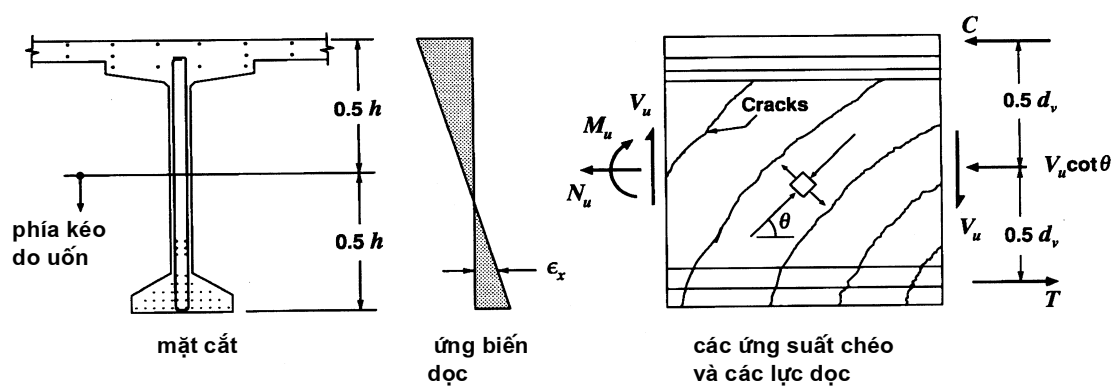


Hình 5.8.3.4.2-2- Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang

Hình 5.8.3.4.2-3 – Minh họa A_c

Bảng 5.8.3.4.2-1- Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt có cốt thép ngang

| $\frac{V}{f_c}$ | $\varepsilon_x \times 1000$ | | | | | | | | | | |
|-----------------|-----------------------------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| | -0,2 | -0,15 | -0,1 | 0 | 0,125 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,5 | 2 |
| $\leq 0,05$ | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 28,5 | 29,0 | 33,0 | 36,0 | 41,0 | 43,0 |
| | 6,78 | 6,17 | 5,63 | 4,88 | 3,99 | 3,49 | 2,51 | 2,37 | 2,23 | 1,95 | 1,72 |
| 0,075 | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 27,0 | 27,5 | 30,0 | 33,5 | 36,0 | 40,0 | 42,0 |
| | 6,78 | 6,17 | 5,63 | 4,88 | 3,65 | 3,01 | 2,47 | 2,33 | 2,16 | 1,90 | 1,65 |
| 0,1 | 23,5 | 23,5 | 23,5 | 23,5 | 24,0 | 26,5 | 30,5 | 34,0 | 36,0 | 38,0 | 39,0 |
| | 6,50 | 5,87 | 5,31 | 3,26 | 2,61 | 2,54 | 2,41 | 2,28 | 2,09 | 1,72 | 1,45 |
| 0,125 | 20,0 | 21,0 | 22,0 | 23,5 | 26,0 | 28,0 | 31,5 | 34,0 | 36,0 | 37,0 | 38,0 |
| | 2,71 | 2,71 | 2,71 | 2,60 | 2,57 | 2,50 | 2,37 | 2,18 | 2,01 | 1,60 | 1,35 |
| 0,15 | 22,0 | 22,5 | 23,5 | 25,0 | 27,0 | 29,0 | 32,0 | 34,0 | 36,0 | 36,5 | 37,0 |
| | 2,66 | 2,61 | 2,61 | 2,55 | 2,50 | 2,45 | 2,28 | 2,06 | 1,93 | 1,50 | 1,24 |
| 0,175 | 23,5 | 24,0 | 25,0 | 26,5 | 28,0 | 30,0 | 32,5 | 34,0 | 36,0 | 35,5 | 36,0 |
| | 2,59 | 2,58 | 2,54 | 2,50 | 2,41 | 2,39 | 2,20 | 1,95 | 1,74 | 1,21 | 1,00 |
| 0,2 | 25,0 | 25,5 | 26,5 | 27,5 | 29,0 | 31,0 | 33,0 | 64,0 | 34,5 | 35,0 | 36,0 |
| | 2,55 | 2,49 | 2,48 | 2,45 | 2,37 | 2,33 | 2,10 | 1,82 | 1,58 | 1,21 | 1,00 |
| 0,225 | 26,5 | 27,0 | 27,5 | 29,0 | 30,5 | 32,0 | 33,0 | 34,0 | 34,5 | 36,5 | 39,0 |
| | 2,45 | 2,38 | 2,43 | 2,37 | 2,33 | 2,27 | 1,92 | 1,67 | 1,43 | 1,18 | 1,14 |
| 0,25 | 28,0 | 28,5 | 29,0 | 30,0 | 31,0 | 32,0 | 33,0 | 34,0 | 35,5 | 38,5 | 41,5 |
| | 2,36 | 2,32 | 2,36 | 2,30 | 2,28 | 2,01 | 1,64 | 1,52 | 1,40 | 1,30 | 1,25 |

Bảng 5.8.3.4.2-2. - Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang

| s_x | $\varepsilon_x \times 1000$ | | | | | | | | |
|------------|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | -0,2 | -0,1 | 0 | 0,25 | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,5 | 2 |
| ≤ 130 | 26,0 | 26,0 | 27,0 | 29,0 | 31,0 | 33,0 | 34,0 | 36,0 | 38,0 |
| | 6,90 | 5,70 | 4,94 | 3,78 | 3,19 | 2,82 | 2,56 | 2,19 | 1,93 |
| 250 | 27,0 | 28,0 | 30,0 | 34,0 | 37,0 | 39,0 | 40,0 | 43,0 | 45 |
| | 6,77 | 5,53 | 4,65 | 3,45 | 2,83 | 2,46 | 2,19 | 1,87 | 1,65 |
| 380 | 27,0 | 30,0 | 32,0 | 37,0 | 10,0 | 43,0 | 45,0 | 48,0 | 50,0 |
| | 6,57 | 5,42 | 4,47 | 3,21 | 2,59 | 2,23 | 1,98 | 1,65 | 1,45 |
| 630 | 28,0 | 31,0 | 35,0 | 41,0 | 45,0 | 48,0 | 51,0 | 54,0 | 57,0 |
| | 6,24 | 5,36 | 4,19 | 2,85 | 2,26 | 1,92 | 1,69 | 1,40 | 1,18 |
| 1270 | 31,0 | 33,0 | 38,0 | 48,0 | 53,0 | 57,0 | 59,0 | 63,0 | 66,0 |
| | 5,62 | 5,24 | 3,83 | 2,39 | 1,82 | 1,50 | 1,27 | 1,00 | 0,83 |
| 2500 | 35,0 | 35,0 | 42,0 | 55,0 | 62,0 | 66,0 | 69,0 | 72,0 | 75,0 |
| | 4,78 | 4,78 | 3,47 | 1,88 | 1,35 | 1,06 | 0,87 | 0,65 | 0,52 |
| 5000 | 42,0 | 42,0 | 47,0 | 64,0 | 71,0 | 74,0 | 77,0 | 80,0 | 82,0 |
| | 3,83 | 3,83 | 3,11 | 1,39 | 0,90 | 0,66 | 0,53 | 0,37 | 0,28 |

5.8.3.5. Cốt thép dọc

Với những mặt cắt không chịu xoắn, cốt thép dọc phải được thiết kế sao cho Phương trình 1 được thỏa mãn ở mỗi mặt cắt:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left[\frac{M_u}{d_v \phi} + 0,5 \frac{N_u}{\phi} \right] + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot g \theta \quad (5.8.3.5-1)$$

trong đó :

A_{ps} = diện tích thép dự ứng lực ở phía chịu kéo uốn của cầu kiện, mô tả trong Hình 5.8.3.4.2-3, có trừ đi sự thiếu phát triển đầy đủ ở mặt cắt được nghiên cứu (mm^2).

ϕ = các hệ số sức kháng lấy từ Điều 5.5.4.2 phù hợp với mô men, lực cắt và sức kháng dọc trục.

Nếu phản lực hoặc tải trọng ở chỗ mô men max gây nên nén trực tiếp lên mặt chịu nén uốn của cầu kiện, thì diện tích cốt thép dọc ở phía chịu kéo uốn của cầu kiện không cần vượt quá diện tích yêu cầu để chịu một mình mô men max.

Cốt thép dọc ở phía kéo uốn của cầu kiện còn phải chịu một lực kéo $(V_u / \phi - 0,5 V_s - V_p) \cot g \theta$ ở mép trong của vùng đỡ tựa ở các gối đỡ giản đơn tại đầu cầu kiện.

5.8.3.6. Các mặt cắt chịu cắt và xoắn kết hợp

5.8.3.6.1. Cốt thép ngang

Cốt thép ngang không được ít hơn tổng cốt thép ngang yêu cầu để chịu cắt như quy định trong điều 5.8.3.3, và để chịu xoắn đồng thời như quy định trong các Điều 5.8.2.1 và 5.8.3.6.2.

5.8.3.6.2. Sức kháng xoắn

Sức kháng xoắn danh định phải được lấy bằng :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot g \theta}{s} \quad (5.8.3.6.2-1)$$

ở đây :

A_o = diện tích được bao bởi dòng cắt, bao gồm cả diện tích lỗ trong đó nếu có (mm^2).

A_t = diện tích của một nhánh của cốt thép ngang kín chịu xoắn (mm^2)

θ = góc của vết nứt được xác định phù hợp với quy định của Điều 5.8.3.4 cùng với các sửa đổi trong các biểu thức của V và V_u dưới đây(°)

Đối với cắt và xoắn kết hợp, ϵ_x phải được xác định bằng Phương trình 5.8.3.4.2-2, với V_n được thay bằng :

$$V_u = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0,9 p_h T_u}{2A_o} \right)^2} \quad (5.8.3.6.2-2)$$

Góc θ phải như quy định trong Bảng 5.8.3.4.2-1 hoặc Bảng 5.8.3.4.2.2 phù hợp với ứng suất cắt v lấy bằng :

- Đối với mặt cắt hộp:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} + \frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \quad (5.8.3.6.2-3)$$

- Đối với mặt cắt khác:

$$v = \sqrt{\left(\frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \right)^2} \quad (5.8.3.6.2-4)$$

trong đó :

- p_h = chu vi theo tim của cốt thép chịu xoắn ngang kín (mm)
- A_{oh} = diện tích được bao bởi tim của cốt thép chịu xoắn ngang kín phía ngoài, bao gồm cả diện tích các lỗ nếu có (mm²)
- T_u = mô men xoắn tính toán (N.mm)
- ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2

5.8.3.6.3. Cốt thép dọc

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.8.3.5 như được sửa đổi ở đây để xét đến xoắn.

Cốt thép dọc phải được đặt để thoả mãn Phương trình 1 :

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi d_v} + \frac{0.5 N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5 V_s - V_p \right) + \left(\frac{0.45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (5.8.3.6.3-1)$$

5.8.4. TRUYỀN LỰC CẮT TIẾP XÚC - MA SÁT CẮT

5.8.4.1. Tổng quát

Việc truyền lực cắt tiếp xúc phải được xét đến qua một mặt phẳng được cho ở :

- Một vết nứt hiện hữu hoặc tiềm tàng
- Chỗ tiếp giáp giữa các vật liệu khác nhau.
- Hoặc chỗ tiếp giáp giữa hai khối bê tông đúc ở thời gian khác nhau.

Sức kháng cắt danh định của mặt cắt tiếp xúc phải được lấy bằng :

$$V_n = c A_{cv} + \mu [A_{vf} f_y + P_c] \quad (5.8.4.1-1)$$

Sức kháng cắt danh định dùng trong thiết kế không được vượt quá :

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_{cv} \text{ hoặc} \quad (5.8.4.1-2)$$

$$V_n \leq 5.5 A_{cv} \quad (5.8.4.1-3)$$

ở đây :

- V_n = sức kháng cắt danh định (N)
 A_{cv} = diện tích bê tông tham gia truyền lực cắt (mm^2)
 A_{vf} = diện tích cốt thép chịu cắt đi qua mặt phẳng cắt (mm^2)
 f_y = cường độ chảy của cốt thép (MPa)
 c = hệ số dính bám quy định trong Điều 5.8.4.2 (MPa)
 μ = hệ số ma sát quy định trong Điều 5.8.4.2
 P_c = lực nén tĩnh thường xuyên thẳng góc với mặt phẳng cắt, nếu lực là kéo, $P_c = 0,0$ (N)
 f'_c = cường độ nén 28 ngày quy định của bê tông yếu hơn (ở mặt tiếp giáp) (MPa).

Cốt thép chịu cắt tiếp xúc giữa bê tông của bản và của dầm hoặc dầm tổ hợp có thể bao gồm các thanh thép đơn, các cốt thép đai có nhiều nhánh hoặc các nhánh đứng của tấm lưới sợi thép hàn. Diện tích mặt cắt ngang A_{vf} của cốt thép không được nhỏ hơn hoặc giá trị yêu cầu của Phương trình 1 hoặc :

$$A_{vf} \geq \frac{0,35b_v}{f_y} \quad (5.8.4.1-4)$$

ở đây :

- b_v = chiều rộng mặt tiếp xúc, (mm)

Yêu cầu cốt thép tối thiểu của A_{vf} có thể bỏ qua nếu V_n/A_{cv} nhỏ hơn 0,7 MPa với dầm sàn và dầm chủ, cự ly dọc giữa các hàng cốt thép không được vượt quá 600 mm.

Lực kéo tĩnh qua mặt phẳng cắt, nếu tồn tại, phải được chịu bởi cốt thép bổ sung thêm ngoài số cốt thép yêu cầu do cắt.

