

Thiết kế dầm bê tông lắp ghép theo tiêu chuẩn châu Âu

Precast concrete beam design based on Eurocodes

> PGS.TS NGUYỄN ANH DŨNG¹, BÙI NGỌC SƠN²

¹ Trường Đại học Thủy lợi, Email: dung.kcct@tlu.edu.vn

² HVCH Trường Đại học Thủy lợi, Email: ngson2710@gmail.com

TÓM TẮT:

Các giải pháp công nghệ hiện đại trong xây dựng luôn cần được nghiên cứu và áp dụng. Hiện nay yêu cầu ứng dụng các giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường trong lĩnh vực xây dựng là vấn đề thời sự, cấp thiết. Công nghệ bê tông lắp ghép được tin tưởng là giải pháp "sạch" hơn bê tông toàn khối truyền thống, và bê tông lắp ghép đang được sử dụng ngày càng nhiều trong các công trình xây dựng vì nhiều ưu điểm trong đó có đặc điểm thân thiện với môi trường. Bài báo này nghiên cứu đặc điểm và phân loại kết cấu dầm bê tông lắp ghép dựa trên các yêu cầu cấu tạo của tiêu chuẩn châu Âu. Các bước tính toán thiết kế của một dầm bê tông lắp ghép điển hình dựa theo tiêu chuẩn thiết kế châu Âu được trình bày chi tiết cùng ví dụ tính toán minh họa. Đây sẽ là các thông tin hữu ích cho các kỹ sư xây dựng khi ứng dụng kết cấu lắp ghép vào công trình xây dựng, là hướng đi phù hợp với sự phát triển xanh của ngành Xây dựng.

Từ khóa: Dầm bê tông lắp ghép; tiêu chuẩn châu Âu; công nghệ hiện đại

ABSTRACT:

Modern technological solutions in construction always need to be researched and applied. Currently, the requirement to apply environmentally friendly technology solutions in the construction field is a topical and urgent issue. Precast concrete technology is believed to be a "cleaner" solution than traditional in-situ concrete, and precast concrete is being used more and more in construction projects because of many advantages, including its environmentally friendly. This paper is devoted to study the characteristics and classification of precast concrete beams based on the structural requirements of European standards. The design calculation steps of a typical precast concrete beam based on European design standards are detailed and illustrated with calculation examples. This information is useful for engineers when applying precast structures to construction works, which is a suitable direction for the green development of the construction industry.

Keywords: Precast concrete beam, eurocodes, modern technology

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Hệ thống tiêu chuẩn thiết kế kết cấu công trình xây dựng của Việt Nam TCVN hiện nay đang được nhận định là chưa đồng bộ khi đa số được dịch theo tiêu chuẩn của Nga nhưng có tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 lại theo tiêu chuẩn châu Âu; Ngoài ra một số tiêu chuẩn TCVN cũng được cho rằng đã lạc hậu và có độ trễ khi so sánh với hệ thống tiêu chuẩn gốc được lựa chọn khi biên dịch, ví dụ TCVN 2737 so với tiêu chuẩn của Nga tương ứng. Chính vì vậy nhu cầu hoàn thiện Hệ thống TCVN sao cho cập nhật, hiện đại và đồng bộ là cấp thiết. Thủ tướng Chính phủ ngày 09/02/2018 đã ban hành Quyết định số 198/QĐ-TTg [1] và Bộ Xây dựng ngày 29/06/2018 ban hành quyết định số 900/QĐ-BCĐĐTQ [2] để hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn kỹ thuật xây dựng trên lãnh thổ Việt Nam.

Eurocodes (EC) là hệ thống tiêu chuẩn về thiết kế kết cấu công trình áp dụng cho các nước thuộc Liên minh châu Âu và đang được nhiều nước trên thế giới đưa vào sử dụng. Trong quá trình hội nhập hiện nay, việc soát xét và biên soạn hệ thống tiêu chuẩn

xây dựng đồng bộ, hiện đại, hài hòa, tiệm cận với tiêu chuẩn quốc tế là một trong những nhiệm vụ quan trọng đối với ngành xây dựng. Các tiêu chuẩn này hiện nay đang được Bộ Xây dựng chỉ đạo thực hiện chuyển dịch thành tiêu chuẩn Việt Nam.

Bê tông lắp ghép nói chung và dầm bê tông lắp ghép nói riêng hiện nay đang được sử dụng rất rộng rãi trên khắp thế giới và cả ở Việt Nam đặc biệt là trong các công trình dân dụng và cầu đường. Với những ưu điểm nổi bật so với BTCT truyền thống như sau: Tiêu hao điện năng cho các chế phẩm bê tông cốt thép đối với 1m² nhà ở ít hơn 3 lần so với các công nghệ sản xuất bê tông cốt thép hiện nay; Tiêu hao nguyên vật liệu cơ bản (xi măng, cát, sỏi, đá dăm...) ít hơn 1,5 lần so với xây dựng liền khối và sử dụng panel; Gia tăng 15 - 20% diện tích hữu dụng so với xây gạch; Giảm giá thành của các kết cấu chịu lực trong nhà, có tính tới chi phí được bồi hoàn từ việc gia tăng diện tích; Yêu cầu về tay nghề của công nhân xây dựng không khắt khe do khối lượng công việc không nhiều tại địa điểm thi công cũng như tại đây chuyển công nghệ; Ngoài ra, ưu điểm công nghệ xây dựng lắp ghép giúp rút ngắn thời hạn thi

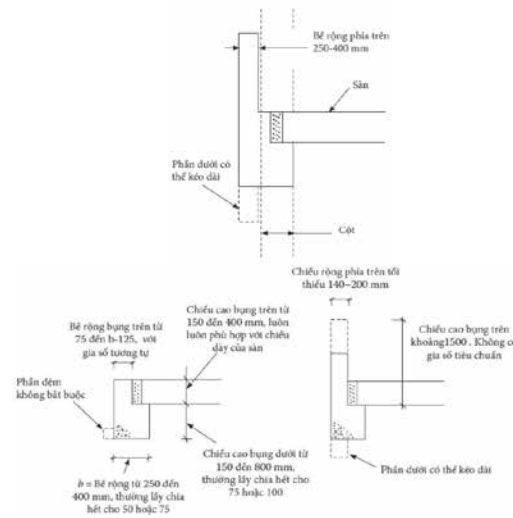
công 1,5 lần so với xây gạch và xây liền khối; Các kết cấu đều được sản xuất trên dây chuyền trong nhà máy, do đó đảm bảo kiểm soát được chất lượng.

