chống và thanh giằng không được nhỏ hơn 25° và không lớn hơn 65° để hạn chế nứt và đảm bảo điều kiện tương thích. Cốt thép chịu cắt bản bụng được phân bố trên hai mặt bên của dầm cao. Diện tích cốt thép chịu cắt theo phương đứng A_v (thẳng góc với cốt dọc chịu uốn) không được nhỏ hơn $0,0025 b_w s$ với khoảng cách s không vượt quá $d/5$ và 300 mm. Diện tích cốt thép chịu cắt A_n song song với cốt dọc chịu uốn không được nhỏ hơn $0,0025 b_w s_2$ với khoảng cách s_2 không vượt quá $d/5$ và 300 mm. Ngoài ra, các yêu cầu về diện tích cốt thép chịu cắt A_v và A_n sẽ được xem như thỏa mãn nếu các lớp cốt thép cắt qua trục của thanh chống thỏa điều kiện (3).

2.3. Phương pháp đơn giản xác định khả năng chịu uốn của dầm cao

Với dầm chịu uốn thông thường (không phải là dầm cao), giả thiết tiết diện phẳng được xem là hợp lý. Hình 2 biểu diễn biểu đồ phân bố biến dạng với giả thiết tiết diện phẳng, ứng suất và lực trên tiết diện thẳng góc của dầm chịu uốn đặt cốt đơn ở trạng thái giới hạn với

trường hợp phá hoại dẻo, theo tiêu chuẩn ACI 318 [6]. Biến dạng cực hạn trong bê tông ở biên chịu nén ϵ_{cu} lấy bằng 0,003, chiều cao trục trung hòa là c và biến dạng trong cốt thép chịu kéo là ϵ_s . Ứng suất trong vùng bê tông nén có thể được quy đổi thành phân bố đều với khối ứng suất chữ nhật tương đương có chiều cao bằng a và hệ số quy đổi chiều cao vùng nén $\gamma = a/c$ được lấy bằng 0,85 khi $17 \leq f'_c \leq 28$ MPa.



Hình 2. Tính khả năng chịu uốn với giả thiết tiết diện phẳng.

Từ các phương trình cân bằng lực và mô men trên tiết diện, đồng thời cho mô men giới hạn ϕM_n bằng với mô men do tải trọng tính toán M , ta tính được chiều cao vùng nén quy đổi a theo biểu thức (10) với hệ số giảm độ bền $\phi = 0,9$ cho trường hợp phá hoại dẻo và diện tích cốt thép chịu kéo A_s theo công thức (11). Trong bài báo này, phương pháp tính cốt thép A_s dùng các giả thiết của dầm thông thường được gọi là phương pháp dầm (Beam method, BM).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M}{\alpha f'_c b \phi}} \quad (10)$$

$$A_s = \frac{M}{\phi f_{sy} (d - a/2)} \quad (11)$$

Với dầm cao, phá hoại do uốn là dạng phá hoại không đàn hồi, ứng suất phân bố phi tuyến, khoảng cách từ trục trung hòa đến biên chịu nén sẽ tăng, chiều dài cánh tay đòn nội lực trong tiết diện, hay khoảng cách từ hợp lực trong cốt thép vùng kéo đến hợp lực trong bê tông vùng nén, sẽ giảm. Sự phá hoại thông thường xảy ra do cốt thép bị kéo đứt hoặc bị chảy dẻo, rất hiếm trường hợp do bê tông vùng nén bị phá hoại. Giá trị cánh tay đòn nội lực có thể được lấy dựa trên sự phân bố ứng suất đàn hồi của dầm cao trước khi bị phá hoại [1]. Từ đó, thiết kế kháng uốn cho dầm cao với bản bụng đặc có thể được thực hiện đơn giản như đối với dầm thông thường, với các hiệu chỉnh về tính toán cánh tay đòn mô men và phạm vi bố trí cốt thép chịu kéo.