Cốt thép chịu ma sát cắt phải được neo để phát triển cường độ chảy quy định ở cả hai phía của mặt phẳng cắt bằng chôn sâu vào, làm móc hoặc hàn.

Các thanh thép phải được neo vào cả dầm sàn hoặc dầm chủ và bản.

5.8.4.2 . Dính bám và ma sát

Các trị số sau đây phải được dùng cho hệ số dính bám, c , và hệ số ma sát, μ :

- Đối với bê tông liền khối :
 $c = 1,0$ MPa
 $\mu = 1,4 \lambda$
- Đối với bê tông được đổ phủ lên bê tông sạch, đã cứng với bề mặt được tạo nhám cỡ 6 mm
 $c = 0,7$ MPa
 $\mu = 1,0 \lambda$
- Đối với bê tông đổ phủ lên bê tông sạch, đã cứng và không có sữa xi măng, nhưng không được tạo nhám.

$$c = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,6 \lambda$$

- Đối với bê tông được neo vào thép cán kết cấu bằng đỉnh neo có đầu hoặc bằng các thanh cốt thép mà toàn bộ phần thép tiếp xúc với bê tông là sạch và không s, n

$$c = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,7 \lambda$$

Phải lấy các trị số sau đây cho λ :

- Với bê tông tỷ trọng thông thường..... 1,0
- Với bê tông cát tỷ trọng thấp 0,85
- Với các bê tông tỷ trọng thấp khác 0,75

Có thể dùng nội suy cho λ trong trường hợp thay cát một phần.

5.8.5. SỨC KHÁNG CẮT TRỰC TIẾP CỦA MỐI NỐI KHÔ

Đối với các kết cấu sử dụng các mối nối khô, sức kháng danh định của mối nối phải được xác định như sau:

$$V_{Nj} = A_k \sqrt{f'_c} (1 + 0,205 f_{pc}) + 0,6 A_{sm} f_{pc} \quad (5.8.5-1)$$

trong đó:

A_k = diện tích ở chân của tất cả các chốt trong mặt phẳng phá hoại. (mm²)

f'_c = sức kháng nén của bê tông (MPa).

f_{pc} = ứng suất nén trong bê tông sau mọi mất mát dự ứng suất và được xác định ở trọng tâm của mặt cắt ngang (MPa).

A_{sm} = diện tích tiếp xúc giữa các bề mặt nhẵn trên mặt phẳng phá hoại (mm²).

Trong việc xác định sức kháng tính toán của mối nối khô phải áp dụng hệ số sức kháng được quy định trong Bảng 5.5.4.2.2-1 đối với lực cắt trong các mối nối loại B.

5.9. DỰ ỨNG LỰC VÀ DỰ ỨNG LỰC MỘT PHẦN

5.9.1. XEM XÉT THIẾT KẾ CHUNG

5.9.1.1. Tổng quát

Các quy định chỉ ra ở đây phải áp dụng cho các bộ phận bê tông kết cấu được tăng cường bởi bất kỳ sự tổ hợp nào của thép dự ứng lực và cốt thép thông thường cùng làm việc để chịu các ứng lực chung.

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực và dự ứng lực một phần phải được thiết kế cho cả các dự ứng lực ban đầu và sau cùng. Chúng phải thỏa mãn các yêu cầu ở các trạng thái giới hạn sử dụng, mỏi, cường độ và đặc biệt như quy định trong Điều 5.5 và phù hợp với các giả thiết quy định trong các Điều 5.6, 5.7 và 5.8. Các bó thép dự ứng lực không ứng suất hoặc các thanh cốt thép có thể được dùng tổ hợp với các bó thép ứng suất, miễn là chúng cho thấy sự làm việc của kết cấu thỏa mãn mọi trạng thái giới hạn và các yêu cầu của các Điều 5.4 và 5.6.

Các giới hạn ứng suất nén, quy định trong Điều 5.9.4, phải được dùng với tổ hợp tải trọng sử dụng trong Bảng 3.4.1-1.

Các giới hạn ứng suất kéo, quy định trong Điều 5.9.4, phải được dùng với tổ hợp tải trọng sử dụng trong Bảng 3.4.1-1. Ghi chú 5 ở bảng đó phải áp dụng khi khảo sát chịu kéo dưới hoạt tải.

5.9.1.2. Cường độ bê tông quy định

Các cường độ quy định, f'_c , và f'_{ci} , phải được chỉ rõ trong hồ sơ thầu cho mỗi cấu kiện. Các giới hạn ứng suất liên quan tới các cường độ quy định phải lấy như quy định trong Điều 5.9.4.

Cường độ bê tông khi truyền phải đủ cho yêu cầu của các bộ neo hoặc cho việc truyền qua liên kết cùng các yêu cầu về độ vòng hoặc độ võng.

5.9.1.3. Độ oằn

Độ oằn của bộ phận giữa các điểm mà ở đó bê tông và các bó thép tiếp xúc với nhau, độ oằn trong vận chuyển và lắp ráp, và độ oằn của các bản bản bụng và bản cánh mỏng phải được khảo sát.

5.9.1.4. Các đặc trưng mặt cắt

Đối với các đặc trưng mặt cắt trước khi có liên kết của các bó thép kéo sau, việc giảm thiểu diện tích do các ống bọc hở phải được xét đến.

Đối với cả hai bộ phận kéo trước và kéo sau sau khi các bó thép liên kết thì các đặc trưng mặt cắt có thể dựa trên mặt cắt nguyên hoặc mặt cắt tính đối.

5.9.1.5. Kiểm tra vết nứt

Ở những nơi cho phép nứt dưới tải trọng sử dụng, chiều rộng vết nứt, mỗi của cốt thép, độ nhạy cảm về gỉ cần phải được xem xét, kiểm tra phù hợp với các quy định của các Điều 5.5, 5.6 và 5.7.

5.9.1.6. Các bó thép với các điểm gãy hoặc cong

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.4.6 về đường cong của ống bọc.

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.10.4 để khảo sát sự tập trung ứng suất do những đổi hướng của bó thép dự ứng lực.

Đối với các bó thép trải trong ống bọc chúng không thẳng về danh nghĩa, phải xét sự khác biệt giữa trọng tâm của bó và trọng tâm của ống khi xác định độ lệch tâm.

5.9.2. ỨNG SUẤT DO BIẾN DẠNG CƯỜNG BỨC

Các hiệu ứng lên các phần tử liên kết của kết cấu của các biến dạng đàn hồi và phi đàn hồi do dự ứng lực phải được nghiên cứu. Các lực kiểm chế sinh ra trong các phần tử kết cấu liên kết có thể được giảm đi do các tác động của từ biến.

Trong các khung liên khối, ứng lực (hoặc các hiệu ứng lực) trong các cột và trụ có thể xảy ra do dự ứng lực kết cấu phần trên trên cơ sở độ co ngấn đàn hồi ban đầu.

Đối với các khung liên khối thông thường, bất kỳ sự gia tăng nào về các mô men ở cột do co ngấn từ biến dài hạn của kết cấu phần trên dự ứng lực, đều được coi là được bù lại bởi sự chùng đồng thời của các mô men biến dạng trong cột do từ biến trong bê tông cột.

Sự giảm các lực kiểm chế trong những bộ phận khác của kết cấu gây ra bởi dự ứng lực trong một bộ phận có thể lấy bằng :

- Với các biến dạng gây ra một cách đột ngột

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_i)}), \text{ hoặc} \quad (5.9.2-1)$$

- Với các biến dạng gây ra một cách từ từ

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_i)}) / \psi(t,t_i) \quad (5.9.2-2)$$

trong đó :

F = ứng lực được xác định với việc dùng mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm đặt tải (N).

F' = ứng lực đã chiết giảm (N)

ở đây :

$\psi(t,t_i)$ = hệ số từ biến ở thời điểm t đối với đặt tải ở thời điểm t_i như quy định trong Điều 5.4.2.3.2

e = cơ số logarit tự nhiên (Nepe)

5.9.3. CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT CHO CÁC BÓ THÉP DỰ ỨNG LỰC

Ứng suất bó thép do dự ứng lực, hoặc ở trạng thái giới hạn sử dụng không được vượt quá các giá trị :

- Quy định ở Bảng 1, hoặc
- Theo khuyến nghị của nhà sản xuất các bó thép và neo.

Ứng suất bó thép ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt không được vượt quá giới hạn cường độ kéo cho trong Bảng 5.4.4.1-1.

Bảng 5.9.3-1 - Các giới hạn ứng suất cho các bó thép dự ứng lực

| Điều kiện | Loại bó thép | | |
|---|--|-----------------------------|------------------------------|
| | Tao thép đã được khử ứng suất dư, các thanh cường độ cao trơn nhẵn | Tao thép có độ tự cứng thấp | Các thanh có cỡ cường độ cao |
| Căng trước | | | |
| Ngay trước khi truyền lực ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,75 f_{pu}$ | - |
| Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi đã tính toàn bộ mất mát (f_{pe}) | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ |
| Căng sau | | | |
| Trước khi đệm neo - Có thể cho phép dùng f_s ngắn hạn | $0,90 f_{py}$ | $0,90 f_{py}$ | $0,90 f_{py}$ |
| Tại các neo và các bộ nối cáp ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ |
| ở cuối vùng mất mát ở tấm đệm neo ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,74 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ |
| Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau toàn bộ mất mát | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{pu}$ |

5.9.4. CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT ĐỐI VỚI BÊ TÔNG**5.9.4.1. Đối với các ứng suất tạm thời trước khi xảy ra các mất mát - Các cấu kiện dự ứng lực toàn phần****5.9.4.1.1. Ứng suất nén**

Giới hạn ứng suất nén đối với các cấu kiện bê tông căng trước và căng sau, kể cả các cầu xây dựng theo phân đoạn, phải lấy bằng $0,60 f'_{ci}$ (MPa) .

5.9.4.1.2. Ứng suất kéo

Phải áp dụng các giới hạn trong Bảng 1 đối với các ứng suất kéo. Để áp dụng điều này, diện tích bên ngoài của vùng chịu kéo do nén dọc trước phải được xem xét theo các vị trí nêu dưới đây trong hình dạng cuối cùng của kết cấu.

- Vùng chịu nén nghĩa là từ mặt trên của bản tới trục trung hoà của mặt cắt nguyên của bê tông ở cách gối đỡ 70% chiều dài nhịp đối với các nhịp biên hoặc các nhịp có khớp.
- Vùng chịu nén, nghĩa là từ mặt trên của bản tới trục trung hoà của mặt cắt nguyên của bê tông nằm trong khoảng 60% ở phần giữa của các nhịp bên trong.

- Vùng chịu nén, nghĩa là từ đáy của bản tới trục trung hoà của mặt cắt nguyên của bê tông trong khoảng 25% chiều dài nhịp kể từ các trụ về mỗi phía.

Bảng 5.9.4.1.2-1 - Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời trong bê tông dự ứng lực trước mất mát, đối với các cấu kiện dự ứng lực toàn phần

| Loại cầu | Vị trí | Giới hạn ứng suất |
|--|---|--|
| Không phải các cầu được xây dựng phân đoạn | <ul style="list-style-type: none"> Trong vùng kéo của cấu kiện bị nén trước. không có cốt thép dính bám. | Không/có |
| | <ul style="list-style-type: none"> Trong các vùng khác với các vùng chịu kéo của cấu kiện bị nén trước và không có cốt thép phụ dính bám. | $0,25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> Trong các vùng có cốt thép dính bám, đủ để chịu 120% lực kéo khi bê tông bị nứt được tính toán trên cơ sở một mặt cắt không nứt. | $0,58\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> Để tính ứng suất cầu lắp trong các cọc dự ứng lực. | $0,415\sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| Các cầu được xây dựng phân đoạn | Ứng suất dọc thông qua các mối nối trong vùng kéo của cấu kiện chịu nén trước. <ul style="list-style-type: none"> Các mối nối loại A với lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối, đủ để chịu lực kéo tính toán ở ứng suất $0.5 f_{sy}$; với các bó thép ở trong hoặc ở ngoài. Các mối nối loại A không có lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối. Các mối nối loại B với bó thép ở ngoài | $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ lực kéo max (MPa) |
| | Ứng suất theo phương ngang qua các mối nối. <ul style="list-style-type: none"> Đối với mọi loại nối mối | Không cho kéo 0,7 MPa lực nén min $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa) |
| | Ứng suất trong các khu vực khác <ul style="list-style-type: none"> Đối với các diện tích không có cốt thép thường dính bám. Cốt thép dính bám đủ để chịu lực kéo tính toán trong bê tông được tính theo giả thiết mặt cắt không bị nứt với ứng suất bằng $0,5f_{sy}$ | Không cho kéo $0,50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa) |

5.9.4.2. Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát.
Các cấu kiện dự ứng lực toàn phần

5.9.4.2.1. Ứng suất nén

Phải khảo sát nén với tổ hợp tải trọng 1 của trạng thái giới hạn sử dụng quy định trong Bảng 3.4.1-1. Phải sử dụng các giới hạn nêu trong Bảng 1.

Hệ số chiết giảm, φ_w , phải được lấy bằng 1 khi các tỷ số độ mảnh của bản bụng và bản cánh, tính theo Điều 5.7.4.7.1, không lớn hơn 15. Nếu bản bụng hoặc bản cánh có tỷ số độ mảnh lớn hơn 15 phải tính hệ số chiết giảm φ_w theo Điều 5.7.4.7.2.