Mặc dù đã được sử dụng tại Việt Nam từ khá lâu và hiện nay đang phát triển mạnh với sự tham gia của nhiều công ty lớn, nhưng các tiêu chuẩn thiết kế cũng như chỉ dẫn kỹ thuật về dạng kết cấu lắp ghép vẫn chưa có. Vì vậy trên cơ sở hội nhập và chuẩn bị cho sự thay đổi của hệ thống TCVN trong thời gian tới, các tác giả đã nghiên cứu tính toán dầm bê tông lắp ghép theo tiêu chuẩn Châu Âu. Đây sẽ là tài liệu hữu ích cho các kỹ sư trong thực hành thiết kế công trình bê tông lắp ghép phù hợp với hệ thống tiêu chuẩn hiện đại, tiên tiến.

2. ĐẶC ĐIỂM VÀ PHÂN LOẠI DẦM LẮP GHÉP

Dầm là cấu kiện chủ yếu nằm ngang khi chịu lực trong hệ kết cấu khung. Chúng có tiết diện dạng lăng trụ với khả năng chịu uốn (300-800kNm) và chịu cắt (100-500 kN) lớn. Trong các tiêu chuẩn sản phẩm của châu Âu, chúng tạo thành một phần của các “cấu kiện kết cấu tuyến tính” theo BS EN 13225 (2013) [3] nhưng chú ý rằng tiêu chuẩn này là chỉ cho bản thân dầm đơn và không mở rộng ra thiết kế cho các dầm trong hệ khung. Trong một kết cấu bê tông lắp ghép, dầm phải đỡ được trọng lượng bản thân của các tấm sàn và có đủ khả năng chịu các tổ hợp tải trọng có thể xuất hiện, ví dụ lực xoắn sẽ xuất hiện trong giai đoạn xây dựng khi các cấu kiện sàn đặt về một phía của dầm. Những yêu cầu này cần phải xem xét trong cả việc thiết kế dầm và thiết kế mối nối giữa dầm và cột.

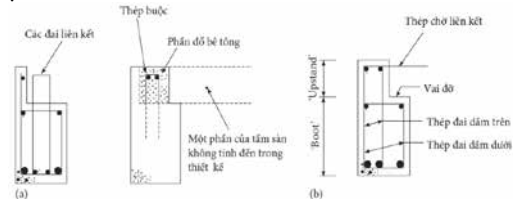
Dầm được phân làm hai loại: bên trong và bên ngoài (biên). Các dầm bên trong thường chịu tải trọng đối xứng vì các tấm sàn đặt ở cả hai phía của dầm, và vì vậy tiết diện của dầm bên trong là đối xứng như Hình 1a. Tiêu chuẩn thiết kế giới hạn thường là tối thiểu hóa chiều cao dầm để tối đa hóa khoảng trống của tầng và giảm chiều cao phía dưới (downstand). Vì lý do này, các dầm phía trong thường được thiết kế trước để tối đa hóa tính năng của kết cấu. Để tối thiểu chiều cao phía dưới, một phần của dầm có thể bị lõm vào trong chiều dày của tấm sàn, dạng dầm này gọi là dầm chữ T ngược. Dầm bên trong có thể được thiết kế kết hợp với tấm sàn với vai trò như là cánh chịu nén. Dầm bên ngoài là dầm chịu tải không đối xứng như trong Hình 1b. Lực xoắn sẽ sinh ra khi các tấm sàn đặt lên chốt đỡ vì đường tác động của tải trọng không trùng với trọng tâm của dầm. Lực xoắn vì vậy phải xem xét trong quá trình thiết kế. Để các dầm biên không bị mất ổn định bên do mảnh, các giới hạn về chiều cao h và bề rộng b_w của dầm được quy định trong EN 1992-1-1, mục 5.9 [4]. Các quy định này xét trong trường hợp dầm không có đủ giằng bên trong kết cấu hoàn thiện.



Hình 1. Loại dầm: (a) phía trong hình chữ nhật và chữ T ngược; (b) Dầm biên L- và dầm tường lửng (spandrel)

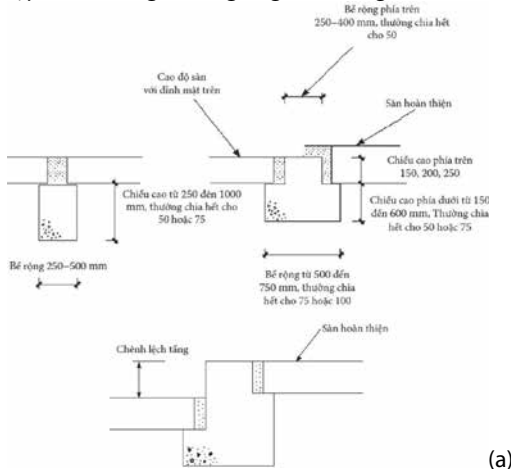
Mặt cắt ngang tiết diện có thể là hình chữ nhật, nhưng để tránh phải đặt ván khuôn tại biên bên ngoài dầm, tiết diện thường có hình L như trong Hình 1b. Các dầm với phần phía trên cao được biết tới là dầm “tường lửng” (spandrel), trong đó các liên kết để ngăn lật dầm cung cấp bởi các thanh thép nhô ra từ cột. Những dầm dầm này thường được sử dụng theo chu vi của công trình, ví dụ chúng sẽ hình thành một hàng rào cho bãi đỗ xe khi sử dụng làm dầm biên. “Tường lửng” thường được sử dụng để tạo thành một lớp bao chắn xung quanh chu vi của tòa nhà bằng cách làm một tấm chắn thời tiết tạm thời giữa các tầng cao liên tiếp.

Dầm biên hình L chịu tải trọng sàn không đối xứng. Phần của dầm đỡ sàn được gọi là “phần phía dưới” (Boot), và phần thân chính được gọi là “phần phía trên” (Upstand). Có hai loại dầm biên được thể hiện trong Hình 2: Loại I, là loại có phần phía trên rộng và được sử dụng như một phần của tiết diện chịu lực (Hình 2b). Loại II, là loại có phần phía trên hẹp và được sử dụng như ván khuôn cố định cho các tấm sàn và được coi là toàn khối với phần bê tông đổ tại chỗ tại cuối các tấm sàn (Hình 2a).