Hướng dẫn CIRIA Guide 2 của Hiệp hội nghiên cứu và thông tin công nghiệp Xây dựng Anh [16] đề nghị tính cánh tay đòn z theo biểu thức (12), trong đó h_a là giá trị nhỏ hơn giữa L và h .

$$z = 0,2 L + 0,4 h_a \quad \text{với dầm đơn giản} \quad (12)$$

$$z = 0,2 L + 0,3 h_a \quad \text{với dầm liên tục}$$

Theo hướng dẫn của Ủy ban bê tông châu Âu CEB 1970 [3], quan hệ giữa cánh tay đòn z với nhịp tính toán L và chiều cao h , đối với dầm đơn giản là:

$$z = 0,2 (L + 2h) \quad \text{khi } 1 \leq L/h \leq 2 \quad (13)$$

$$z = 0,6 L \quad \text{khi } L/h < 1$$

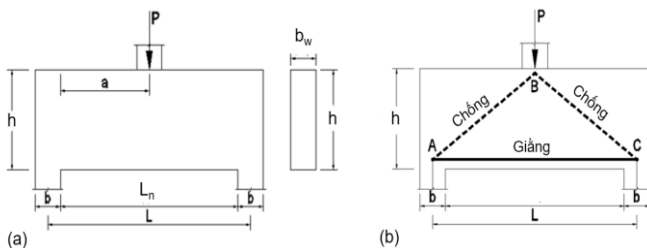
và đối với dầm liên tục là:

$$\begin{aligned} z &= 0,2(L + 1,5h) & \text{khi } 1 \leq L/h \leq 2,5 \\ z &= 0,5L & \text{khi } L/h < 1 \end{aligned} \quad (14)$$

Theo tiêu chuẩn ACI 318, dầm cao có thể được thiết kế dựa trên phân bố biến dạng phi tuyến hoặc theo phương pháp STM. Các công thức tính cánh tay đòn z của CEB đã xét đến sự phân bố biến dạng phi tuyến, mặc dù không tính trực tiếp ra ứng suất, nên cũng được xem như đáp ứng yêu cầu của ACI 318. Tiêu chuẩn thiết kế BTCT của Ấn Độ IS 456 [4] và Hà Lan NEN 6720 [17] đều áp dụng nguyên bản hướng dẫn của CEB để xác định z khi tính cốt thép dọc cho dầm cao. Ngoài ra, CEB 1990 [18] khuyến nghị bố trí cốt thép chịu kéo trong phạm vi chiều cao $0,12L$ hoặc $0,12h$ (chọn giá trị nhỏ hơn) tính từ mặt đáy của dầm, và được kéo dài suốt nhịp dầm. CEB 1990 cũng đề nghị lấy z trong khoảng từ 0,6 đến 0,7 lần giá trị nhỏ hơn giữa L và H . Trong bài báo này, phương pháp thiết kế kháng uốn cho dầm cao bằng cách hiệu chỉnh cánh tay đòn nội lực được gọi là phương pháp dầm hiệu chỉnh (Modified beam method, MBM).

3. So sánh các phương pháp STM, BM và MBM

Xét một dầm có hai đầu tựa đơn như Hình 3(a) với các kích thước $b = b_w = 600$ mm, $h = 2400$ mm, $L = 4800$ mm, $a = 2100$ mm. Dầm được thiết kế theo tiêu chuẩn ACI 318-14 và được xem là dầm cao với tỷ số nhịp thông thủy trên chiều cao là $L_n/h = 1,75 < 4$. Tải trọng tập trung tại giữa nhịp dầm bao gồm tĩnh tải với giá trị tiêu chuẩn là 3000 kN và hoạt tải với giá trị tiêu chuẩn là 1400 kN. Dùng bê tông có $f'_c = 28$ MPa và cốt thép có $f_y = 420$ MPa.



Hình 3. (a) Dầm cao, (b) Mô hình giàn ảo.