Bảng 5.9.4.2.1-1 - Giới hạn ứng suất nén của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát cho cấu kiện dự ứng lực toàn phần

| Vị trí | Giới hạn ứng suất |
|---|----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra. | $0,45 f_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra. | $0,45 f_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn và do hoạt tải cộng với 1/2 tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra. | $0,40 f_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> Do tổng lực dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp. | $0,60 \varphi_w f_c$ (MPa) |

5.9.4.2.2. Ứng suất kéo

Đối với tổ hợp tải trọng sử dụng bao hàm tải trọng xe, ứng suất kéo trong bộ phận với các bó thép dự ứng lực được dính bám hoặc không dính bám phải được khảo sát với tổ hợp tải trọng sử dụng quy định trong Bảng 3.4.1-1 có xét tới các ghi chú của nó.

Sử dụng các giới hạn trong Bảng 1.

Bảng 5.9.4.2.2-1 - Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát cho các cấu kiện dự ứng lực toàn phần

| Loại cầu | Vị trí | Giới hạn ứng suất |
|----------------------------------|--|--|
| Các cầu không xây dựng phân đoạn | Lực kéo trong miền chịu kéo được nén trước của các cầu với giả thiết mặt cắt không bị nứt. | |
| | <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cấu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép được dính bám trong điều kiện không xấu hơn các điều kiện bị ăn mòn thông thường. | $0,5 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cấu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép dính bám chịu các điều kiện ăn mòn nghiêm trọng. Đối với các cấu kiện có các bó thép dự ứng lực không dính bám. | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Không cho kéo |
| Các cầu xây dựng phân đoạn | Các ứng suất dọc ở các mối nối trong miền chịu kéo được nén trước. | |
| | <ul style="list-style-type: none"> Các mối nối loại A có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối chịu lực kéo dọc với ứng suất $0.5 f_y$; các bó thép trong . Mối nối loại A không có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối. Các mối nối loại B; các bó thép ngoài | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Không cho kéo Nén tối thiểu 0,7 (MPa) |
| | Ứng suất ngang qua các mối nối . | |
| | <ul style="list-style-type: none"> Lực kéo theo hướng ngang trong vùng chịu kéo được nén trước | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | Ứng suất trong các vùng khác. | |
| | <ul style="list-style-type: none"> Đối với các vùng không có cốt thép dính bám Có lượng cốt thép dính bám đủ chịu được lực kéo trong bê tông với giả thiết mặt cắt không bị nứt tại ứng suất bằng $0,5 f_{sy}$ | Không cho kéo $0,5 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |

Để áp dụng điều này, diện tích nằm ngoài vùng chịu kéo dọc được nén trước phải được xác định theo Điều 5.9.4.1.2.

5.9.4.3. Các cấu kiện dự ứng lực một phần

Các ứng suất nén phải được giới hạn như quy định trong các Điều 5.9.4.1 và 5.9.4.2 đối với các cấu kiện dự ứng lực toàn phần.

Nứt trong vùng chịu kéo được nén trước có thể được phép. Việc thiết kế các bộ phận dự ứng lực một phần phải dựa trên phân tích mặt cắt nứt với việc thoả mãn các trạng thái giới hạn sử dụng khác nhau. Ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng phải như quy định trong Điều 5.7.3.4, trong trường hợp đó f_{sa} phải được hiểu là thay đổi ứng suất sau sự giảm nén trước.

5.9.5. MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

5.9.5.1. Tổng mất mát dự ứng suất

Thay vì phân tích chi tiết hơn, các mất mát dự ứng suất trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo dự ứng lực trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng :

- Trong các cấu kiện kéo trước

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (5.9.5.1-1)$$

- Trong các cấu kiện kéo sau :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (5.9.5.1-2)$$

ở đây :

| | | |
|------------------|---|---|
| Δf_{pT} | = | tổng mất mát (MPa) |
| Δf_{pF} | = | mất mát do ma sát (MPa) |
| Δf_{pA} | = | mất mát do thiết bị neo (MPa) |
| Δf_{pES} | = | mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa) |
| Δf_{pSR} | = | mất mát do co ngót (MPa) |
| Δf_{pCR} | = | mất mát do từ biến của bê tông (MPa) |
| Δf_{pR2} | = | mất mát do tự chùng (dão) của cốt thép dự ứng lực (MPa) |

Đối với các cấu kiện kéo trước; khi dùng Điều 5.9.5.3 để dự tính toàn bộ các mất mát cần khấu trừ phần mất mát do tự chùng thép xảy ra trước khi truyền lực, Δf_{pR1} , ra khỏi toàn bộ phần tự chùng thép.

Đối với các cấu kiện kéo sau, cần xét đến mất mát của lực bó thép được chỉ rõ bằng các số đọc áp lực trên thiết bị căng kéo.

5.9.5.2. Các mất mát tức thời

5.9.5.2.1. Thiết bị neo

Độ lớn của mất mát do thiết bị neo phải là trị số lớn hơn số yêu cầu để khống chế ứng suất trong thép dự ứng lực khi truyền, hoặc số kiến nghị bởi nhà sản xuất neo. Độ lớn của mất mát do thiết bị neo giả thiết để thiết kế và dùng để tính mất mát của thiết bị phải được chỉ ra trong hồ sơ hợp đồng và kiểm chứng trong khi thi công.

5.9.5.2.2. Ma sát

5.9.5.2.2a. Thi công bằng phương pháp kéo trước

Đối với các bó thép dự ứng lực dẹt, phải xét tới những mất mát có thể xảy ra ở các thiết bị kẹp.

5.9.5.2.2b. Thi công bằng phương pháp kéo sau

Mất mát do ma sát giữa bó thép dự ứng lực và ống bọc có thể lấy như sau

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu \alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Có thể lấy giá trị ma sát gây ra giữa bó thép đi qua một ống chuyển hướng loại đơn như sau:

$$\Delta_{PF} = f_{pj} (1 - e^{-\mu(a+0,04)}) \quad (5.9.5.2.2b-2)$$

ở đây :

- f_{pj} = ứng suất trong thép dự ứng lực khi kích (MPa)
 x = chiều dài bó thép dự ứng lực đo từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xem xét (mm)
 K = hệ số ma sát lắc (trên mỗi mm của bó thép) được viết là mm⁻¹
 μ = hệ số ma sát
 α = tổng của giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường trục cáp thép dự ứng lực tính từ đầu kích, hoặc từ đầu kích gần nhất nếu thực hiện căng cả hai đầu, đến điểm đang xem xét (RAD)
 e = cơ số lôgarit tự nhiên (Nape)

Các giá trị K và μ cần lấy dựa trên số liệu thí nghiệm đối với các vật liệu quy định và phải thể hiện trong hồ sơ thầu. Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị trong những phạm vi của K và μ cho trong Bảng 1.

Đối với các bó thép chỉ cong trong mặt phẳng thẳng đứng α phải lấy là tổng giá trị tuyệt đối của các thay đổi góc trên chiều dài x .

Đối với bó thép cong ba chiều, tổng thay đổi góc ba chiều α phải được lấy bằng phép cộng véc tơ, tức tổng thay đổi góc theo chiều đứng α_v và tổng thay đổi góc theo chiều ngang α_h .

Bảng 5.9.5.2.2b-1 - Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau

| Loại thép | Các ống bọc | K | μ |
|--------------------|---|----------------------|-------------|
| Sợi hay tạo | Ống thép mạ cứng hay nửa cứng | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,15 - 0,25 |
| | Vật liệu Polyethylene | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,23 |
| | Các ống chuyển hướng bằng thép cứng cho bó thép ngoài | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,25 |
| Thanh cường độ cao | Ống thép mạ | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,30 |

5.9.5.2.3. Co ngắn đàn hồi

5.9.5.2.3a. Các cấu kiện kéo trước

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong các cấu kiện kéo trước phải lấy bằng :

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

trong đó :

- f_{cgp} = tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất do lực dự ứng lực khi truyền và tự trọng của bộ phận ở các mặt cắt mô men max (MPa)
 E_p = mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa)
 E_{ci} = mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

Đối với các cấu kiện kéo trước của thiết kế thông thường f_{cgp} có thể tính trên cơ sở ứng suất trong cốt thép dự ứng lực được giả định bằng $0,65 f_{pu}$ đối với loại tạo thép được khử ứng suất dư và thanh thép cường độ, và $0,70 f_{pu}$ đối với loại bó thép tự chùng thấp (ít dãn).

Đối với các cấu kiện thiết kế không thông dụng cần dùng các phương pháp chính xác hơn được dựa bởi nghiên cứu hoặc kinh nghiệm.

5.9.5.2.3b. Các cấu kiện kéo sau

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong các cấu kiện kéo sau, ngoài hệ thống bản ra, có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

trong đó :

N = số lượng các bó thép dự ứng lực giống nhau.

f_{cgp} = tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mô men max (MPa).

Các giá trị f_{cgp} có thể được tính bằng ứng suất thép được giảm trị số ban đầu bởi một lượng chênh lệch phụ thuộc vào các hiệu ứng co ngắn đàn hồi, tự chùng và ma sát.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép được dính bám f_{cgp} có thể lấy ở mặt cắt giữa nhịp, hoặc đối với kết cấu liên tục ở mặt cắt có mô men lớn nhất.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép không được dính bám, giá trị f_{cgp} có thể được tính như ứng suất ở trọng tâm của thép dự ứng lực lấy bình quân trên suốt chiều dài của bộ phận.

Đối với hệ bản, giá trị của Δf_{pES} có thể lấy bằng 25% của giá trị tính được từ Phương trình 5.9.5.2.3a-1.

5.9.5.3. Ước tính gần đúng tổng bộ mất mát theo thời gian

Một ước tính gần đúng tổng bộ mất mát dự ứng lực phụ thuộc vào thời gian do từ biến và co ngót của bê tông và tự chùng của thép trong các bộ phận dự ứng lực và dự ứng lực một phần có thể lấy theo Bảng 1 cho :

- Các cấu kiện không phân đoạn, kéo sau, có chiều dài nhịp không quá 50.000 mm và tạo ứng suất trong bê tông ở tuổi 10 đến 30 ngày, và
- Các cấu kiện kéo trước, tạo ứng suất sau khi đạt cường độ nén $f'_{ci} = 24$ MPa.

Miễn là chúng :

- Được làm bằng bê tông tỷ trọng thường,
- Bê tông được bảo dưỡng bằng hơi nước hoặc ẩm ướt,
- Được tạo dự ứng lực từng thanh hoặc tạo thép với thuộc tính tự chùng bình thường và thấp, và
- Ở nơi có các điều kiện lộ ra và nhiệt độ trung bình.

Đối với các cầu bê tông phân đoạn, việc ước tính toàn bộ mất mát ứng suất chỉ có thể được dùng cho thiết kế sơ bộ.

Tỷ lệ dự ứng lực một phần (PPR) dùng trong Bảng 1 phải được lấy như quy định trong Phương trình 5.5.4.2.1-2.

Đối với những bộ phận được làm bằng bê tông có tỷ trọng thấp, các trị số quy định trong Bảng 1 phải được tăng lên 35 MPa.

Đối với các tảo thép ít tự chùng, các giá trị quy định trong Bảng 1 có thể được giảm bớt :

- 28 MPa đối với dầm hộp
- 41 MPa đối với dầm chữ nhật, bản đặc và dầm I, và
- 55 MPa đối với dầm T đơn, T kép, lõi rỗng và bản rỗng.

Đối với điều kiện kết cấu khác thường, các ước lượng chính xác hơn phải đạt được phù hợp với các phương pháp dựa trên nghiên cứu hoặc kinh nghiệm.

Bảng 5.9.5.3-1 - Các mất mát phụ thuộc vào thời gian - MPa

| Dạng mặt cắt dầm | Mức | Với dây thép và tảo thép có $f_{pu} = 1620, 1725$ hoặc 1680 MPa | Với các thanh thép có $f_{pu} = 1000$ hoặc 1100 MPa |
|----------------------------------|-------------------------|--|---|
| Dầm sàn chữ nhật và bản đặc | Biên trên Trung bình | 200 + 28 PPR 180 + 28 PPR | 130 + 41 PPR |
| Dầm hộp | Biên trên Trung bình | 145 + 28 PPR 130 + 28 PPR | 100 |
| Dầm I | Trung bình | $230 \left[1 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41$ PPR | 130 + 41 PPR |
| T đơn T kép lõi rỗng và bản rỗng | Biên trên Trung bình | $270 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41$ PPR $230 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41$ PPR | $210 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41$ PPR |

5.9.5.4. Ước tính chính xác các mất mát theo thời gian

5.9.5.4.1. Tổng quát

Các giá trị chính xác hơn của các mất mát do từ biến, co ngót và tự chùng so với các quy định trong Điểm 5.9.5.3 có thể được xác định phù hợp với các quy định hoặc của Điều 5.4.2.3 hoặc các điểm này cho các bộ phận không phân đoạn dự ứng lực với :

- Các nhịp không lớn hơn 75 000 mm,
- Bê tông tỷ trọng thường,
- Cường độ ở thời điểm dự ứng lực vượt quá 24 MPa.

Đối với bê tông tỷ trọng thấp, mất mát dự ứng lực phải dựa trên những tính chất đại diện của bê tông được dùng

Đối với thi công phân đoạn, trong mọi trường hợp xem xét không phải là thiết kế sơ bộ, cần xác định các mất mát ứng suất theo quy định trong Điều 5.9.5, kể cả việc xem xét phương pháp và tiến độ thi công phụ thuộc thời gian như chỉ rõ trong hồ sơ thầu.