Hình 2. Dầm biên tiết diện chữ L: (a) bản lắp ghép và (b) lắp ghép

Không giống như thiết kế bê tông cốt thép toàn khối, mặt cắt tiết diện và thép thanh được thiết kế để thỏa mãn các yêu cầu cho trước, thiết kế bê tông lắp ghép thì ngược lại. Một bộ các tiết diện dầm đã được chuẩn hóa và quyết định từ trước sẽ được chọn để sản xuất tại nhà máy theo các yêu cầu của đa số kết cấu công trình. Các thanh thép chịu uốn và cắt được tính toán tối ưu về số lượng tương ứng với kích thước mỗi dầm. Các thiết kế được chuẩn hóa và chuẩn bị từ trước cho các dầm và có thể chỉ thay đổi về chiều cao, bề rộng và số lượng thanh thép. Mặc dù người thiết kế có thể chọn bất kỳ loại bê tông nào, nhưng trong thực hành nhà sản xuất sẽ mong muốn hạn chế chỉ còn hai loại, một là cho bê tông cốt thép thông thường, và loại còn lại cho bê tông ứng suất trước. Vì lý do thực hành của việc tháo dỡ, loại bê tông C32/40 được sử dụng cho dầm bê tông cốt thép thông thường và loại bê tông C40/50 đến C50/60 được sử dụng cho dầm bê tông ứng suất trước.



(a)

3. TÍNH TOÁN DẪM LẮP GHEP THEO TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU

Tiết diện dầm lắp ghép có các đặc tính của dầm đơn cơ bản.

Với các tiết diện cụ thể và các mẫu gia cường chịu uốn và chịu cắt, các yêu cầu sau sẽ được tính toán:

1. Sức kháng mômen giới hạn
2. Sức kháng cắt giới hạn
3. Sức kháng xoắn
4. Sức kháng gờ đỡ
5. Độ cứng uốn (= giới hạn biến dạng)

Số lượng thanh thép được cắt theo sự phân bố của mô men và lực cắt thiết kế. Hình 3a&b thể hiện các mẫu gia cường điển hình cho dầm chữ L. Dầm này sẽ được sử dụng để mô tả quy trình thiết kế trong các phần tiếp theo.

3.1.1 Sức kháng mômen giới hạn

a) *Dầm loại I*: Loại dầm này được thiết kế sử dụng với tất cả các loại cấu kiện sàn như loại sàn lõi rỗng, sàn chữ I, sàn bằng ván. Thép thanh ở đỉnh của đế dầm được bỏ qua trong tính toán. Như trong Hình 4 giả thiết là chiều cao tới trục trung hòa (NA) là $X > h_s$, thì

$$F_s = 0.87f_{yk}A_s \quad (1)$$

$$F_{c1} = 0.567f_{ck}b_w h_s \quad (2)$$

$$F_{c2} = 0.567f_{ck}b(0.8X - h_s) \quad (3)$$

$$\Rightarrow F_s - F_{c1} = F_{c2}$$

Tiếp theo, kiểm tra điều kiện của X là $X < 0.6d$ cho các mặt cắt tiết diện được gia cường đơn lẻ. Giới hạn $0.6d$ thực tế là không rõ ràng trong EN 1992-1-1 (và thường bị nhầm lẫn trong một số sách lấy là $0.45d$ cho tiết diện không bị giới hạn góc xoay). Theo mục 5.5(4) của [4], nếu mức độ tải phân bố mômen $= \delta$ và $x_u =$ chiều cao trục trung hòa tại trạng thái giới hạn sau khi tải phân bố, thì

$$\delta = k_1 + k_2x_u/d \text{ cho } f_{ck} \leq 50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (4)$$

Trong đó từ phụ lục quốc gia (NAD): $k_1 = 0.4$, cho $k_2 = (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) = 1.0$, sau đó hệ số tải phân bố mômen $d = 1$ và vì vậy $x_u/d \leq 0.6$. Chú ý rằng đối với bê tông $f_{ck} > 50$ tới 90 N/mm^2 , số hạng $0.8X$ được thay thế bởi $[0.8 - (f_{ck} - 50)/400]X$.

Quay lại với phân tích tiết diện:

$$z_1 = d - 0.5h_s \text{ và } z_2 = d - 0.4X - 0.5h_s \quad (5)$$

$$M_{Rd} = F_{c1}z_1 + F_{c2}z_2 \quad (6)$$

Nếu $F_{c1} < F_s$ thì $X < h_s$, tiết diện là chữ nhật là

$$z = \min\{d - 0.4X; 0.5d\} \quad (7)$$

$$M_{Rd} = F_s z \quad (8)$$

Chú ý rằng giới hạn $0.95d$ không được cho trong các tiêu chuẩn Châu Âu nhưng được sử dụng trong BS 8110 để đảm bảo rằng chiều cao vùng nén không vượt quá giá trị $(d - 0.95d)/0.5 = 0.1d -$ kích thước thô của hạt cốt liệu lớn.

Nếu $X > 0.6d$, thì dầm phải được gia cường gấp đôi, hoặc giá trị A_s giảm tới mức gia cường đơn.

$$F_{c1} = 0.567f_{ck}b_w h_s \quad (9)$$

$$F_{c2} = 0.567f_{ck}b(0.6 \times 0.8d - h_s) \quad (10)$$

$$z_1 = d - 0.5h_s \text{ và } z_2 = 0.76d - 0.5h_s \quad (11)$$

$$F'_s = 0.87f_{yk}A'_s - F_{c1} - F_{c2} \quad (12)$$

$$F'_s = 0.87f_{yk}A'_s - 0.567f_{ck}(0.48d - (b - b_w)h_s)$$

Sau đó

$$A'_s = F'_s / 0.87f_{yk}(d - d') \quad (13)$$

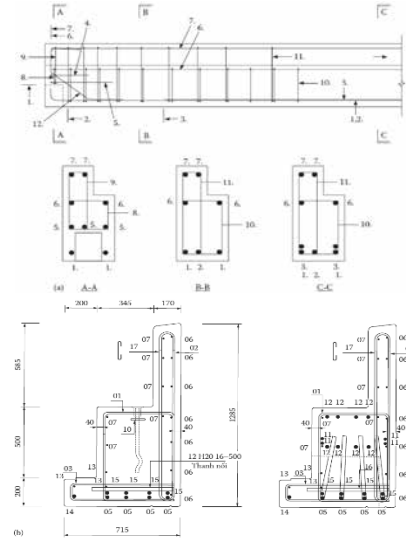
$$M_{Rd} = F_{c1}z_1 + F_{c2}z_2 + F'_s(d - d') \quad (14)$$