3.1. Thiết kế dầm cao theo phương pháp STM

3.1.1. Kiểm tra kích thước tiết diện dầm cao

Tổ hợp tải trọng tính toán $P = 1,2 \times 3000 + 1,6 \times 1400 = 5840$ kN được dùng để tính toán độ bền dầm cao. Phản lực gối là $P/2 = 2920$ kN. Sơ bộ lấy $d = 0,9h$, điều kiện (9) được thỏa mãn với lực cắt tính toán lớn nhất:

$$V_u = P/2 = 2920 \text{ kN} < \phi(0,83) \sqrt{f'_c} b_w d = 4269 \text{ kN}$$

3.1.2. Thiết lập mô hình chống-giằng

Sơ bộ thiết lập mô hình giàn ảo cho dầm như Hình 3(b) gồm hai thanh chống xiên AB và BC truyền tải trọng tập trung từ mặt trên

dầm xuống gối tựa, một thanh giằng AC chịu kéo ở mặt đáy dầm và 3 nút A, B và C. Giả thiết độ cao của thanh giằng so với mặt đáy dầm là 210 mm và độ sâu của nút B so với mặt trên dầm là 140 mm. Góc tạo bởi thanh chống và thanh giằng là $\theta = 40,5^\circ$ thỏa $\theta \geq 25^\circ$.

Từ điều kiện cân bằng lực tại các nút ta xác định nội lực trong các thanh giàn:

- Nội lực thanh chống $F_{AB} = F_{CB} = P/(2\sin\theta) = 4496$ kN
- Nội lực thanh giằng $F_{AC} = P/(2\tan\theta) = 3419$ kN

3.1.3. Cường độ hiệu quả f_{ce} của bê tông

Thanh chống AB và CB có dạng cổ chai. Với giả thiết cốt thép sẽ được bố trí cắt qua thanh chống để chịu lực kéo ngang, cường độ hiệu quả của bê tông trong thanh chống, tính theo (1), là $f_{ce} = 17,85$ MPa.

Có thể xem một phần của gối tựa và cột truyền tải tập trung xuống dầm là các thanh chống thẳng đứng có tiết diện không đổi. Cường độ hiệu quả của bê tông trong các thanh chống này, tính theo (1), là $f_{ce} = 23,80$ MPa. Nút B thuộc loại C-C-C với giá trị f_{ce} tính theo (1) là 23,80 MPa. Tuy nhiên do thanh chống AB và CB còn nối vào các nút khác nên dùng giá trị $f_{ce} = 17,85$ MPa để thiết kế cho mọi vùng nút.

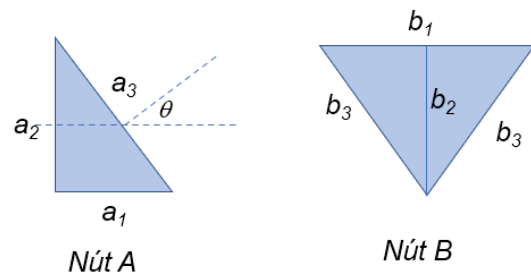
3.1.4. Thiết kế vùng nút tại gối A

Hình 4 thể hiện các kích thước hình học của vùng nút A và B.

Giả thiết các mặt của vùng nút đều có ứng suất bằng f_{ce} và thẳng góc với phương của lực tương ứng. Khả năng chịu lực của các phần tử phải thỏa điều kiện $\phi F_n \geq F_u$ hay $\phi f_{ce} A_c \geq F_u$ với $\phi = 0,75$.

Chiều dài a_1 của mặt nút theo phương ngang được xác định theo khả năng chịu nén dưới tác dụng của phản lực gối. Ta có $a_1 \geq F_u / (\phi f_{ce} b_w) = 363$ mm. Vì $a_1 < b$ nên khả năng chịu ép mặt tại gối hiện nhiên đạt yêu cầu.

Với a_1 đã tính được, các kích thước khác của nút có thể được xác định từ quan hệ hình học. Chiều dài của mặt nút theo phương đứng là $a_2 = 426$ mm và chiều dài của mặt nút theo phương thẳng góc với thanh chống AB là $a_3 = 560$ mm. Độ cao của nút so với đáy dầm là $\frac{1}{2} a_2 = 213$ mm và gần bằng giá trị 210 mm đã giả thiết.