5.9.5.4.2. Co ngót

Mất mát dự ứng suất do co ngót có thể lấy bằng :

- Với các cấu kiện kéo trước :

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03 H) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.2-1)$$

- Với các cấu kiện kéo sau :

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85 H) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.2-2)$$

trong đó :

H = độ ẩm tương đối của môi trường, lấy trung bình hàng năm (%)

5.9.5.4.3. Từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.9.5.4.3-1)$$

trong đó :

f_{cgp} = ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

Δf_{cdp} = thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện lực dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (MPa)

5.9.5.4.4. Tự chùng

5.9.5.4.4a. Tổng quát

Tổng độ tự chùng ở bất kỳ thời điểm nào sau khi truyền lực phải được lấy bằng tổng mất mát quy định trong các Điều 5.9.5.4.4b và 5.9.5.4.4c

5.9.5.4.4b. Tại lúc truyền lực

Trong các bộ phận kéo trước, mất mát do tự chùng trong thép dự ứng lực, được tạo ứng suất ban đầu vượt quá $0,50 f_{pu}$, có thể lấy bằng:

- Đối với tào thép được khử ứng suất :

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{10,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (5.9.5.4.4b-1)$$

- Đối với tảo thép tự chùng ít :

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (5.9.5.4.4b-2)$$

trong đó :

- t = thời gian tính bằng ngày từ lúc tạo ứng suất đến lúc truyền (Ngày)
 f_{pj} = ứng suất ban đầu trong bó thép ở vào cuối lúc kéo (MPa)
 f_{py} = cường độ chảy quy định của thép dự ứng lực (MPa)

5.9.5.4.4c. Sau khi truyền

Mất mát do tự chùng của thép dự ứng lực, có thể lấy bằng :

- Đối với tảo thép được khử ứng suất, dư kéo trước

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.4c-1)$$

- Đối với tảo thép được khử ứng suất, kéo sau:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ (MPa)} \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

ở đây :

- Δf_{pF} = mất mát do ma sát dưới mức $0.70f_{py}$ ở điểm xem xét, tính theo Điều 5.9.5.2.2 (MPa)
 Δf_{pES} = mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
 Δf_{pSR} = mất mát do co ngót (MPa)
 Δf_{pCR} = mất mát do từ biến (MPa)

- Đối với thép dự ứng lực có tính tự chùng thấp phù hợp với AASHTO M 203M (ASTM A 416 M hoặc E 328): Lấy bằng 30% của Δf_{pR2} tính theo Phương trình 1 hoặc 2.
- Đối với các thanh thép kéo sau 1000 đến 1100 MPa: Mất mát do tự chùng cần dựa trên số liệu thí nghiệm được chấp nhận. Nếu số liệu thí nghiệm không có sẵn, mất mát có thể giả định bằng 21 MPa.

5.9.5.5. Các mất mát dự ứng suất để tính độ võng

Để tính độ võng và độ võng của các bộ phận dự ứng lực không phân đoạn với nhịp không vượt quá 50 000 mm, được làm bằng bê tông có tỷ trọng thông thường, với cường độ không vượt quá 24 MPa ở thời điểm dự ứng lực, f_{cgp} và Δf_{cdp} có thể được tính bằng ứng suất ở trọng tâm thép dự ứng lực lấy bình quân theo chiều dài của bộ phận.

5.10. CÁC CHI TIẾT ĐẶT CỐT THÉP

5.10.1. LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ

Lớp bê tông bảo vệ ít nhất phải như quy định trong Điều 5.12.3.

5.10.2. CÁC MÓC VÀ UỐN CONG

5.10.2.1. Móc tiêu chuẩn

Trong Bộ Tiêu chuẩn này thuật ngữ "móc tiêu chuẩn" được hiểu theo một trong các nghĩa sau:

- Với cốt thép dọc :
 - (a) uốn 180° , cộng thêm đoạn kéo dài $4.0d_b$, nhưng không ít hơn 65mm ở đầu thanh
 - (b) hoặc uốn 90° cộng thêm đoạn kéo dài $12.0d_b$ ở đầu thanh
- Với cốt thép ngang :
 - (a) thanh No. 16 hoặc nhỏ hơn : uốn 90° cộng đoạn kéo dài $6.0d_b$ ở đầu thanh,
 - (b) No. 19, No. 22 và No. 25: uốn 90° cộng đoạn kéo dài $12.0 d_b$ ở đầu thanh; và
 - (c) thanh No. 25 và lớn hơn : uốn 135° cộng đoạn kéo dài $6.0 d_b$ ở đầu thanh.

trong đó :

d_b = đường kính danh định của cốt thép (mm)

5.10.2.2. Các móc chống động đất

Các móc chống động đất phải bao gồm đoạn uốn cong 135° , cộng thêm một đoạn kéo dài lớn hơn $6,0 d_b$ hay 75 mm, lấy số lớn hơn. Phải dùng các móc chống động đất làm cốt thép ngang ở vùng dự kiến có khớp dẻo. Loại móc này và nơi cần bố trí chúng phải được thể hiện chi tiết trong hồ sơ hợp đồng.

5.10.2.3. Đường kính uốn cong tối thiểu

Đường kính của đoạn thanh uốn cong, được đo ở phía bụng của thanh, không được nhỏ hơn quy định trong Bảng 1.

Bảng 5.10.2.3-1 - Đường kính tối thiểu của đoạn uốn cong

| Kích thước thanh và việc dùng | Đường kính tối thiểu |
|----------------------------------|----------------------|
| No.10 đến No.16 - chung | $6,0 d_b$ |
| No.10 đến No.16 - đai U và giằng | $4,0 d_b$ |
| No.19 đến No.25 - chung | $6,0 d_b$ |
| No. 29, No.32 và No.36 | $8,0 d_b$ |
| No. 43 và No.57 | $10,0 d_b$ |

Đường kính phía bụng của đoạn uốn cong đối với đai U và giằng ở tấm lưới dây hàn tròn và có gờ không được nhỏ hơn $4,0 d_b$ đối với dây có gờ lớn hơn D6 ($38,7\text{mm}^2$), và $2,0 d_b$ cho tất cả các loại dây có kích cỡ khác. Uốn cong với đường kính trong nhỏ hơn $8,0 d_b$ không được đặt cách giao diện hàn gần nhất ít hơn $4,0 d_b$.

5.10.3. CỤ LY CỐT THÉP

5.10.3.1. Cụ ly tối thiểu của các thanh cốt thép

5.10.3.1.1. Bê tông đúc tại chỗ

Đối với bê tông đúc tại chỗ, cự ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn :

- 1,5 lần đường kính danh định của thanh,
- 1,5 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc
- 38 mm

5.10.3.1.2. Bê tông đúc sẵn

Đối với bê tông đúc sẵn được sản xuất trong điều kiện khống chế của nhà máy, cự ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn.

- Đường kính danh định của thanh,
- 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc
- 25 mm.

5.10.3.1.3. Nhiều lớp cốt thép

Trừ trong các bản mặt cầu, có cốt thép song song được đặt thành hai hoặc nhiều lớp, với cự ly tịnh giữa các lớp không vượt quá 150mm, các thanh ở các lớp trên phải được đặt trực tiếp trên những thanh ở lớp dưới, và cự ly giữa các lớp không được nhỏ hơn hoặc 25 mm hoặc đường kính danh định của thanh.

5.10.3.1.4. Các mối nối

Các giới hạn về cự ly tịnh giữa các thanh quy định trong các Điều 5.10.3.1.1 và 5.10.3.1.2 cũng được áp dụng cho cự ly tịnh giữa một mối nối chồng và các mối nối hoặc thanh liền kề.

5.10.3.1.5. Bó thanh

Số lượng các thanh song song được bó lại để làm việc như một đơn vị không được vượt quá bốn trong mỗi bó, trong các bộ phận chịu uốn số lượng các thanh lớn hơn N₃₆ không được vượt quá hai trong mỗi bó.

Bó thanh phải được bao lại bằng thép đai hoặc giằng.

Từng thanh trong bó, đứt đoạn trong chiều dài nhịp của bộ phận, phải kết thúc ở các điểm khác nhau với khoảng cách ít nhất bằng 40 lần đường kính thanh. Ở nơi mà các giới hạn về khoảng cách dựa trên kích thước thanh, một bó thanh phải được xem như một thanh có đường kính suy ra từ tổng diện tích tương đương.

5.10.3.2. Cự ly tối đa của các thanh cốt thép

Trong các vách và bản, trừ khi được quy định khác, cự ly các cốt thép không được vượt quá hoặc 1.5 lần chiều dày của bộ phận hoặc 450 mm. Cự ly các thép xoắn ốc, thép giằng, thép chịu nhiệt và co ngót phải theo quy định trong các Điều 5.10.6, 5.10.7 và 5.10.8.

5.10.3.3. Cự ly tối thiểu của các bó cáp thép và ống bọc cáp dự ứng lực

5.10.3.3.1. Tào thép dự ứng lực kéo trước

Khoảng trống giữa các tào thép dự ứng lực kéo trước, bao gồm cả các bó có ống bọc, ở đầu cấu kiện và trong phạm vi chiều dài khai triển, được quy định trong Điều 5.11.4.2, không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tim đến tim được quy định trong Bảng 5.10.3.3.1-1.

Bảng 5.10.3.3.1-1- Cự ly tim đến tim

| Kích cỡ tào thép (mm) | Cự ly (mm) |
|--|------------|
| 15,24 14,29 Đặc biệt 14,29 12,70 Đặc biệt | 51 |
| 12,70 11,11 | 44 |
| 9,53 | 38 |

Nếu chứng minh được bằng thí nghiệm theo kích thước thực nguyên mẫu thiết kế. Khoảng trống giữa các tào thép ở đầu cấu kiện có thể được lấy giảm đi.

Khoảng trống tối thiểu giữa các nhóm bó không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối hoặc 25mm.

Các bó thép kéo trước có thể đặt thành chùm, miễn là cự ly giữa các bó quy định ở đây được duy trì. Quy định này áp dụng cho cả bó có bọc hoặc không bọc.

Các nhóm tào đường kính 15,24 mm hoặc nhỏ hơn có thể bó lại để chồng lên nhau trong mặt phẳng đứng. Số lượng các tào được bó lại bằng bất kỳ cách nào khác không được vượt quá bốn.

5.10.3.3.2. Các ống bọc kéo sau không cong trong mặt phẳng nằm ngang

Khoảng trống giữa các ống bọc thẳng kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Các ống bọc có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba, miễn là cự ly được quy định giữa các ống riêng rẽ được duy trì giữa mỗi ống nội trong vùng 900 mm của neo.

Với các nhóm bó ống bọc thi công không phải là phân đoạn, khoảng trống ngang giữa các bó liên kế không được nhỏ hơn 100 mm. Với các nhóm ống được đặt trong hai hoặc nhiều hơn mặt phẳng ngang, mỗi bó không được nhiều hơn hai ống trong cùng mặt phẳng ngang.

Khoảng trống đứng tối thiểu giữa các bó không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Với thi công đúc trước, khoảng trống ngang tối thiểu giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75 mm.

5.10.3.3.3. Các ống bọc cáp kéo sau cong

Khoảng trống tối thiểu giữa các ống bọc cong phải giống như yêu cầu đối với hạn chế của bó thép quy định trong Điều 5.10.4.3. Cự ly đối với các ống cong không được nhỏ hơn đối với các ống thẳng.

5.10.3.4. Cự ly tối đa của các bó thép và ống bọc dự ứng lực trong các bản

Các bó kéo trước của bản đúc sẵn phải đặt đối xứng, đều và không được đặt xa nhau quá hoặc 1,5 lần chiều dày bản liên hợp hoặc 450 mm.

Các bó kéo sau của bản không được đặt xa nhau, từ tim đến tim quá 4,0 lần tổng chiều dày liên hợp tối thiểu của bản.

5.10.3.5. Các đầu nối của bó thép kéo sau

Hồ sơ hợp đồng phải quy định không được nối quá 50% số bó thép dọc kéo sau được nối trong một mặt cắt và khoảng cách giữa các đầu nối cạnh nhau không được lấy nhỏ hơn chiều dài của phân đoạn dầm hay hai lần chiều cao của phân đoạn dầm. Các diện tích trống xung quanh các đầu nối phải được giảm trừ khỏi diện tích nguyên của mặt cắt và mô men quán tính khi tính toán các ứng suất ở thời điểm tác dụng lực kéo sau.

5.10.4. KIỂM CHẾ BÓ THÉP

5.10.4.1. Tổng quát

Phải bố trí các bó thép nằm trong phạm vi cốt thép đai tăng cường trong bản bụng dầm, và nếu có thể được, nằm giữa các lớp cốt thép ngang trong bản cánh và bản mặt cầu. Đối với các ống bọc nằm trong bản cánh dưới của các phân đoạn dầm có chiều cao thay đổi, phải bố trí các cốt thép kiểm chế danh định xung quanh ống bọc ở từng mặt của phân đoạn dầm. Không được bố trí ít hơn 2 hàng cốt thép thanh N13 kiểu kẹp tóc ở hai bên của mỗi ống bọc với kích thước theo chiều thẳng đứng bằng chiều dày của bản, trừ đi các kích thước lớp bảo hộ trên và dưới.

Phải xét đến ảnh hưởng của áp lực vữa phun trong ống bọc.

5.10.4.2. Tác động lắc trong các bản

Vì mục đích của điều này, các ống bọc được đặt từ tim đến tim gần hơn 300 mm ở cả hai hướng phải được coi là đặt gần nhau.

Ở nơi mà các ống bọc ngang và dọc được đặt gần nhau trong các bản cánh dầm mà không có các quy định để giảm thiểu sự lắc của ống phải được bao gồm trong hồ hợp đồng, lưới cốt thép ở đỉnh và ở đáy phải được giằng với nhau bằng các thanh kẹp No.13. Cự ly giữa các thanh kẹp không được vượt quá hoặc 450 mm hoặc 1,5 lần chiều dày bản ở mỗi hướng.