Tuy nhiên việc cho thêm thép vùng nén A'_s ở đỉnh của phần phía trên của dầm thì thường không có ý nghĩa thực hành vì giới hạn khoảng cách giữa các thanh thép. Tốt hơn hết là gia tăng sức kháng vùng nén của bê tông bằng cách đổ bê tông tại chỗ ở cuối các tấm sàn. Việc này sẽ đưa đến loại dầm thứ II.

5.2.1.2 Dầm loại II

Dầm loại này được thiết kế chỉ sử dụng được với các loại sàn cho phép liên kết toàn khối tại chỗ, như sàn lõi rỗng và sàn bằng

ván. Sàn chữ I thì không phù hợp với loại dầm này. Để cho kinh tế và thu được mômen M_R lớn nhất, cường độ của bê tông tại chỗ phải tương tự cường độ của bê tông sử dụng cho dầm, tuy nhiên có thể nhỏ hơn như $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ cũng có thể phù hợp. Như trong Hình 4, bề rộng hiệu dụng b_{eff} của vùng nén là bằng bề rộng của dầm trừ đi chiều dài đỡ sàn, thường lấy bằng 75 mm nhưng cũng có thể lớn hơn. Việc tính toán đã được trình bày ở phần trước trong công thức 9, b_w được thay thế bởi b_{eff} và f_{ck} là cường độ của bê tông tại chỗ f_{cki} (không phải của dầm lắp ghép).



Hình 3. (a) Chi tiết thép gia cường cho dầm lắp ghép chữ L; (b) Chi tiết mặt cắt thực của dầm biên [5]

5.2.2 Tính A_s và A'_s từ mô men thiết kế M_{Ed}

Đây là việc tính toán ngược lại với các phần trước và đôi khi được sử dụng cho thiết kế các dầm lắp ghép trong trường hợp đặc biệt, không được dự tính trước. Quy trình tiếp theo không được thể hiện trong EN 1992-1-1 nhưng được ẩn trong mục 3.1.7(3) và cho bê tông $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$.

$$\text{Đặt } K = M_{Ed}/f_{ck}bd^2 < 0.26^* \text{ cho các mặt cắt gia cường đơn} \quad (15)$$

$$z/d = \min\{(0.5 + \sqrt{0.25 - K/1.134}); 0.95\} \quad (16)$$

$$X = (d - z)/0.4 \quad (17)$$

Nếu $0.8X < h_s$, mặt cắt chữ nhật thì

$$A_s = M_{Ed}/0.87f_{yk}z \quad (18)$$

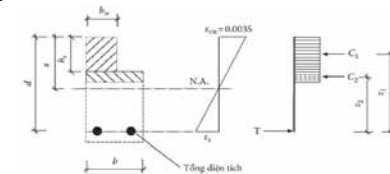
Mặt khác dầm chữ L hoặc chữ T ngược thì sẽ có thêm mômen hiệu dụng của sức kháng thu được từ phần diện tích thụt vào ($b - b_w$) h_s là M_{Ed} như sau, công thức (15) được điều chỉnh lại thành $K = [M_{Ed} + 0.567f_{ck}(b - b_w)h_s(d - 0.5h_s)]/f_{ck}bd^2$ (19)

Theo sau đó các công thức (16) tới (18) cũng điều chỉnh theo. Nếu $K > 0.206$, z sẽ được giới hạn tới giá trị $(1 - 0.4 \times 0.6)d = 0.76d$ Thép ở vùng nén A'_s được cộng thêm vào khả năng chịu mô men của tiết diện, và tiết diện được đặt cốt kép:

$$A'_s = \frac{M_{Ed} - 0.206f_{ck}bd^2}{0.87 \cdot f_{yk}(d - d')} \quad (20)$$

$$A_s = \frac{0.206f_{ck}bd^2}{0.87 \cdot f_{yk} \cdot 0.76d} + A'_s \quad (21)$$

$$*M_{Rd} \text{ khi } X = 0.6d = (0.85/1.5)f_{ck}b \cdot 0.8(0.6d)(1 - 0.4 \times 0.6)d = 0.20672f_{ck}bd^2$$



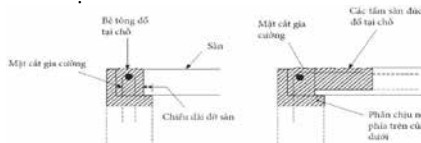
Hình 4. Phương pháp thiết kế cho Sức kháng mômen giới hạn của dầm-L

5.2.3 Sức kháng cắt giới hạn

Thiết kế cho cắt theo quy trình chuẩn hóa đối với tiết diện bê tông cốt thép là đi xác định sức kháng cắt tới hạn bằng tổng sức kháng bê tông (= sự cài nhau của các hạt cốt liệu + tác động chốt liên kết) cộng với khả năng tới hạn (= ứng suất tới hạn) của các cốt đai chịu cắt. Sự khác biệt lớn theo phương pháp tiếp cận trong EN 1992-1-1 khi so sánh với BS 8110 là ba biến số được kết hợp trong một hàm đơn được biết đến là phương pháp độ nghiêng thanh chống thay đổi (VSI). Trong BS 8110, mặt cắt nghiêng được lấy bằng $\theta=45^\circ$ đối với phương nằm ngang bỏ qua sự làm việc của bê tông và bề rộng thân dầm, cả bê tông và bề rộng thân dầm đều ảnh hưởng tới mối quan hệ giữa ứng suất uốn và cắt và làm cho vết nứt do cắt là bị nghiêng, EN 1992-1-1 cho phép lấy $\theta = 22.5^\circ$ tới 45° , hoặc $\cot\theta = 1.0$ tới 2.5 . Điều này được thể hiện trong mô hình dàn trong EN 1992-1-1 [4]. Chú ý là giả thiết cách tay đòn giữa phần đỉnh dàn và đáy dàn là $z=0.9d$, giả thiết này là hợp lý khi mô men uốn bé tại vị trí có lực cắt, nhưng sẽ không đúng cho trường hợp cả mô men và lực cắt đều lớn trong dầm còn sơ.