Hình 4. Kích thước nút giàn.

3.1.5. Thiết kế vùng nút tại gối B

Chiều dài b_1 của mặt nút theo phương ngang được xác định theo khả năng chịu nén dưới tác dụng của lực tập trung. Ta có $b_1 \geq$

$F_u / (\phi f_c b_w) = 727$ mm. Chiều dài đoạn phân bố lực tập trung cần lớn hơn b_1 để đảm bảo khả năng chịu ép mặt. Từ quan hệ hình học, chiều dài của mặt nút theo phương thẳng góc với thanh chống AB sẽ là $b_3 = 560$ mm, đúng bằng giá trị a_3 tính được từ nút A. Chiều dài đường cao của nút là $b_2 = 426$ mm. Vậy trọng tâm nút sẽ nằm thấp hơn mặt trên dầm một khoảng $1/3b_2 = 142$ mm, gần bằng giá trị 140 mm đã giả thiết.

3.1.6. Thiết kế thanh giằng

Từ điều kiện $F_u \leq \phi f_y A_s$, ta có diện tích yêu cầu của cốt thép dọc chịu kéo trong thanh giằng là $A_s = 10854$ mm² với hàm lượng cốt thép là 0,84%.

Diện tích cốt thép tính được lớn hơn diện tích tối thiểu theo (7) là $A_{s,min} = 4380$ mm² với hàm lượng 0,33 %. Có thể chọn 18φ28 bố trí thành 3 lớp, mỗi lớp gồm 6φ28. Cốt thép chịu kéo cần được neo theo quy định của ACI 318.

3.1.7. Tính cốt thép bụng dầm

Cốt thép bụng dầm bao gồm cốt thép theo phương đứng và cốt thép theo phương ngang, được dự kiến bố với khoảng cách $s = 150$ thỏa $s \leq \{d/5, 300$ mm}.

Diện tích yêu cầu tối thiểu của cốt thép bụng cho mỗi phương là:

$$A_v = A_h = 0,0025 b_w s = 225 \text{ mm}^2.$$

Với mỗi phương (đứng, ngang), có thể chọn cốt thép φ12 bố trí thành 2 lớp với khoảng cách 150 mm, tương ứng với $A_v = A_h = 226$ mm² lớn hơn diện tích tối thiểu.

Góc tạo bởi cốt thép bụng phương đứng với thanh chống xiên là $\alpha_1 = 49,5^\circ$ và góc tạo bởi cốt thép bụng phương ngang với thanh chống xiên là $\alpha_2 = 40,5^\circ$. Từ đó điều kiện (3) được thỏa mãn với $\Sigma A_{si} \sin \alpha_i / (b_s) = 0,00354 > 0,003$.

3.2. Tính cốt thép dọc theo phương pháp đơn giản BM

Xem dầm cao là dầm thông thường, ta có mô men tính toán lớn nhất tại giữa nhịp là $M = PL/4 = 7008$ kNm. Chiều cao quy đổi của khối ứng suất nén chữ nhật tính theo (10) là $a = 266$ mm. Diện tích cốt thép dọc chịu kéo tính theo (11) là $A_s = 9039$ mm², thấp hơn 16,7% so với giá trị tính theo phương pháp STM.

3.3. Tính cốt thép dọc theo phương pháp đơn giản MBM

Để tính cốt thép dọc cho dầm cao theo phương pháp tương tự như đối với dầm thường, biểu thức (11) được viết lại thành (15) trong đó cánh tay đòn mô men được hiệu chỉnh theo công thức của CEB 70.

$$A_s = \frac{M}{\phi f_{sy} z} \quad (15)$$

Dùng công thức (13) với $L/h = 2$ ta có $z = 1,92$ m hay $z = 0,8h$. Thay z vào (15) tính được diện tích cốt thép $A_s = 9656$ mm², thấp hơn 11 % so với giá trị tính theo phương pháp STM. Tuy nhiên nếu lấy $z = 0,7h$ theo khuyến nghị của CEB 90 thì phương pháp MBM sẽ cho $A_s = 11036$ mm², chỉ chênh lệch 1,7 % so với phương pháp STM và thiên về an toàn.