5.10.4.3. Tác động của các bó cong

Phải dùng cốt thép để giữ các bó cáp thép cong. Cốt thép phải được thiết kế sao cho ứng suất thép ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0.60f_y$, và giá trị giả định của f_y không vượt quá 400 MPa. Cự ly cốt thép neo giữ không vượt quá hoặc 3.0 lần đường kính ngoài của ống hoặc 600 mm.

Khi các bó thép được đặt trong bản bụng hoặc bản cánh cong, hoặc được uốn cong theo và gấn theo các góc lõm hoặc lỗ rỗng bên trong, phải có thêm lớp bảo vệ bê tông và/hoặc cốt thép neo giữ. Cự ly giữa một góc lõm và/hoặc lỗ rỗng và mép của ống bọc gần đó không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính ống bọc.

Khi một bó cong trong hai mặt phẳng thì các lực trong và ngoài mặt phẳng phải được cộng véc tơ với nhau.

5.10.4.3.1. Các ứng lực trong mặt phẳng

Ứng lực trệch hướng trong mặt phẳng do các bó thép đổi hướng được lấy bằng :

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.4.3.1-1)$$

ở đây :

F_{u-in} = ứng lực trệch hướng trong mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó thép (N/mm)

P_u = lực tính toán của bó thép như quy định trong Điều 3.4.3 (N)

R = bán kính cong của bó thép ở vị trí xem xét (mm)

Lực trệch hướng tối đa phải được xác định trên cơ sở tất cả các bó thép, bao gồm bó thép dự phòng, đều được tạo ứng suất.

Sức kháng cắt của lớp bê tông bảo vệ chống lại lực trệch hướng đẩy ra, V_r , phải lấy bằng:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.4.3.1-2)$$

trong đó :

$$V_n = 0,33d_c \sqrt{f'_{ci}} \quad (5.10.4.3.1-3)$$

ở đây :

V_n = sức kháng cắt danh định trên đơn vị chiều dài (N/mm)

ϕ = hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2

d_c = lớp phủ bê tông nhỏ nhất trên ống gen (mm)

f'_{ci} = cường độ nén quy định của bê tông ở thời điểm đặt tải hoặc tạo dự ứng lực ban đầu (MPa).

Nếu lực trệch hướng tính toán trong mặt phẳng vượt quá cường độ cắt tính toán của lớp bảo vệ bê tông như chỉ ra trong Phương trình 2 thì phải đặt các giằng neo hoàn toàn để chịu các lực trệch hướng tính toán dưới dạng hoặc thép không dự ứng lực hoặc dự ứng lực.

Khi dùng ống bọc chồng trong dầm cong phải khảo sát sức kháng uốn của lớp phủ bê tông chịu uốn.

Đối với các dầm cong, các tác động uốn tổng thể của các lực ngoài mặt phẳng phải được khảo sát.

Ở nơi các ống cong của các bó thép, ngoài các bó cắt qua ở xấp xỉ 90°, được đặt sao cho hướng của lực xuyên tâm từ bó này hướng về bó kia, phải đặt neo giữ các ống bằng :

- Đặt khoảng cách giữa các ống sao cho sức kháng cắt danh định đủ như quy định trong Phương trình 2,
- Đặt cốt thép neo giữ để chịu lực hướng tâm,
- và quy định rằng mỗi ống bên trong phải được ép vữa trước khi tạo dự ứng lực ở ống bên ngoài liền kề.

5.10.4.3.2. Các ứng lực ngoài mặt phẳng

Ứng lực ngoài mặt phẳng do tác động ép của bó thép lên vách ống bọc có thể tính như sau :

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.4.3.2-1)$$

ở đây :

F_{u-out} = ứng lực ngoài mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó thép (N/mm)

P_u = lực bó thép đã nhân hệ số như quy định trong Điều 3.4.3 (N).

R = bán kính cong của bó thép trong mặt phẳng đứng ở vị trí xem xét (mm)

Nếu cường độ cắt tính toán cho bởi Phương trình 5.10.4.3.1-2 không đủ, phải đặt cốt thép neo giữ cục bộ suốt các mặt cắt bó thép cong để chịu toàn bộ lực ngoài mặt phẳng, nên dùng cốt thép dạng lò xo.

5.10.5. CÁC BỆ ĐỖ BÓ CÁP ĐẶT NGOÀI

Trừ khi các phân tích về dao động chỉ ra khác đi, chiều dài không đỡ của các bó cáp đặt ngoài - không được vượt quá 7500 mm.

5.10.6. CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU NÉN

5.10.6.1. Tổng quát

Các quy định của Điều 5.10.11 cũng phải áp dụng để thiết kế và cấu tạo chi tiết trong các vùng động đất 2 và 3.

Cốt thép ngang cho các bộ phận chịu nén cũng có thể dùng loại cốt đai xoắn hoặc cốt giằng.

5.10.6.2 .Cốt đai xoắn

Cốt xoắn dùng cho các bộ phận chịu nén không phải là cọc, phải bao gồm một hoặc nhiều cốt xoắn liên tục đặt đều bằng cốt thép trơn hoặc cốt thép có gờ, hoặc dây thép với đường kính tối thiểu là 9,5 mm. Cốt thép phải được đặt sao cho tất cả các cốt thép chính dọc nằm bên trong và tiếp xúc với cốt xoắn.

Khoảng trống giữa các thanh cốt đai xoắn không được nhỏ hơn hoặc 25mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối. Cự ly từ tim đến tim không vượt quá 6,0 lần đường kính của cốt thép dọc hoặc 150 mm.

Trừ quy định trong Điều 5.10.11.4.1 cho vùng động đất 3 và 4, cốt đai xoắn phải kéo dài từ chân đế hoặc bề mặt khác đến cao độ của lớp cốt thép ngang thấp nhất của bộ phận được đỡ.

Neo của cốt đai xoắn phải được làm bằng cách kéo dài thêm mỗi đầu cốt xoắn 1,5 vòng thanh hoặc dây xoắn. Đối với vùng động đất 3 và 4, việc kéo dài cốt thép ngang vào các bộ phận nối phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.11.4.3.

Các đầu nối của cốt xoắn có thể là một trong các cách sau :

- Nối chồng 48,0 lần đường kính thanh không phủ mặt, 72,0 lần đường kính thanh phủ mặt hoặc 48,0 lần đường kính dây thép,
- Các liên kết cơ khí được chấp nhận,
- Hoặc mối nối hàn được chấp nhận

5.10.6.3. Cốt giàng (cốt đai)

Trong các bộ phận chịu nén được giàng, tất cả các thanh dọc phải được bao quanh bởi các cốt giàng ngang tương đương với :

- Thanh No. 10 cho các thanh No. 32 hoặc nhỏ hơn,
- Thanh No. 15 cho các thanh No. 36 hoặc lớn hơn,
- và thanh No. 13 cho các bó thanh.

Cự ly giữa các cốt giàng không được vượt quá hoặc kích thước nhỏ nhất của bộ phận chịu nén hoặc 300mm. Khi hai hoặc nhiều thanh No. 35 được bó lại, cự ly này không được vượt quá hoặc một nửa kích thước nhỏ nhất của bộ phận hoặc 150 mm.

Dây thép có gờ hoặc tấm lưới dây thép hàn có diện tích tương đương có thể được dùng thay cho thép thanh.

Các cốt giàng phải được bố trí sao cho mọi góc và thanh dọc đặt xen kẽ có được điểm tựa ngang nhờ có phần bẻ góc của một cốt giàng với góc cong không quá 135°. Trừ khi có quy định khác ở đây, ở mỗi phía dọc theo cốt giàng không được bố trí bất cứ thanh nào xa quá (tính từ tim đến tim) 610 mm tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó. Trong trường hợp thiết kế cột trên cơ sở khả năng chịu tải của khớp dẻo thì ở mỗi phía dọc theo cốt giàng không được bố trí bất cứ thanh nào xa hơn 150 mm (cự ly tịnh) tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó. Nếu bố trí các thanh theo chu vi của một vòng tròn thì có thể dùng một cốt giàng tròn kín nếu các mối nối trong các cốt giàng được bố trí so le.

Các cốt giàng phải được bố trí theo chiều đứng không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía trên bề mặt móng hoặc bề mặt khác và không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía dưới lớp cốt thép nằm ngang thấp nhất trong cấu kiện bị đỡ.

5.10.7. CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU UỐN

Cốt thép chịu nén trong các bộ phận chịu uốn, trừ bản mặt cầu, phải được bao quanh bởi cốt giằng hoặc cốt đai U thỏa mãn kích thước và cự ly yêu cầu của Điều 5.10.6, hoặc bằng tấm lưới sợi hàn có diện tích tương đương.

5.10.8. CỐT THÉP CO NGÓT VÀ NHIỆT ĐỘ

5.10.8.1. Tổng quát

Cốt thép để chịu các ứng suất co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày và trong bê tông kết cấu khối lớn. Cốt thép nhiệt độ và co ngót phải cộng thêm vào sao cho tổng cốt thép ở các bề mặt bị lộ ra không XD hơn quy định ở đây.

5.10.8.2. Các cấu kiện mỏng hơn 1200 mm

Cốt thép chịu co ngót và nhiệt độ có thể dưới dạng thanh, tấm lưới sợi thép hàn hoặc bó thép dự ứng lực.

Với các thép thanh hoặc tấm lưới sợi thép hàn, diện tích cốt thép trong mỗi hướng không được nhỏ hơn:

$$A_s \geq 0,75 A_g / f_y \quad (5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

A_g = diện tích nguyên mặt cắt (mm^2)

f_y = cường độ chảy quy định của thanh thép (MPa)

Thép phải được phân bố đều trên hai mặt, trừ các bộ phận mỏng bằng hoặc mỏng hơn 150 mm, cốt thép có thể đặt trong một lớp.

Cốt thép chịu co ngót và nhiệt độ không được đặt rộng hơn hoặc 3,0 lần chiều dày cấu kiện hoặc 450 mm.

Nếu bó thép dự ứng lực được dùng như thép chịu co ngót và nhiệt độ, thì các bó thép phải đủ để tạo nên một ứng suất nén bình quân tối thiểu 0,75 MPa trên tổng diện tích bê tông trong hướng được xem xét, dựa trên dự ứng lực hữu hiệu sau các mất mát. Cự ly các bó thép không được vượt quá hoặc 1800 mm hoặc cự ly được quy định trong Điều 5.10.3.4. Khi đặt cự ly lớn hơn 1400 mm, phải đặt cốt thép dính bám.

Đối với các tường và bệ móng bằng bê tông kết cấu đặc, cự ly các thanh không vượt quá 300 mm trong mỗi hướng ở tất cả các mặt, và diện tích của thép co ngót và nhiệt độ không cần vượt quá :

$$\sum A_b = 0,0015 A_g \quad (5.10.8.2-2)$$

5.10.8.3. Bê tông khối lớn

Đối với các cấu kiện bê tông kết cấu khối lớn mà kích thước nhỏ nhất của nó vượt quá 1200 mm, kích cỡ thanh nhỏ nhất là No. 19 và cự ly của chúng không vượt quá 450 mm.

Cốt thép co ngót và nhiệt độ tối thiểu trong mỗi hướng, được phân bố đều trên cả hai mặt, phải thỏa mãn :

$$\sum A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad (5.10.8.3-1)$$

ở đây :

- A_b = diện tích tối thiểu của thanh (mm^2)
 s = cự ly các thanh (mm)
 d_c = chiều dày lớp bê tông bảo vệ đo từ thớ ngoài cùng đến tim thanh hoặc sợi đặt gần nó nhất (mm).
 d_b = đường kính của thanh hoặc sợi thép (mm)

Số lượng ($2d_c + d_b$) không cần lấy lớn hơn 75mm.

Khi các bó thép dự ứng lực được dùng như thép co ngót và nhiệt độ, phải áp dụng các quy định liên quan của Điều 5.10.8.1.

5.10.9. Các vùng neo kéo sau

5.10.9.1. Tổng quát

Các neo phải được thiết kế ở trạng thái giới hạn cường độ cho các lực kích tính toán như quy định trong Điều 3.4.3.

Với các vùng neo ở đầu cầu kiện hoặc đầu mỗi phân đoạn, các kích thước ngang có thể lấy bằng chiều cao và chiều rộng của mặt cắt nhưng không lớn hơn kích thước dọc của cầu kiện hoặc đoạn. Phạm vi kéo dài của vùng neo theo hướng bó thép không được nhỏ hơn trị số lớn hơn của các kích thước ngang của vùng neo và cũng không được lấy lớn hơn một lần rưỡi kích thước đó.

Với các neo trung gian, vùng neo phải được xét về phía đối diện với lực neo với một cự ly không nhỏ hơn giá trị lớn hơn của kích thước ngang của vùng neo.

5.10.9.2. Vùng chung và vùng cục bộ

5.10.9.2.1. Tổng quát

Với mục đích thiết kế, vùng neo phải được xét bao gồm hai vùng :

- Vùng chung, áp dụng các quy định của Điều 5.10.9.2.2.
- Vùng cục bộ, áp dụng các quy định của Điều 5.10.9.2.3.

5.10.9.2.2. Vùng chung

Phạm vi của vùng chung phải được lấy đồng nhất với phạm vi của cả vùng neo xác định trong Điều 5.10.9.1, bao gồm cả vùng cục bộ.

Thiết kế vùng chung phải phù hợp với các yêu cầu của Điều 5.10.9.3.

5.10.9.2.3. Vùng cục bộ

Thiết kế các vùng cục bộ phải phù hợp với các yêu cầu của Điều 5.10.9.7 hoặc phải dựa trên các kết quả thí nghiệm được chấp nhận như quy định trong Điều 5.10.9.7.3

Để thiết kế vùng cục bộ, các tác động của áp lực ép mặt cao và việc dùng cốt thép kiểm chế phải được xét đến.