Trong dầm chữ L, bề rộng hữu dụng của thân dầm b_v được sử dụng trong tính toán chịu cắt phụ thuộc vào vị trí của trục trung hòa của tiết diện nằm ở phần phía trên hay phần đế (boot) của dầm như Hình 5. Nếu trục trung hòa nằm ở phía trên (Hình 6a), thì $b_v =$ bề rộng phần phía trên của dầm*. Tuy nhiên nếu trục trung hòa nằm ở phần đế thì tiết diện tới hạn có thể nằm ở cả phía trên và phần đế, hai trường hợp này đều phải xem xét trong tính toán và được thể hiện trong Hình 6b và c.

*Chú ý là bề rộng phía trên b_v được sử dụng trong các tính toán chịu cắt, trong khi đó b_w được sử dụng cho tham số tương tự trong tính toán chịu uốn.



Hình 5. Thép (đai) chịu cắt giữa dầm chữ L và bản sàn

Hàm phân bố ứng suất cắt đàn hồi $\tau = V_{Ed}S/lb$ được sử dụng để xác định ứng suất cắt tại hai mặt cắt tới hạn. Theo Hình 6, hai mặt cắt tới hạn nằm ở: (1) đỉnh của phần đế dầm, và (2) ở trục trung hòa. Trong tính toán này, S là mô men thứ nhất của diện tích trên mặt cắt tới hạn, l là mô men thứ hai của diện tích toàn bộ dầm, b là bề rộng hiệu dụng tại mặt cắt tới hạn và V là lực cắt. Chúng ta không quan tâm tới giá trị thực của τ và chỉ quan tâm tới giá trị lớn nhất. Vì V_{Ed} và l là hằng số, ta cần giá trị lớn nhất của S/b .

Tại vị trí đỉnh của phần đế dầm,

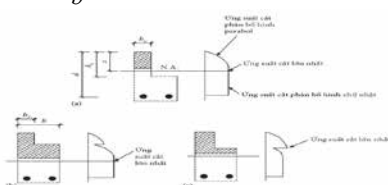
$$\frac{S}{b} = \frac{b_v h_s^2}{2b_v} = 0.5h_s^2 \quad (22)$$

Tại vị trí trục trung hòa,

$$\frac{S}{b} = \frac{\frac{bX^2}{2} - (b-b_v)h_s(X - \frac{h_s}{2})}{b} \quad (23)$$

Khi lấy $X=0.6d$ là giới hạn, thì công thức 21 sẽ viết lại cho vị trí trục trung hòa là

$$\frac{S}{b} = 0.18d^2 - (1 - \frac{b_v}{b})h_s(0.6d - 0.5h_s) \quad (24)$$



Hình 6. Ứng suất cắt trên tiết diện dầm chữ L: (a) khi $X < h_s$; (b) khi $X > h_s$; (c) khi $X > h_s$ nhưng ứng suất cắt lớn nhất nằm ở chân của phần phía trên của dầm.

Bảng 1: Giá trị của s/bd^2 tại phía trên của chân dầm

$h_s/d=0.1$	$h_s/d=0.2$	$h_s/d=0.3$	$h_s/d=0.4$	$h_s/d=0.5$	$h_s/d=0.6$
0.05	19pt	0.045	0.08	0.125	0.18

Bảng 2: Giá trị của s/bd^2 tại trục trung hòa

b_v/b	$h_s/d=0.1$	$h_s/d=0.2$	$h_s/d=0.3$	$h_s/d=0.4$	$h_s/d=0.5$	$h_s/d=0.6$
0.1	0.131	0.090	0.059	0.036	0.023	0.018
0.2	0.136	0.100	0.072	0.052	0.040	0.036
0.3	0.142	0.110	0.086	0.068	0.058	0.054
0.4	0.148	0.120	0.099	0.084	0.075	0.072
0.5	0.153	0.130	0.113	0.100	0.093	0.090
0.6	0.158	0.140	0.126	0.116	0.110	0.108

Với các giá trị của b_w , b , h_s và d , thì giá trị lớn nhất của S/b sẽ tính được. Công thức (22) và (24) có thể được đơn giản hóa bằng cách xem xét tỷ số h_s/d và b_v/b . Các giá trị tới hạn được in đậm trong bảng tính. Từ các số liệu này, ta có thể xác định được vị trí tiết diện cắt tới hạn cần xem xét. Nhìn chung có thể thấy rằng tiết diện cắt tới hạn thường nằm ở phí đỉnh của phần đế của thân dầm khi $h_s > 0.3d$.

Chú ý rằng với tiết diện chữ nhật ta có $b_v/b=0$ và $h_s/d=0, S/bd^2=0.18$. Vì vậy, đối với loại dầm chữ L điển hình nhất thì $b_v/b=0.5$ và $h_s/d=0.3, S/bd^2=0.113$, tương ứng với độ giảm 37% của ứng suất cắt lớn nhất.

Sẽ là rất không bình thường nếu không có thép gia cường chịu cắt trong dầm, tuy nhiên một số cấu kiện nhỏ thì không có khả năng hông do cắt hoặc mức độ hông ít nghiêm trọng như thanh cốt thép chính neo ở gối, và một số tấm sàn thì sẽ không có cốt thép gia cường chịu cắt. Tuy nhiên, các tiết diện đó phải được kiểm tra $V_{Rd,c}$ như sau: Cốt thép vượt quá chiều dài liên kết l_{bd} ra ngoài mặt phẳng gối đỡ, thì lực cắt được tính tại d tính từ mặt phẳng gối đỡ.

$$V_{Rd,c} = 0.12k(f_{ck} \cdot 100A_{sl} / bd)^{1/3} bd \quad (25)$$

$$\text{Nhưng } V_{Rd,c} \text{ min} \geq 0.035k^{3/2} \sqrt{f_{ck} bd} \quad (26)$$

$$\text{Với } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2(\text{mm}) \quad (27)$$

Nếu $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, cốt thép gia cường chịu cắt phải được đặt vào tiết diện phù hợp. Các cốt đai chịu cắt sẽ được đặt ở phần phía trên của dầm như trong Hình 3. Các cốt đai cũng phải được cung cấp ở phần đế của dầm để chịu các lực gối đỡ biên. Sau đó thì cốt đai chịu cắt sẽ được cung cấp ở phần trên hoặc phần đế dầm tùy theo vị trí bề rộng hiệu dụng được tính đến. Cốt đai chịu cắt được thiết kế phải được tính thêm yêu cầu chịu xoắn của phần lực gối đỡ biên.