4. Ảnh hưởng của thông số L/h đến kết quả tính toán cốt thép dọc theo các phương pháp STM, BM và MBM

Chín mô hình chống-giằng cho dầm cao một nhịp, hai đầu tựa đơn, chịu một lực tập trung ở giữa mặt trên của dầm, tương tự Hình 3, được thiết lập với nhịp $L = 4,8$ m và tỷ số L/h thay đổi trong khoảng từ 1 đến 3. Với mỗi trường hợp L/h , các giá trị về chiều cao tiết diện h , chiều rộng tiết diện b_w , kích thước gối tựa b và tải trọng P được điều chỉnh phù hợp từ phân tích giàn ảo.

Bảng 1 tóm tắt số liệu đầu vào và kết quả tính toán diện tích cốt thép dọc chịu kéo A_s ở mặt đáy của dầm cao, dùng bê tông có $f_c = 28$ MPa và cốt thép có $f_y = 420$ MPa, theo phương pháp chống-giằng (STM), phương pháp dầm hiệu chỉnh (MBM) với z tính theo công thức (13) và phương pháp dầm thông thường (BM). Kết quả tính A_s theo phương pháp MBM với điều kiện bổ sung $z \leq 0,7h$ theo CEB 90 cũng được trình bày.

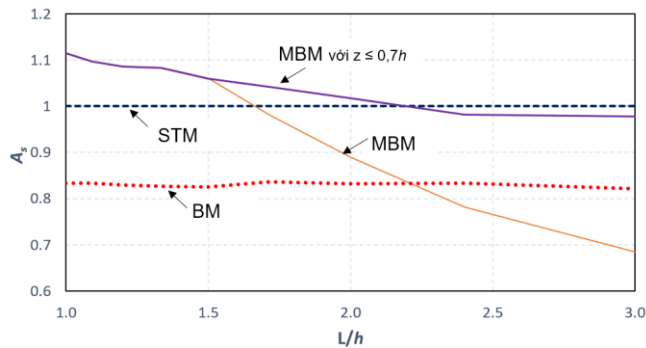
Phân tích giàn ảo cho thấy khi L/h tăng từ 1 đến 3 thì góc θ giữa thanh chống và thanh giằng giảm từ $61,9^\circ$ xuống $28,7^\circ$, thỏa điều kiện θ nằm trong khoảng từ 25° đến 65° theo khuyến nghị của ACI 318 nhằm hạn chế nứt và đảm bảo điều kiện tương thích. Hàm lượng cốt thép dọc $A_s/(b_w d)$ tính được trong các trường hợp khảo sát nằm trong khoảng từ 0,34 % đến 1 %, lớn hơn hàm lượng yêu cầu tối thiểu tính theo (7).

Hình 5 thể hiện tỷ lệ giữa diện tích cốt thép A_s tính theo phương pháp dầm so với A_s tính theo phương pháp STM. Với mỗi trường hợp L/h , trị số A_s tính theo theo STM đã được chuẩn hóa thành 1 đơn vị để tiện so sánh với các phương pháp khác. Kết quả cho thấy biểu đồ ứng với trường hợp dầm thường (BM) gần như là đường thẳng, tức là sự chênh lệch giữa phương pháp BM và phương pháp STM hầu như là không thay đổi mặc dù tỷ lệ L/h biến thiên từ 1 đến 3. Giá trị A_s tính theo BM thấp hơn kết quả tính theo STM khoảng 16 % đến 18 %, tức là phương pháp BM thiên về nguy hiểm.