Các thiết bị neo dựa trên thí nghiệm chấp nhận được của Điều 5.10.9.7.3 phải được tham chiếu như là các thiết bị neo đặc biệt.

5.10.9.2.4 . Trách nhiệm

Kỹ sư thiết kế phải chịu trách nhiệm về thiết kế tổng thể và duyệt bản vẽ thi công đối với vùng chung, bao gồm vị trí các bó thép và các thiết bị neo, cốt thép vùng chung, trình tự tạo ứng suất và thiết kế vùng cục bộ cho thiết bị neo dựa trên các quy định của Điều 5.10.9.7. Các tài liệu hợp đồng phải quy định rõ mọi bản vẽ thi công cho vùng cục bộ phải được kỹ sư phê duyệt.

Nhà cung cấp thiết bị neo phải chịu trách nhiệm cung cấp các thiết bị neo thỏa mãn các yêu cầu có hiệu lực của Điều 10.3.2 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFG. Nếu sử dụng các thiết bị neo đặc biệt, Nhà cung cấp còn phải chịu trách nhiệm cung cấp các thiết bị neo thỏa mãn các yêu cầu về thí nghiệm để nghiệm thu theo Điều 5.10.9.7.3 và tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFG Điều 10.3.2.3. Thí nghiệm cho việc nghiệm thu này và thử chất lượng của neo phải do một cơ quan thí nghiệm độc lập thực hiện và phải được kỹ sư phê duyệt. Người cung cấp thiết bị neo phải cung cấp các kết quả thí nghiệm nghiệm thu phù hợp với Điều 10.3.2.3.12 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFG cho kỹ sư và cho Nhà thầu và phải quy định rõ cốt thép phụ và cốt thép để kiểm chế, cự ly mép tối thiểu, cự ly neo tối thiểu và sức kháng tối thiểu cần thiết của bê tông vào lúc kéo dãn ứng lực để đảm bảo sự làm việc đúng đắn của vùng cục bộ.

Trách nhiệm của nhà thầu được quy định trong Điều 10.4 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFG.

5.10.9.3. Thiết kế vùng chung

5.10.9.3.1. Các phương pháp thiết kế

Để thiết kế các vùng chung, có thể dùng các phương pháp sau đây, phù hợp với các yêu cầu của Điều 5.10.9.3.2:

- Mô hình phi đàn hồi dựa trên sự cân bằng, nói chung được gọi là mô hình chống-và-giằng".
- Các phân tích ứng suất đàn hồi chính xác quy định trong Phần 4, hoặc
- Các phương pháp gần đúng khác khi có thể áp dụng được.

Các tác động của trình tự tạo ứng suất và các tác động ba chiều do tải trọng kích tập trung phải được nghiên cứu. Các tác động ba chiều có thể được phân tích bằng các phương pháp phân tích ba chiều hoặc có thể tính gần đúng bằng xét riêng rẽ các tiểu mô hình với hai hoặc hơn hai mặt phẳng, trong trường hợp này sự tương tác của các tiểu mô hình cần được xem xét, và các tải trọng trên mô hình và các kết quả cần phải phù hợp.

Cường độ chịu nén tính toán của bê tông của vùng chung không được vượt quá $0,7 \phi f'_{ci}$. Trong những vùng, nơi mà bê tông có thể bị nứt mở rộng ở giới hạn do các tác động lực khác, hoặc có thể có những sự xoay phi đàn hồi lớn, cường độ nén tính toán phải được giới hạn tới $0,6 \phi f'_{ci}$.

Khi thiết kế vùng chung phải bỏ qua sức kháng kéo của bê tông.

Sức kháng kéo danh định của cốt thép dính bám phải được giới hạn ở f_y đối với cả cốt thép không dự ứng lực lẫn cốt thép dự ứng lực có dính bám. Sức kháng kéo danh định của cốt thép dự ứng lực không dính bám phải được giới hạn ở $f_{pe} + 105 \text{ MPa}$.

Để an toàn trong thiết kế, có thể bỏ qua sự tham gia chịu lực của mọi cốt thép vùng cục bộ vào sức kháng của vùng chung.

5.10.9.3.2. Nguyên lý thiết kế

Các ứng suất nén trong bê tông ở đằng trước thiết bị neo cơ bản phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7.2.

Các ứng suất nén trong bê tông ở phía trước thiết bị neo phải được nghiên cứu ở một khoảng cách đo từ mặt ép mặt của bê tông không được nhỏ hơn:

- Chiều sâu tính tới phần cuối của cốt thép chống kiểm chế cục bộ, hoặc
- Kích thước nhỏ hơn theo phương ngang của thiết bị neo.

Các ứng suất nén này có thể được xác định bằng cách dùng mô hình chống và giằng của Điều 5.10.9.4. bằng phân tích ứng suất đàn hồi theo Điều 5.10.9.5 hoặc bằng phương pháp gần đúng được nêu tổng quát trong Điều 5.10.9.6.3

Độ lớn của lực nở ngang T_{burst} và khoảng cách tương ứng của nó kể từ bề mặt chịu tải d_{burst} có thể được xác định bằng cách dùng mô hình chống và giằng trong Điều 5.10.9.4 bằng phân tích ứng suất đàn hồi theo Điều 5.10.9.5 hoặc bằng phương pháp gần đúng được nêu tổng quát trong Điều 5.10.9.6.3. Phải xét ảnh hưởng ba chiều để xác định các yêu cầu về cốt thép chịu lực nở ngang.

Phải kiểm tra các ứng suất nén ở những chỗ có sự gián đoạn về hình học hoặc tải trọng trong phạm vi hoặc trước vùng neo có thể gây tập trung ứng suất.

Để chống các lực nở ngang phải đặt cốt thép không dự ứng lực hoặc có dự ứng lực hoặc dùng cốt xoắn ốc, các đai thép kín hoặc giằng neo ngang. Các cốt thép này phải chịu được toàn bộ lực nở ngang. Việc bố trí và neo cốt thép chống nở ngang cần áp dụng các chỉ dẫn sau đây:

- Đặt cốt thép trên toàn bộ bề rộng của cầu kiện và neo thật sát bề mặt ngoài của cầu kiện tới chừng mực đảm bảo lớp bảo vệ đủ trị số cho phép;
- Phân bố cốt thép ở phía trước của bề mặt chịu tải dọc theo cả hai bên của bó thép với khoảng cách lấy theo trị số nhỏ hơn giữa $2.5 d_{burst}$ đối với mặt phẳng đang xét và 1,5 lần kích thước ngang tương ứng của mặt cắt, ở đây d_{burst} được xác định theo Phương trình 5.10.9.6.3-2;
- Trọng tâm của cốt thép chống nở trùng với khoảng cách d_{burst} được áp dụng cho thiết kế, và
- Khoảng cách giữa các cốt thép lớn hơn 24,0 lần đường kính cốt thép và lớn hơn 300 mm.

Có thể xác định các lực kéo ở mép bằng cách dùng mô hình chống và giằng nêu trong Điều 5.10.9.4. bằng cách phân tích đàn hồi theo Điều 5.10.9.5 hoặc bằng các phương pháp gần đúng ở mục 5.10.9.6.4.

Đối với chùm neo có khoảng cách từ tim đến tim nhỏ hơn 0,4 lần chiều cao mặt cắt. lực ép vỡ không được lấy nhỏ hơn 2% toàn bộ lực tính toán của bó thép. Đối với các khoảng cách lớn hơn phải xác định các lực ép vỡ bằng tính toán phân tích.

Để chịu các lực kéo ở mép, phải đặt cốt thép gắn sát với mép dọc và ngang của bê tông. Sự bố trí và neo cốt thép chịu kéo ở mép phải thỏa mãn các điều kiện sau đây:

- Cốt thép chống ép vỡ theo quy định phải được đặt trên toàn bộ chiều rộng của cầu kiện.
- Cốt thép chống ép vỡ đặt giữa các thiết bị neo phải đảm bảo giằng chắc các thiết bị neo với nhau, và
- Cốt thép chịu kéo ở mép dọc và cốt thép chống ép vỡ đối với các thiết bị neo lệch tâm phải liên tục, cốt thép đặt dọc theo mặt chịu kéo trên suốt chiều dài của vùng neo và dọc theo mặt chịu tải từ mép dọc cho tới phía bên kia của thiết bị neo lệch tâm hoặc của nhóm thiết bị neo.

5.10.9.3.3. Các thiết bị neo đặc biệt

Trong trường hợp phải sử dụng các thiết bị neo đặc biệt không thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7.2 thì ở các miền tương ứng của vùng neo phải đặt cốt thép giống nhau về mặt hình dạng và ít nhất có tỷ lệ khối lượng tương đương với cốt thép phụ thêm ở ngoại vi theo các quy định của Điều 10.3.2.3.4 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFD.

5.10.9.3.4. Các bộ phận neo trung gian

5.10.9.3.4a. Tổng quát

Không được dùng các neo trung gian ở những vùng mà ở đó phát sinh lực kéo đáng kể ở sau neo do các tải trọng khác. Trong trường hợp xét thấy hợp lý thì cần đặt ụ neo ở góc giữa bản cánh và bản bụng dầm hoặc phải kéo suốt bề rộng bản cánh hoặc chiều cao bản bụng để tạo thành một sườn liên tục. Trường hợp phải làm vấu neo đơn lẻ ở bản cánh hoặc bản bụng thì trong thiết kế phải xem xét tới lực cắt cục bộ, uốn và ảnh hưởng của lực tác dụng trực tiếp vào nó.

5.10.9.3.4b. Giằng neo phía sau

Trừ trường hợp có quy định khác, phải đặt cốt thép có dính bám để giằng neo ít nhất bằng 25% lực căng tính toán của neo trung gian vào mặt cắt bê tông ở phía sau bộ neo. Ứng suất trong phần cốt thép dính bám này không được vượt quá trị số tối đa là $0,6 f_y$ hoặc 240MPa. Nếu ứng suất nén thường xuyên phát sinh phía sau bộ phận neo do các tải trọng khác thì lượng cốt thép để giằng neo có thể giảm bớt theo Phương trình 1.

$$T_{ia} = 0,25P_s - f_{cb}A_{cb} \quad (5.10.9.3.4b-1)$$

trong đó:

- T_{ia} = lực kéo giằng ở neo trung gian (N)
 P_s = lực căng kéo chưa nhân hệ số cực đại (N)
 f_{cb} = ứng suất nén do tĩnh tải chưa nhân hệ số trong vùng ở phía sau neo (MPa)
 A_{cb} = diện tích của mặt cắt ngang tiếp theo trong phạm vi các phần mở rộng của hai bên bản neo hoặc vấu neo, tức là diện tích vấu neo hoặc sườn không tham gia vào mặt cắt ngang (mm²).

Cốt thép để giằng neo không được bố trí vượt quá một chiều rộng của tám bản neo kể từ trục của bó thép. Các cốt thép này phải được neo hoàn toàn sao cho giới hạn chảy có thể phát triển tới phía trước bộ phận neo cũng như tới đằng sau bộ phận neo một khoảng bằng bề rộng tám bản neo hoặc một nửa chiều dài của vấu neo hoặc sườn gia cố. Nếu có thể được thì trọng tâm của cốt thép này phải trùng với trục của bó thép. Đối với vấu neo hoặc sườn gia cố. Phải bố trí cốt thép trong mặt cắt sát với mặt của bản cánh hoặc bản bụng có đặt vấu neo hay sườn gia cố.

5.10.9.3.4c. Cốt thép của vấu neo hoặc sườn gia cố.

Cần phải đặt cốt thép suốt toàn bộ vấu neo hoặc sườn gia cố theo yêu cầu để chịu ma sát cắt, lực mút thừa, lực nở ra và các lực chuyển hướng do độ cong của bó thép. Các cốt thép này phải kéo dài càng xa càng tốt vào bản cánh hoặc bản bụng dầm và được phát triển bằng các móc tiêu chuẩn uốn xung quanh các thanh thép ngang hoặc tương đương. Khoảng cách cốt thép không được vượt quá trị số nhỏ nhất của hoặc chiều cao vấu neo hoặc chiều cao sườn gia cố ở chỗ neo hoặc chiều rộng vấu neo hoặc 150 mm.

Phải đặt thép chịu uốn cục bộ trong vấu neo và sườn gia cố do sự lệch tâm của lực bó thép gây ra và để chống uốn ngang ở sườn gia cố do các lực chuyển hướng của bó thép.

Phải đặt cốt thép để chịu các lực căng do sự truyền lực neo từ vấu neo hoặc sườn gia cố vào toàn bộ kết cấu theo Điều 5.10.9.3.2.

5.10.9.3.5. Các vách ngăn

Đối với các bó cáp được neo trong vách ngăn thì ứng suất nén của bê tông phải được giới hạn trong phạm vi vách ngăn theo chỉ dẫn của Điều 5.10.9.3.2. Các ứng suất nén cũng phải được tính toán ở chỗ chuyển tiếp từ vách ngăn sang bản bụng và bản cánh của cấu kiện.

Phải đặt cốt thép để bảo đảm truyền hoàn toàn tải trọng neo của vách ngăn tới các bản cánh và bản bụng của dầm. Phải kiểm tra các yêu cầu về cốt thép chịu ma sát cắt giữa vách ngăn và bản bụng dầm cũng như giữa vách ngăn và các bản cánh dầm.

Cũng phải đặt cốt thép để giảm néo các lực chuyển hướng do độ cong của bó thép.

5.10.9.3.6. Các neo bản kép

Trừ trường hợp đã được tính toán chi tiết hơn, phải đặt lượng cốt thép tối thiểu theo chỉ dẫn ở đây để chịu lực nở ngang và lực kéo ở mép.