Theo Hình 7 và theo EN 1992-1-1, mục 6.2.3, số lượng cốt đai dọc trên mặt phẳng cắt = $z \cot\theta / s$. Lực tới hạn trong mỗi cốt đai = (diện tích) x (ứng suất) = $A_{sw} 0.87 f_{ywh}$, sau đó sức kháng tới hạn của các cốt đai là

$$V_{Rd,s} = z 0.87 f_{ywk} \cot\theta (A_{sw} / s) \quad (28)$$

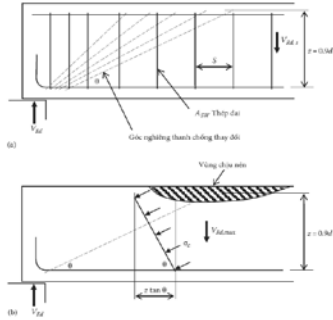
Chú ý là không có $V_{Rd,c}$ trong phân tích này, và $V_{Rd,c}$ không tính thêm $V_{Rd,s}$ (như quy định trong BS 8110).

Vì vậy, diện tích của cốt thép chịu cắt được thiết kế A_{sw}/s (mm^2/mm chạy dọc chiều dài dầm) được đưa đến bởi công thức

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\theta} \quad (29)$$

Diện tích cốt thép chịu cắt phải thích hợp với tiết diện cắt tới hạn; trong trường hợp này, nó được giải thiết nằm ở đỉnh của phần

đề. Rõ ràng, phương pháp VSI cotθ có ảnh hưởng lớn tới A_{sw}/s ; nó có thể làm thay đổi tới 250%. Biểu thức cho cotθ nhận được từ thanh dàn chịu nén như trong Hình 7 và Hình 6.5 của tiêu chuẩn, sẽ bằng ứng suất nén σ_c tác động vuông góc với mặt phẳng cắt trên bề rộng b x chiều dài nhô ra zcosθ. Thành phần theo phương đứng là bzcotθsinθ. Ứng suất nén sẽ nhận được là $\sigma_c = a_{cw}v_1/f_{cd}$



Hình 7. Thiết kế cắt trong dầm: (a) Khả năng chịu cắt của cốt đai $V_{Rd,s}$; (b) Khả năng chịu nén của thanh giằng $V_{Rd,max}$.

Trong đó $\alpha_{cw}=1$ cho mặt tiết diện dầm không ứng suất trước. Biểu thức 6.6 tham số ứng suất cắt $v_1=0.6(1-f_{ck}/250)$ và $f_{cd}=f_{ck}/1.5$

$$V_{Rd,max} = a_{cw}v_1f_{cd}bz \cot \theta \sin \theta \quad (30)$$

Nhưng

$$\cos \theta \sin \theta = \tan \theta \cos^2 \theta = \tan \theta / \sec^2 \theta = \tan \theta / (1 + \tan^2 \theta) = 1 / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\text{Và } 2 \cos \theta \sin \theta = \sin 2\theta$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw}bzv_1f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = a_{cw}bzv_1f_{cd} \cdot 0.5 \sin 2\theta \quad (31)$$

Bố trí và đặt lại V_{Rd} với V_{Ed} tại khoảng cách d từ mép biên của gối đỡ

$$\theta = 0.5 \sin^{-1} \left(\frac{V_{Ed}}{0.5bzv_1f_{cd}} \right) \cot \theta \text{ đã xác định} \quad (32)$$

Nhưng $1.0 \leq \cot \theta \leq 2.5$

Ví dụ lấy: $V_{Ed} = 600\text{kN}$, $b = 300\text{mm}$, $z = 0.9 \times 500 = 450 \text{ mm}$, $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$ và $f_{ywk} = 500 \text{ N/mm}^2$,

$$\theta = 0.5 \sin^{-1} (600 \times 10^3 / 0.5 \times 300 \times 450 \times 11.16) = 26.4^\circ$$

$$\cot 26.4^\circ = 2.014 < 2.5 A_{sw} / s = 600 \times 10^3 / (450 \times 0.87 \times 500 \times 2.014) =$$

$$= 1.52 \text{ mm}^2 / \text{mm} = 760 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Sử dụng thép H10 khoảng cách 100mm (785)

Diện tích thép tối thiểu của cốt đai là một hàm của cường độ bê tông f_{ck} và b (hoặc b_v của thân dầm hoặc phần phía trên) như sau

$$\frac{A_{sw}}{s} \min \geq \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}} b}{f_{ywk}} \quad (33)$$

Diện tích thép lớn nhất của cốt đai được xác định khi ứng suất bê tông đạt tới $0.5f_{cd}$, như sau

$$\frac{A_{sw}}{s} \max \leq \frac{0.5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b}{0.87 f_{ywk}} \quad (34)$$

Khoảng cách tối thiểu của cốt đai không được quy định trong tiêu chuẩn, nhưng trong thực hành thường lấy 50 mm cho các cốt đai nhỏ (đường kính 8-10mm) hoặc 70mm (đường kính 12 mm).

$$S \leq 0.75d \quad (35)$$

Tìm $V_{Rd,s}$ khi biết A_{sw} và s.