Dùng giá trị cánh tay đòn mô men được hiệu chỉnh theo hướng dẫn của CEB 70 thì phương pháp MBM cho giá trị A_s lớn hơn từ 6 % đến 11 % so với phương pháp STM khi L/h không vượt quá 1,7. Tuy nhiên, sự chênh lệch này sẽ giảm dần khi L/h tăng, thậm chí với $L/h = 3$ thì lượng cốt thép tính theo MBM sẽ ít hơn 30 % so với phương pháp STM. Tuy nhiên, nếu trị số z được lấy không vượt quá $0,7 h$ theo khuyến nghị của CEB 90 thì sự chênh lệch giữa MBM và STM khi dầm có $L/h \geq 2$ chỉ vào khoảng 2 %.

Bảng 1. Các trường hợp dầm cao được khảo sát.

h (mm)	b _w (mm)	L/h	P (kN)	Cốt thép đáy dầm, A _s (mm ²)			
				STM	MBM	MBM z ≤ 0,7h	BM
4800	1000	1,00	18500	15679	17479	17479	13072
4400	800	1,09	15000	14092	15461	15461	11757
4000	700	1,20	12000	12524	13605	13605	10383
3600	700	1,33	10000	11632	12598	12598	9624
3200	600	1,50	8000	10693	11338	11338	8824
2800	600	1,71	7000	10884	10684	11338	9099
2400	600	2,00	5840	10852	9656	11036	9039
2000	600	2,40	4600	10620	8297	10431	8851
1600	600	3,00	3000	8691	5952	8503	7133



Hình 5. So sánh diện tích cốt thép tính theo BM, MBM và STM khi L/h thay đổi.

5. Kết luận

Mô hình tính toán dầm cao cần xét đến sự phân bố phi tuyến của biến dạng dọc trục theo chiều cao dầm. Bài báo đã so sánh phương pháp giàn với các phương pháp dầm đơn giản trong thiết kế dầm cao BTCT. Kết quả tính toán các dầm cao với tỷ lệ nhíp trên chiều cao nằm trong khoảng từ 1 đến 3 và hàm lượng cốt thép dọc trong thanh giằng chịu kéo đến 1 % cho thấy phương pháp chống-giằng (giàn ảo) cho diện tích cốt dọc chịu uốn lớn hơn khoảng 18 % so với phương pháp tính kháng uốn cho dầm BTCT thông thường. Trong bài toán dầm đơn giản chịu lực tập trung ở giữa nhíp, nếu cánh tay đòn mô men trong phương pháp dầm được hiệu chỉnh theo hướng dẫn của CEB 70 đồng thời không lấy lớn hơn 0,7 lần chiều cao dầm theo đề nghị của CEB 90 thì lượng cốt thép tính được từ phương pháp này sẽ thiên về an toàn hoặc gần bằng với phương pháp giàn ảo. Với hầu hết kỹ sư thiết kế thì phương pháp dầm sẽ đơn giản hơn và quen thuộc hơn so với phân tích mô hình giàn ảo. Do đó, phương pháp dầm với các hiệu chỉnh phù hợp về cánh tay đòn mô men có thể

được dùng để tính toán sơ bộ cốt thép dọc cho dầm cao có tỷ lệ nhíp trên chiều cao và dạng tải trọng tương tự như dầm đã khảo sát trong bài báo, với độ chính xác chấp nhận được.

Tài liệu tham khảo

- [1]. F. K. Kong, *Reinforced concrete deep beams*. New York: Van Nostrand Reinhold, 2003.
- [2]. BS 8110-1:1997 incorporating amendments Nos. 1, 2, and 3, *Structural Use of Concrete, Part 1, Code of Practice for Design and Construction*. London: British Standards Institution, 2005.
- [3]. CEB-FIP 1970, *International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures*. London: Comité Euro-International du Béton, 1972.
- [4]. IS 456:2000, *Plain and Reinforced concrete – Code of Practice*. New Delhi: Bureau of Indian Standards, 2007.
- [5]. EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2. Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels: European Committee for Standardisation, 2004.
- [6]. ACI 318-14, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Michigan: American Concrete Institute, 2014.
- [7]. AS 3600:2018, *Concrete Structures*. Sydney: Standards Australia Limited, 2018.
- [8]. TCVN 5574:2018, *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*. Hà Nội: Tiêu chuẩn quốc gia, 2018.
- [9]. CSA A23.3:2014, *Design of Concrete Structures*. Rexdale, Canada: Canadian Standards Association, 2014.
- [10]. NZS 3101:2006, *Concrete Structures Standard: Part 1 – The Design of Concrete Structures and Part 2 – Commentary*. Wellington: Standards New Zealand, 2006.
- [11]. P. Nagarajan and T. M. Pillai, “Analysis and Design of Simply Supported Deep Beams Using Strut and Tie Method,” *Advances in Structural Engineering*, Vol. 11, No. 5, pp.491-499, 2008. DOI: 10.1260/136943308786412050.