Phải đặt cốt thép để chịu lực nở ngang. Các cốt thép này phải được neo sát vào các mặt của bản bằng các móc tiêu chuẩn uốn xung quanh các cốt ngang hoặc tương đương. Lượng cốt thép tối thiểu phải là hai thanh N_010 cho mỗi điểm neo với khoảng cách bằng 1,5 lần chiều dày bản ở phía trước neo.

Phải đặt cốt thép để chịu các lực kéo ở mép, T_1 , giữa các chỗ neo và các lực nở ngang, T_2 , ở đằng trước neo. Cốt thép để chịu lực kéo ở mép phải được đặt ngay trước các neo và phải giằng một cách hữu hiệu các neo ở cạnh nhau. Cốt thép chống nở ngang phải được phân bố trên suốt chiều dài của các vùng neo.

$$T_1 = 0,10 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-1)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-2)$$

trong đó:

| | | |
|-------|---|---|
| T_1 | = | lực kéo ở mép (N) |
| T_2 | = | lực nở ngang (n) |
| P_u | = | tải trọng tính toán của bố thép trên một neo đơn lẻ (N) |
| a | = | bề rộng của bản neo (mm) |
| s | = | khoảng cách giữa các neo (mm) |

Đối với các neo bản với khoảng cách mép nhỏ hơn hai lần chiều rộng bản neo, hoặc một lần chiều rộng bản mặt cầu cốt thép chịu kéo ở mép phải được tính toán cho chịu 25% tải trọng tính toán của bố thép. Cốt thép này phải có dạng các kẹp tóc và phải được phân bố trong phạm vi một chiều rộng bản neo ở đằng trước neo. Các nhánh của các cốt thép trên phải kéo dài từ mép bản dầm vượt qua neo liền kề nhưng không nhỏ hơn một khoảng bằng năm lần chiều rộng bản neo cộng thêm chiều dài khai triển.

5.10.9.3.7. Các yên đối hướng

Cần phải dùng mô hình chống và giằng hoặc dùng các phương pháp dựa vào kết quả thí nghiệm để thiết kế các yên đối hướng.

5.10.9.4. Áp dụng mô hình chống-và-giằng để thiết kế vùng chung

5.10.9.4.1. Tổng quát

Dòng lực trong vùng neo có thể được làm cho gần đúng bằng mô hình chống-và-giằng như quy định trong Điều 5.6.3.

Tất cả các lực tác động lên vùng neo phải được xét đến trong lựa chọn mô hình chống-và-giằng, chúng cần đi theo đường tải trọng từ các neo đến cuối vùng neo.

5.10.9.4.2. Các nút

Các vùng cục bộ thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7 có thể được coi là được cấu tạo đúng đắn và là những nút đầy đủ. Các nút khác trong vùng neo có thể được coi là đầy đủ nếu các ứng suất bê tông hữu hiệu trọng các thanh chống thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.4.3 và các giằng kéo được cấu tạo để phát triển cường độ chảy đầy đủ của cốt thép.

5.10.9.4.3. Các thanh chống

Ứng suất nén tính toán không được vượt quá các giới hạn quy định trong Điều 5.10.9.3.1.

Trong các vùng neo, mặt cắt nguy hiểm đối với các thanh chống chịu nén thường có thể lấy ở chỗ giao cắt với nút vùng cục bộ. Nếu các thiết bị neo đặc biệt được dùng, mặt cắt nguy hiểm của thanh chống có thể được lấy như mặt cắt mà kéo dài ra nó cắt trục của bố thép ở độ sâu bằng giá trị nhỏ hơn chiều sâu của cốt thép kiểm chế cục bộ hoặc kích thước ngang của thiết bị neo.

Với các bộ phận mỏng, kích thước của thanh chống theo chiều dày của bộ phận có thể lấy gần đúng bằng các giả thiết là chiều dày của thanh chống chịu nén thay đổi tuyến tính từ kích thước ngang theo chiều ngang của neo ở bề mặt bê tông đến tổng chiều dày mặt cắt ở độ sâu bằng chiều dày mặt cắt.

Các ứng suất nén cần giả định tác động song song với trục của thanh chống và được phân bố đều trên mặt cắt ngang của nó.

5.10.9.4.4. Các giằng

Các giằng gồm có thép không dự ứng lực hoặc thép dự ứng lực phải chịu toàn bộ lực kéo.

Các giằng phải kéo qua các nút để phát triển lực kéo đầy đủ ở nút. Sơ đồ cốt thép phải theo sát các đường lực thực tế của giằng được giả định trong mô hình chống-và-giằng.

5.10.9.5. Phân tích ứng suất đàn hồi

Các phân tích dựa trên các tính chất vật liệu đàn hồi, cân bằng lực và tải trọng và tính tương thích của ứng biến có thể được dùng để phân tích và thiết kế các vùng neo.

Nếu các ứng suất nén trong bê tông ở phía trước của thiết bị neo được xác định từ một phân tích đàn hồi thì các ứng suất cục bộ có thể lấy bình quân trên diện tích bằng diện tích ép mặt của thiết bị neo.

5.10.9.6. Các phân tích ứng suất và thiết kế gán đúng

5.10.9.6.1. Các giới hạn áp dụng

Các ứng suất nén của bê tông ở phía trước thiết bị neo, vị trí và độ lớn của lực nở ra và các lực kéo mép có thể được tính bằng cách dùng các Phương trình 5.10.9.6.2-1 đến 5.10.9.6.3-2 miễn là :

- Bộ phận có mặt cắt ngang chữ nhật và chiều dài phát triển của nó không nhỏ hơn kích thước ngang lớn hơn của mặt cắt ngang,
- Bộ phận không có các gián đoạn trong hoặc ở trước vùng neo,
- Cự ly mép nhỏ nhất của neo trong mặt phẳng chính của bộ phận không nhỏ hơn 1,5 lần kích thước ngang tương ứng "a" của thiết bị neo,
- Chỉ có một bộ neo hoặc một nhóm các bộ neo đặt sát nhau được đặt trong vùng neo, và
- Góc nghiêng của bó thép như chỉ ra trong các Phương trình 5.10.9.6.3-1 và 5.10.9.6.3-2 là nằm giữa -5.0° và $+20.0^\circ$

5.10.9.6.2. Các ứng suất nén

Ứng suất nén của bê tông f_{ca} ở phía trước thiết bị neo không được vượt quá :

$$f_{ca} = \frac{0,6 P_u K}{A_b (1 + \ell_c) \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right)} \quad (5.10.9.6.2-1)$$

trong đó:

nếu $a \leq s < 2a_{aff}$ thì

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (5.10.9.6.2-2)$$

$$\text{nếu } s \geq 2a_{eff} \text{ thì : } K = 1 \quad (5.10.9.6.2-3)$$

ở đây :

| | | |
|-----------|---|---|
| K | = | hệ số điều chỉnh cho các neo đặt sát nhau |
| a_{eff} | = | kích thước ngang của diện tích ép mặt hữu hiệu được đo song song với kích thước lớn hơn của mặt cắt ngang (mm). |
| b_{eff} | = | kích thước ngang của diện tích ép mặt hữu hiệu được đo song song với kích thước nhỏ hơn của mặt cắt ngang (mm). |
| P_u | = | lực bó thép tính toán (N) |
| t | = | chiều dày cầu kiện (mm) |
| s | = | cự ly tim đến tim các neo (mm) |
| n | = | số lượng neo trong hàng |
| l_c | = | phạm vi theo chiều dọc của cốt thép kiểm chế của vùng cục bộ không lớn hơn giá trị lớn hơn trong 1,15 a_{eff} hoặc b_{eff} (mm) |
| A_b | = | diện tích ép mặt hữu hiệu (mm^2) |

Diện tích ép mặt hữu hiệu A_b trong Phương trình 1 phải lấy bằng giá trị lớn nhất trong hai giá trị diện tích bản đệm neo A_{plate} hoặc diện tích ép mặt của phần bê tông bị kiểm chế trong vùng cục bộ A_{conf} theo các giới hạn dưới đây:

- Nếu là A_{plate} khống chế thì lấy A_{plate} không lớn hơn $4/\pi A_{conf}$
- Nếu A_{conf} khống chế thì giá trị lớn nhất của A_{conf} không được lấy quá 2 lần giá trị lớn nhất của A_{plate} hoặc 3 lần kích thước nhỏ nhất của A_{plate} . Nếu vi phạm bất cứ giới hạn nào trong các giới hạn này thì diện tích ép mặt hữu hiệu A_b phải căn cứ vào A_{plate} .
- Phải khấu trừ diện tích của ống bọc khi xác định A_b .

Nếu nhóm neo được đặt cạnh nhau theo cả hai hướng thì phải nhân với các hệ số hiệu chỉnh K cho mỗi hướng, như quy định trong Phương trình 1.

5.10.9.6.3. Các lực nở ra

Các lực nở ra trong các vùng neo, T_{burst} , có thể lấy bằng :

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right| \quad (5.10.9.6.3-1)$$

Vị trí của lực nở ra, d_{burst} , có thể lấy bằng :

$$d_{burst} = 0,5(h-2e) + 5e \sin \alpha \quad (5.10.9.6.3-2)$$

ở đây :

| | | |
|-------------|---|--|
| T_{burst} | = | lực kéo trong vùng neo tác động ở phía trước thiết bị neo và đi ngang qua trục bó thép (N) |
| P_u | = | lực bó thép tính toán (N) |
| d_{burst} | = | cự ly từ thiết bị neo đến trọng tâm của lực nở ra T_{burst} (mm) |
| a | = | kích thước ngang các thiết bị neo hoặc nhóm thiết bị neo trên hướng xem xét (mm). |
| e | = | độ lệch tâm của thiết bị neo hoặc nhóm thiết bị neo đối với trọng tâm của mặt cắt ngang, luôn lấy là dương (mm). |

- h = kích thước ngang của mặt cắt ngang trên hướng xem xét (mm)
- α = góc nghiêng của lực bó thép so với trục của bộ phận kết cấu là dương đối với các bó thép đồng tâm hoặc lực neo hướng vào trọng tâm mặt cắt, là âm nếu lực neo hướng ra ngoài trọng tâm mặt cắt.

5.10.9.6.4. Các lực kéo ở mép

Lực kéo ở mép dọc có thể được xác định từ việc phân tích một mặt cắt ở tại một nửa chiều cao của mặt cắt cách xa mặt cắt đặt tải lấy như một dầm chịu uốn và chịu lực dọc trục kết hợp. Lực ép võ (xem 5.10.9.32) có thể lấy bằng lực kéo ở mép dọc, nhưng không được nhỏ hơn quy định trong Điều 5.10.9.3.2

5.10.9.7. Thiết kế các vùng cục bộ

5.10.9.7.1. Các kích thước vùng cục bộ

Trong các trường hợp:

- Hoặc nhà sản xuất không đưa ra các kiến nghị về cự ly mép;
- Hoặc nhà sản xuất có kiến nghị về cự ly mép, nhưng chúng không được kiểm tra một cách độc lập.

Các kích thước ngang của vùng cục bộ trên mỗi hướng phải lấy trị số lớn hơn của:

- Kích thước bản đỡ tựa tương ứng, cộng hai lần lớp bảo vệ tối thiểu bằng bê tông được yêu cầu cho việc áp dụng riêng và môi trường, và
- Kích thước bên ngoài của bất kỳ cốt thép kiểm chế được yêu cầu nào, cộng lớp bảo vệ bê tông được yêu cầu trên cốt thép kiểm chế cho việc áp dụng riêng và môi trường.

Lớp bảo vệ yêu cầu đối với chống gỉ phải lấy như quy định trong Điều 5.12.3.

Khi nhà sản xuất có những kiến nghị về lớp bảo vệ tối thiểu, cự ly và các cự ly mép cho thiết bị neo riêng biệt có sẵn, và khi những kích thước này đã được kiểm tra một cách độc lập, các kích thước ngang của vùng cục bộ trên mỗi hướng phải lấy trị số nhỏ hơn của:

- Hai lần cự ly mép quy định bởi nhà cung cấp thiết bị neo, và
- Cự ly tim-đến-tim các neo được quy định bởi nhà cung cấp neo.

Các kiến nghị đối với khoảng cách và cự ly mép của các neo do nhà sản xuất cung cấp phải được xem như giá trị tối thiểu.

Chiều dài vùng cục bộ dọc theo trục bó thép không được lấy nhỏ hơn :

- Chiều rộng tối đa của vùng neo,
- Chiều dài của cốt thép kiểm chế thiết bị neo, hoặc
- Với các thiết bị neo có nhiều mặt đỡ tựa, cự ly từ mặt bê tông chịu tải đến đáy của mỗi mặt đỡ tựa cộng thêm kích thước lớn nhất của bề mặt đỡ tựa đó.

Chiều dài của vùng cục bộ không được lấy lớn hơn 1,5 lần chiều rộng của vùng cục bộ.

5.10.9.7.2. Sức kháng đỡ tựa

Các thiết bị neo thông thường phải phù hợp với các yêu cầu quy định trong điều này. Các thiết bị neo đặc biệt phải phù hợp với các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.9.7.3.