Biến đổi biểu thức 6.8 và 6.9 trong [4]

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{bv_1f_{cd}s}{A_{sw}f_{ywk}}} - 1 \quad (36)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywk} \cot \theta \quad (37)$$

Ví dụ:

Tính M_{Rd} và V_{Rd} của dầm chữ L có tiết diện 550x300 như Hình 2. Phần phía trên của chữ L có tiết diện là 200x165. Thép chịu lực chính ở giữa dầm là 3 thanh thép loại H25 và giảm còn 2 thanh H25 tại gối. Thép đai chịu cắt là loại H10 với khoảng cách 100mm. Sử dụng $f_{ck}=32 \text{ N/mm}^2$ và $f_{yk}=f_{ywk}=500 \text{ N/mm}^2$. Lớp bảo vệ cho thép đai là 40mm. Kiểm tra sự đóng góp vào cắt của bê tông $V_{Rd,c}$.

Lời giải

Tính toán chịu uốn

3 thanh thép H25 tại giữa nhịp

$$A_s = 3 \times 491 = 473 \text{ mm}^2$$

$$d = 550 - 40 - 10 - 12.5 = 488 \text{ mm}$$

$$F_s = 0.87 \times 500 \times 1473 = 640.8 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F_{c1} = 0.567 \times 32 \times 165 \times 200 = 598.4 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F_s > F_{c1} \text{ khi } X > h_s$$

$$F_{c2} = 0.567 \times 32 \times 300 \times (0.8 \times 200) = 4352 \times 10^3 \text{ N}$$

$$X = 259.7 \text{ mm}$$

$$X/d = 0.532 < 0.6$$

$$\text{Cánh tay đòn } z_1 = 488 - 100 = 388 \text{ mm, và}$$

$$z_2 = (488 - 0.4 \times 259.7) - 100 = 284 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 598.4 \times 0.388 + 42.4 = 44.2 \text{ kNm}$$

Tính toán chịu cắt

Tại gối đỡ, 3 thanh thép H16 (có $A_s=603 \text{ mm}^2$) và thép đai H10 khoảng cách 100mm, $A_{sw}/s=157/100=1.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

$$D=550 - 40 - 10 - 8 = 492 \text{ mm}$$

Từ Bảng 1&2 và công thức 5.5&5.27, sử dụng $b_v/b=165/300=0.55$, và $h_s/d=200/492=0.41$, ta thấy rằng tiết diện tới hạn chịu cắt nằm ở trục trung hòa NA. Tuy nhiên, tại gối đỡ, X sẽ là bé nhất và lực cắt tới hạn sẽ nằm ở đỉnh của phần đế của thân dầm.

$$b_v = 165 \text{ mm}, f_{cd} = 32 / 1.5 = 21.33 \text{ N/mm}^2,$$

$$v_1 = 0.6(1 - 32 / 250) = 0.523$$

$$a_{cw}v_1f_{cd} = 11.16 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{mm}$$

Sử dụng công thức 5.39 và 5.40

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{165 \times 11.16}{1.57 \times 0.87 \times 500}} - 1 = 1.30 < 2.5q = 37.5^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 1.57 \times 0.9 \times 492 \times 0.87 \times 500 \times 1.30 \times 10^{-3} = 393.1 \text{ kN}$$

Từ công thức (25) tới (27)

$$V_{Rd,c} = 0.12 \times 1.638 \times (32 \times 0.743)^{1/3} \times 165 \times 492 \times 10^{-3} = 45.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \text{ minimum} = 0.035 \times 1.638^{3/2} \sqrt{32} \times 165 \times 492 \times 10^{-3} = 33.7 \text{ kN}$$

$$\text{Tại } 100 A_s l_b v d = 0.743 \text{ và } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{492}} = 1.638 < 2$$

5.2.4 Kiểm tra diện tích tối thiểu, đường kính cốt thép và khoảng cách

EN 1992-1-1, phần 7.3 đưa ra hai lựa chọn để kiểm soát nứt bằng cách giới hạn kích thước và khoảng cách của cốt thép: (1)

cách 1 là tính toán trực tiếp như hướng dẫn ở mục 7.3.2 theo lực kéo tối thiểu cho phép trong cốt thép $A_{s,min}\sigma_s$ hoặc (2) cách 2 là sử dụng các bảng mà không cần tính toán.

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k_f k_{cl,eff} A_{cl} \quad (38)$$

Trong đó

$\sigma_s = f_{yk}$ = ứng suất lớn nhất cho phép trong cốt thép ngay sau khi vết nứt hình thành, hoặc nhỏ hơn nếu σ_s được giới hạn bởi giá trị ứng suất quy định trong bảng 7.3 của tiêu chuẩn.

$k_c = 0.4$ cho trường hợp không ứng suất kéo dọc trục.

$k = 1.0$ cho bụng dầm có $h \leq 300$ mm hoặc bề rộng cánh dầm < 300 mm, lấy $k = 0.65$ cho bụng dầm có $h \geq 800$ mm hoặc bề rộng cánh dầm > 800 mm, các giá trị trung gian được xác định bằng cách nội suy.

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ hoặc $f_{ctm}(t)$ nếu tính nứt cho bê tông dưới 28 ngày.

$A_{ct} = b(h - x_u)$ = diện tích của bê tông vùng kéo trước khi hình thành vết nứt đầu tiên (có thể lấy bằng $bh/2$ trong hầu hết các trường hợp).

Trong Ví dụ cốt thép đạt cường độ tại M_{Rd} , sau đó $A_{s,min} = 0.4 \times 0.825 \times 3.02 \times (300 \times 550 / 2) / 500 = 165 \text{ mm}^2$. Giá trị này nhỏ hơn tính từ công thức 5.3 $A_{s,min} = 0.26 \times 3.02 \times 300 \times 488 / 500 = 230 \text{ mm}^2$ (điều đó thể hiện rằng $A_{s,min}$ tính từ biểu thức 7.1 có thể tương ứng với trạng thái tới hạn khi mà tiết diện được đặt thép quá nhiều – nghĩa là ứng suất trong thép nhỏ hơn cường độ thép $\sigma_s < f_{yk}$).