- [12]. K. Ismail, M. Guadagnini and K. Pilakoutas, "Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 144, No. 2, p.04017216, 2018. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001974.
- [13]. D. Garber, J. Gallardo, G. Huaco, V. Samaras and J. Breen, "Experimental Evaluation of Strut-and-Tie Model of Indeterminate Deep Beam," *ACI Structural Journal*, Vol. 111, No. 4, pp. 873-880, 2014. DOI:10.14359/51686738.
- [14]. A. Demir, N. Caglar and H. Ozturk, "Parameters affecting diagonal cracking behavior of reinforced concrete deep beams," *Engineering Structures*, Vol. 184, pp.217-231, 2019. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.090.
- [15]. K. S. Abdul-Razzaq and S. F. Jebur, "Suggesting alternatives for reinforced concrete deep beams by reinforcing struts and ties," *MATEC Web of Conferences*, Vol. 120, p.01004, 2017. DOI: 10.1051/mateconf/201712001004.
- [16]. Construction Industry Research and Information Association, *CRIA Guide 2 - The design of deep beam in reinforced concrete*. London: The Chameleon press Ltd, 1982.
- [17]. NEN 6720:1995, *Regulations for concrete - Structural requirements and calculation methods*. Delft: Royal Netherlands Standardization Institute, 1995.
- [18]. Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. London: Thomas Telford Limited, 1993.

Đánh giá khả năng chịu động đất của khung bê tông cốt thép theo phương pháp phổ khả năng

Nguyễn Vinh Sáng¹, Nguyễn Anh Dũng^{2*}, Nguyễn Ngọc Thăng²

¹ Phân hiệu Trường Đại học Thủy lợi

² Trường Đại học Thủy lợi

TỪ KHOÁ

Thiết kế tính năng
Kháng chấn
Phổ khả năng
Khung BTCT
Động đất

TÓM TẮT

Thiết kế kết cấu kháng chấn dựa theo tính năng (PBSD) là phương pháp thiết kế xét sự làm việc ngoài miền đàn hồi khi chịu tác động của động đất, phương pháp này đang được phát triển và ứng dụng ở các nước phát triển trên thế giới. Trong khi đó, thiết kế kháng chấn theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9386 - 2012 đánh giá ứng xử đàn dẻo thông qua hệ số ứng xử q còn nhiều hạn chế như chưa đánh giá được quá trình “phi tuyến – chảy dẻo” của kết cấu dẫn tới sự phân phối nội lực trong các cấu kiện. Trong nghiên cứu này, một phương pháp đánh giá “mức tính năng” của kết cấu được thiết kế theo các Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành được trình bày bằng phương pháp PBSD thông qua cơ sở lý thuyết và mô hình kết cấu. Đây sẽ có công cụ hữu ích cho các kỹ sư khi thiết kế công trình chịu động đất theo PBSD.

KEYWORDS

Performance design
Earthquake resistance
Capacity spectrum
Reinforced concrete frame
Earthquake

ABSTRACT

Performance-Based Seismic Design (PBSD) is a design method that considers the structures outside the elastic region when subjected to earthquakes. This method is being developed and applied in developed countries. Meanwhile, behavior coefficient q is used in TCVN 9386 -2012 to evaluate the inelastic behavior of structures, this method has some limitations such as not being able to evaluate the "nonlinear - yielding" process of the results. In this study, Capacity Spectrum Method is introduced and applied to evaluate the performance level of a reinforced concrete frame. This is a useful tool for engineers to design buildings based on PBSD.