Cách thứ 2 là sử dụng bảng. Phương pháp thiết kế này được trình bày ở mục 7.3.4 của EN 1992-1-1. Việc tính toán bề rộng vết nứt được tiến hành bằng cách sử dụng bảng 7.2 và 7.3 (là bảng 3 trong tài liệu này) theo đó sẽ quy định giới hạn đường kính cốt thép, khoảng cách giữa các thanh thép như là một cách đơn giản hóa trong thực hành thiết kế. Trong đó mục 7.3.2 quy định với cốt thép tối thiểu thì bề rộng vết nứt sẽ không vượt quá quy định nếu

Bảng 3: Khoảng cách các thanh tối đa để kiểm soát vết nứt

Ứng suất thép Q-P sử dụng hoạt tải (N/mm ²)	Khoảng cách thanh tối đa (mm) cho chiều rộng vết nứt	
	$w_k = 0.3$ mm gia cố	$w_k = 0.2$ mm ứng suất trước
160	300	200
200	250	150
240	200	100
280	150	50
320	100	-
360	50	-

• Đối với vết nứt do liên kết biên (ngàm), kích thước cốt thép được cho trong Bảng 7.2 không được vượt quá tại vị trí ứng suất thép là giá trị thu được ngay sau khi nứt (là giá trị σ_s trong biểu thức 7.1 của tiêu chuẩn).

• Đối với vết nứt chủ yếu do tải trọng, thì phải tuân theo các giá trị được cho trong Bảng 7.2 hoặc 7.3. Ứng suất thép σ_s phải được tính dựa trên tiết diện nứt dưới các tổ hợp tác động phù hợp, đó là tính tải cộng phần dài hạn của hoạt tải.

Ứng suất thép được tính bằng cách sử dụng thành phần độ cứng uốn nứt được quy định ở mục 7.4.3(3) trong EN 1992-1-1. Các cấu kiện không bị chất quá tải (ở mức tải làm ứng suất trong bê tông vượt quá cường độ chịu kéo) thì được coi là không nứt. Các cấu kiện bị coi là nứt một phần sẽ ứng xử theo cách ở giữa điều kiện không nứt và nứt hoàn toàn, đối với cấu kiện chủ yếu chịu uốn, dự đoán đầy đủ của ứng xử được cho trong biểu thức 7.18 của tiêu chuẩn:

$$7.18 \quad \alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I \quad (39)$$

Trong đó

α là ‘tham số’ biến dạng được xem xét, cái này có thể là biến dạng, đường cong, hoặc góc xoay

α_I và α_{II} là các giá trị của ‘tham số’ cho điều kiện không nứt và điều kiện nứt hoàn toàn.

Trong đó ξ là hệ số phân bố (cho phép đối với sự căng cứng tại một mặt cắt), $\xi = 1 - \beta(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2$, σ_{sr} là ứng suất tại vết nứt đầu tiên và σ_s là ứng suất giai đoạn sử dụng.

Đối với ứng suất chịu uốn và nứt, công thức (39) có thể đơn giản hơn và việc tính toán được thể hiện thông qua độ cứng uốn $K_{ef} = E_{c,ef} I$ và mô men nứt M_{cr} và mô men tác dụng M_k như sau:

$$K_{ef} = K_2 + [(K_1 - K_2) \beta (M_{cr} / M_k)^2] \leq K_1 \quad (40)$$

Trong đó

Độ cứng uốn, khi không nứt $K_1 = E_{c,ef} I_u$

Độ cứng uốn, khi nứt $K_2 = E_{c,ef} I_{cr}$

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Trong đó

$\varphi(t, t_0)$ là hệ số từ biến

$\beta = 0.5$ cho tải trọng dài hạn khi tiết diện bị nứt do uốn, hoặc $\beta = 1.0$ cho tải trọng ngắn hạn

M_{cr} là mô men nứt của sức kháng = $W f_{ctm}$

W là mô đun đàn hồi của tiết diện tại mặt kéo = $I_u / (h - x_u)$

M_k là mô men uốn ở giai đoạn sử dụng

Vì vậy, K_{ef} là độ cứng nứt K_2 cộng thêm phần khác biệt giữa K_1 - K_2 phụ thuộc vào tỷ số tính từ phần vượt quá của mô men M_k so với mô men nứt M_{cr} . Số hạng lũy thừa 2 gợi ý rằng mối quan hệ mô men và độ cong $M - 1/r$ là dạng parabol (bậc 2) sau khi nứt, và tất nhiên là tuyến tính trước khi nứt khi đo $K_{ef} = K_1$. Đối với dầm chữ I có bản bụng hẹp, mối quan hệ $M - 1/r$ có thể lũy thừa bậc 5 hoặc 6 tùy theo sự phát triển của các vết nứt dọc theo bản bụng.

Do nội dung bài báo đã khá dài nên một số nội dung liên quan tới tính toán tiết diện nứt, tính toán phần chân dầm (Boot) cùng với dự liên quan các tác giả xin trình bày ở công bố tiếp theo.

4. KẾT LUẬN

Đặc điểm kết cấu và vật liệu của dầm lắp ghép được trình bày cô đọng. Dựa vào đặc điểm làm việc dầm lắp ghép được chia thành hai loại: Dầm phía trong có tiết diện đối xứng và chịu tải đối xứng và Dầm phía ngoài chịu tải không đối xứng nên bị xoắn, mục 5.9 trong EN 1992-1-1 có các yêu cầu các giới hạn về chiều cao h và bề rộng b_w của dầm để đảm bảo cho dầm khi làm việc chịu xoắn.

Các bước tính toán thiết kế dầm lắp ghép theo tiêu chuẩn châu Âu được trình bày chi tiết bảo gồm cả ví dụ tính toán. Đây sẽ là các thông tin hữu ích cho các kỹ sư thiết kế kết cấu bê tông lắp ghép theo định hướng mới, hiện đại và thân thiện với môi trường - kết cấu bê tông lắp ghép.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Quyết định số 198/QĐ-TTg ngày 09/02/2018 của Thủ tướng Chính phủ về việc Phê duyệt Đề án Hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn kỹ thuật xây dựng.
- [2] Quyết định số 900/QĐ-BCĐĐTQ ngày 29/06/2018 của Trưởng Ban chỉ đạo Đề án Hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn kỹ thuật xây dựng (thuộc Bộ Xây dựng) về việc triển khai quyết định số 198/QĐ-TTg.
- [3] BS EN 13225. 2013. Precast concrete products – Linear structural elements, BSI, London, UK
- [4] BS EN 1992-1-1. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, BSI, London, UK., February 2014.
- [5] Kim S. Elliott, 2017. *Precast Concrete Structures*, 2nd ed., Taylor & Francis Group, 6000 Broken Sound Parkway NW, Florida-USA.