1. Giới thiệu

Theo Tiêu chuẩn TCVN 9386 [1] và Nguyễn Lê Ninh [2], các văn bản lịch sử ghi chép lại, từ năm 114 đến 2003 đã có 1645 trận động đất từ 3 độ Richter trở lên xảy ra trên lãnh thổ nước ta trong lịch sử. Trong thế kỷ 20 từ năm 1903 đến 1961 xảy ra 46 trận động đất từ cấp V trở lên (theo thang đo MSK-64) trên lãnh thổ Việt Nam. Riêng tại khu vực Lai Châu, Sơn La, Điện Biên từ năm 1935 đến năm 2001 đã có nhiều trận động đất lớn xảy ra. Trong những năm gần đây, Chính phủ Việt Nam đã quan tâm nhiều đến những thiệt hại do động đất gây ra cho con người và các công trình xây dựng, nhất là các công trình có kết cấu vượt nhịp lớn như công trình cầu, các công trình nhà cao tầng hoặc các công trình đê, đập các nhà máy thủy điện... Từ năm 2006 chúng ta đã có Tiêu chuẩn thiết kế công trình chống động đất TCXDVN 375: 2006 và đã được sửa đổi vào năm 2012 thành TCVN 9386 - 2012 [1].

Vào thập niên 80 của thế kỷ XX, trên cơ sở lý thuyết và thực nghiệm, một quan điểm thiết kế kháng chấn mới đã hình thành và nhanh chóng đưa vào áp dụng thực tế. Theo quan điểm này, các công trình thiết kế có khả năng chịu các trận động đất vừa và nhỏ suốt quá trình tồn tại mà không bị hư hỏng, còn khi gặp động đất mạnh (trong

vòng 50 năm trở lại) các công trình này không bị sụp đổ. Việc thiết kế này chia thành hai phần có quan hệ chặt chẽ: Đảm bảo cho kết cấu có khả năng chịu lực lớn trong miền đàn hồi; Đảm bảo cho kết cấu có khả năng tiêu tán năng lượng khi động đất mạnh xảy ra thông qua biến dạng dẻo trong giới hạn cho phép. Hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn ở các nước trên thế giới đều xây dựng dựa trên quan điểm này. Dưới tác dụng của động đất mạnh, kết cấu có thể không sụp đổ nhưng có thể bị biến dạng hoặc dao động quá mức, mặt khác cấu kiện phi kết cấu bị hư hỏng nghiêm trọng ảnh hưởng đến việc tiếp tục sử dụng công trình. Thiệt hại trong các trận động đất lớn vào thập niên 90 của thế kỷ trước (Northridge - Mỹ, 1994; Kobe - Nhật Bản, 1995; Chichi - Đài Loan, 1999) cho thấy nếu kết cấu công trình được thiết kế theo phương pháp kháng chấn hiện hành thì xác suất gây ra sụp đổ là rất nhỏ, số lượng thương vong do động đất gây ra cũng không nhiều, tuy nhiên thiệt hại về kinh tế do động đất gây ra lại khá lớn. Ngoài ra, từ các bài học thực tiễn trong quá khứ, chúng ta có thể rút ra kết luận sự hư hỏng trực tiếp liên quan đến biến dạng, việc thiết kế chỉ dựa vào điều kiện về cường độ (strength design) là không đầy đủ.

Trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, việc lựa chọn hệ số điều chỉnh ứng xử tổng thể q [1] hoặc R [3, 4, 5] được xem là điểm

*Liên hệ tác giả: dung.kcct@tlu.edu.vn

Nhận ngày 23/09/2021, sửa xong ngày 04/11/2021, chấp nhận đăng 15/01/2022

<https://doi.org/10.54772/jomc.01.2022.272>