Khi cốt thép vùng chung đảm bảo thỏa mãn Điều 5.10.9.3.2 và phạm vi phần bê tông dọc theo trục của bó thép trước thiết bị neo ít nhất bằng 2 lần chiều dài của vùng cục bộ xác định theo Điều 5.10.9.7.1, sức kháng ép mặt tính toán của neo lấy như sau:

$$P_r = \varphi f_n A_b \quad (5.10.9.7.2-1)$$

trong đó f_n là trị số nhỏ hơn của :

$$f_n = 0,7f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}}, \text{ và} \quad (5.10.9.7.2-2)$$

$$f_n = 2,25 f'_{ci} \quad (5.10.9.7.2-3)$$

ở đây :

- φ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2.
- A = diện tích tối đa của phần bề mặt đỡ, giống với diện tích chịu tải và đồng tâm với nó và không lớn hơn diện tích tương tự của thiết bị neo bên cạnh (mm^2)
- A_g = tổng diện tích của bản đỡ được tính phù hợp với các yêu cầu ở đây (mm^2)
- A_b = diện tích thực hữu hiệu của bản đỡ tựa được tính bằng diện tích A_g , trừ đi diện tích các lỗ khoét trong bản đỡ tựa (mm^2).
- f'_{ci} = cường độ danh định của bê tông ở thời điểm đặt lực bó thép (MPa)

Có thể dùng toàn bộ diện tích bản đỡ tựa cho A_g và để tính A_b nếu vật liệu bản không chảy ở lực bó thép tính toán và độ mảnh của bản đỡ tựa, n/t , không vượt quá :

$$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{.33} \quad (5.10.9.7.2-4)$$

ở đây :

- t = chiều dày bình quân của bản đỡ tựa (mm)
- E_b = mô đun đàn hồi của vật liệu bản đỡ tựa (MPa)
- f_b = ứng suất trong bản neo ở mặt cắt lấy ở mép của lỗ nêm hoặc các lỗ (MPa)
- n = phần hẫng của bản đáy ở phía ngoài lỗ nêm hoặc bản nêm, khi phù hợp (mm)

Với các neo có bản nêm riêng, n có thể lấy bằng cự ly lớn nhất từ mép ngoài của bản nêm đến mép ngoài của bản đỡ.

Với các bản đỡ hình chữ nhật, cự ly này phải lấy song song với các mép của bản đỡ. Nếu neo không có bản nêm riêng, n có thể lấy bằng phần hẫng phía ngoài chu vi ngoài của nhóm lỗ ở hướng xem xét.

Với các bản đỡ không thỏa mãn độ mảnh yêu cầu quy định ở đây, tổng diện tích đỡ tựa hữu hiệu A_g phải lấy bằng :

- Đối với các neo có bản nêm riêng: Diện tích về mặt hình học tương đương với bản nêm, với các kích thước được tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.
- Đối với các neo không có bản nêm riêng: Diện tích về mặt hình học tương đương với chu vi ngoài của các lỗ nêm, với kích thước tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.

5.10.9.7.3. Các thiết bị neo đặc biệt

Có thể dùng các thiết bị neo đặc biệt không thoả mãn các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.9.7.2, miễn là chúng được thử bởi một cơ quan thí nghiệm độc lập được kỹ sư chấp nhận và đáp ứng các tiêu chuẩn nghiệm thu quy định trong các Điều 10.2.2.3 của Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO.

Cốt thép vùng neo cục bộ phải được thiết kế như một phần của hệ thống kéo sau đồng bộ và phải được thể hiện trên các bản vẽ thi công chi tiết cho công việc kéo sau. Sự điều chỉnh cốt thép chịu kép trong vùng chung do cốt thép được coi như là một bộ phận của hệ thống kéo sau có thể được xem xét như là một phần của quá trình duyệt bản vẽ thi công. Kỹ sư tư vấn còn có trách nhiệm đối với thiết kế cốt thép vùng neo chung.

Đối với một lô sản phẩm thiết bị neo chuyên dụng cùng loại, có thể chỉ cần thí nghiệm đối với các mẫu đại diện. trừ khi kỹ sư tư vấn yêu cầu thí nghiệm về khả năng chịu tải của các neo trong mỗi lô sản phẩm.

5.10.10. CÁC VÙNG NEO KÉO TRƯỚC

5.10.10.1. Sức kháng nở tính toán (đã nhân hệ số)

Sức kháng nở tính toán của vùng neo kéo trước được tạo bởi cốt thép ngang ở đầu dầm kéo trước phải được lấy bằng :

$$P_r = f_s \cdot A_s \quad (5.10.10.1-1)$$

trong đó:

f_s = ứng suất trong thép không quá 140MPa.

A_s = diện tích tổng cộng của cốt thép thẳng đứng bố trí ở khoảng cách $h/5$ tính từ đầu dầm (mm^2)

h = chiều cao toàn bộ của cấu kiện đúc sẵn (mm)

Sức kháng không được nhỏ hơn 4% lực dự ứng lực khi truyền.

Phải bố trí cốt thép thẳng đứng ở đầu dầm càng sát mút dầm càng tốt trong chừng mực có thể.

5.10.10.2. Cốt thép bó giữ

Cốt thép phải được đặt để bó các tạo thép dự ứng lực ở bản cánh dưới dầm, không phải dầm hộp, trong khoảng cách 1,5 d tính từ đầu dầm. Cốt thép là các thanh thép có gờ, không được nhỏ hơn No. 10 với cự ly không vượt quá 150 mm và được tạo hình để bọc các tạo thép dự ứng lực.

Đối với dầm hộp, cốt thép ngang phải được đặt và neo bằng cách kéo dài các chân cốt đai lên bản bụng dầm.

5.10.11. CÁC QUY ĐỊNH CHO THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT

5.10.11.1. Tổng quát

Các quy định của các điều này chỉ phải áp dụng cho trạng thái giới hạn đặc biệt.

Ngoài các yêu cầu được quy định trong Điều 5.10 cốt thép còn phải phù hợp với các quy định về sức kháng động đất được quy định ở đây.

Phải áp dụng các yêu cầu chuyển vị quy định trong Điều 4.7.4.4 hoặc các thiết bị cản dọc quy định trong Điều 3.10.9.5.

Các cầu nằm trong vùng động đất 3 phải thỏa mãn cả các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.11.3 cho vùng động đất 2 và các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.11.4 cho vùng động đất 3.

5.10.11.2. Vùng động đất 1

Không xét lực động đất đối với việc thiết kế các cấu kiện, trừ việc thiết kế liên kết của kết cấu phần trên với kết cấu phần dưới được quy định trong Điều 3.10.9.2

5.10.11.3. Vùng động đất 2

Các yêu cầu về cốt thép ngang ở đỉnh và chân cột phải như quy định ở các Điều 5.10.11.4.1(d) và 5.10.11.4.1(e)

5.10.11.4. Vùng động đất 3

5.10.11.4.1. Các yêu cầu đối với cột

Vì mục đích của điều này một bệ đỡ đứng được coi là cột nếu tỷ lệ giữa chiều cao tịnh trên kích thước mặt phẳng lớn nhất của bệ đỡ không nhỏ hơn 2,5. Đối với cột loe kích thước mặt phẳng lớn nhất phải lấy ở mặt cắt loe nhỏ nhất. Đối với bệ đỡ mà tỷ lệ trên nhỏ hơn 2,5 phải áp dụng các quy định đối với trụ của Điều 5.10.11.4.2.

Một trụ có thể được thiết kế như một trụ ở hướng khỏe của nó và như một cột ở hướng yếu.

5.10.11.4.1a. Cốt thép dọc

Diện tích cốt thép dọc không được nhỏ hơn 0,01 hoặc lớn hơn 0,06 lần diện tích mặt cắt ngang nguyên A_g .

5.10.11.4.1b. Sức kháng uốn

Cường độ hai trục của cốt không được nhỏ hơn trị số yêu cầu do uốn như quy định trong Điều 3.10.9.4. Cột phải được khảo sát đối với cả hai trường hợp tải trọng cực hạn ở trạng thái giới hạn đặc biệt như quy định trong Điều 3.10.8. Các hệ số sức kháng của Điều 5.5.4.2 phải được thay bằng giá trị 0,50 cho cả hai loại cột có cốt thép xoắn và cốt thép đai khi tải trọng trục cực trị tính toán của cột vượt quá $0,20f'_c A_g$. Trị số ϕ có thể được tăng tuyến tính từ 0,50 đến 0,90 khi tải trọng trục cực trị tính toán nằm giữa $0,2 f'_c A_g$ và 0,0.

5.10.11.4.1c. Lực cắt của cột và cốt thép ngang

Lực cắt tính toán V_c trên mỗi trục chính của mỗi cột và hệ cọc phải như quy định trong Điều 3.10.9.4.

Số lượng cốt thép ngang không được ít hơn quy định trong Điều 5.8.3.vb

Các quy định sau đây áp dụng cho vùng cuối của đỉnh và chân cột và hệ cọc :

- Phải lấy giá trị V_c trong vùng đầu dầm theo quy định của Điều 5.8.3 với điều kiện là lực nén dọc trục tính toán nhỏ nhất vượt quá $0,01 f'_c A_g$. Đối với các lực nén nhỏ hơn $0,00 f'_c A_g$ thì phải giảm giá trị V_c theo tỷ lệ tuyến tính bắt đầu từ giá trị theo quy định của Điều 5.8.3 cho đến 0,0 ứng với lực nén bằng 0.
- Vùng cuối phải được giả định kéo dài từ mặt dưới của dầm hoặc dầm mũ ở đỉnh cột, hoặc đỉnh móng ở chân cột, một cự ly lấy trị số lớn hơn của :
 - Kích thước mặt cắt ngang lớn nhất của cột.
 - 1/6 chiều cao cột
 - hoặc 450mm,
- Vùng cuối ở đỉnh gối cọc phải lấy như quy định cho cột. Ở đáy hệ cọc vùng cuối phải xét kéo dài từ 3 lần đường kính cọc ở dưới điểm tính toán mô men lớn nhất đến một lần đường kính cọc, nhưng không ít hơn 450 mm tính từ mặt đất.

5.10.11.4.1d. Cốt thép ngang bó các khớp dẻo

Lõi cột và hệ cọc phải được bó lại bằng cốt thép ngang ở các vùng có thể phát sinh khớp dẻo. Cốt thép bó ngang phải có giới hạn chảy không lớn hơn giới hạn chảy của cốt thép dọc với cự ly phải lấy theo quy định trong Điều 5.10.11.4.1e.

Đối với cột tròn, tỷ lệ thể tích của cốt thép xoắn, P_s , không được nhỏ hơn giá trị, hoặc quy định trong Điều 5.7.4.6, hoặc :

$$P_b = 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d -1)$$

trong đó:

f'_c = cường độ nén quy định của bê tông ở 28 ngày trừ khi được quy định ở tuổi khác 28 ngày (MPa)

f_y = cường độ chảy của các thanh cốt thép (MPa).

Trong vùng khớp dẻo, các mối nối trong cốt xoắn phải được làm bằng các mối nối hàn hoàn toàn hoặc bằng liên kết cơ hoàn toàn.

Đối với cột chữ nhật, tổng diện tích mặt cắt nguyên A_{sh} của các thép đai chữ nhật không được nhỏ hơn hoặc :

hoặc

$$A_{sh} = 0,30 s_h \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (5.10.11.4.1d-2)$$

$$A_{sh} = 0,12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.10.11.4.1d-3)$$

ở đây :

- s = cự ly đứng của các thép đai không vượt quá 100 mm (mm)
- A_c = diện tích lõi cột (mm^2)
- A_g = diện tích nguyên của cột (mm^2)
- A_{sh} = tổng diện tích mặt cắt ngang của cốt thép bao gồm các cốt giằng ngang phụ có cự ly đứng "s" và đi qua mặt cắt có kích thước lõi h_c (mm^2).
- f_y = giới hạn chảy của cốt giằng hoặc cốt xoắn (MPa).
- h_c = kích thước lõi của cột được đai theo chiều đang xét (mm)

A_{sh} phải được xác định cho cả hai hướng chính của cột chữ nhật và phải dùng giá trị lớn hơn.

Cốt thép đai ngang có thể được làm bằng đai đơn hoặc đai chồng. Có thể dùng các giằng ngang có cùng kích thước thanh như đai. Mỗi đầu giằng ngang phải móc vào một thanh cốt thép dọc ngoại vi. Tất cả các giằng ngang phải có móc động đất như quy định trong Điều 5.10.2.2.

Cốt thép ngang nào thỏa mãn các yêu cầu dưới đây phải xem là cốt đai giằng - chữ thập.

- Phải là thanh liên tục có móc không nhỏ hơn 135° và được triển khai không nhỏ hơn 6 lần đường kính đồng thời không được ít hơn 75 mm ở một đầu và phải có một móc không nhỏ hơn 90° và được triển khai không nhỏ hơn 6 lần đường kính ở đầu kia.
- Các móc phải ôm vào các thanh dọc bố trí theo chu vi
- Các móc 90° của hai thanh giằng - chữ thập đặt liên tiếp mà cùng ôm vào cùng các thanh dọc phải được bố trí xen kẽ trở đầu đuôi.

Các thanh ngang nào thỏa mãn các yêu cầu dưới đây phải xem là một đai kín (vòng).

- Cốt thép đai kín hay đai vòng liên tục
- Có thể làm thành đai kín bằng một số đoạn cốt thép có các móc 135° với đoạn kéo dài bằng 6 lần đường kính nhưng không ít hơn 75mm ở mỗi đầu.
- Một thanh đai vòng liên tục phải có ở mỗi đầu một móc 135° với đoạn kéo dài bằng 6 lần đường kính nhưng không ít hơn 75mm để ôm vào cốt thép dọc.

5.10.11.4.1e. Cự ly cốt thép ngang để bó

Cốt thép ngang để bó phải :

- Được đặt ở đỉnh và chân cột trên một chiều dài không ít hơn trị số lớn nhất của các kích thước mặt cắt ngang cột lớn nhất, 1/6 chiều cao tịnh của cột hoặc 450mm,
- Kéo dài vào các liên kết ở đỉnh và ở chân như quy định trong Điều 5.10.11.4.3.
- Được đặt ở đỉnh cọc trong bộ cọc trên cùng chiều dài như quy định cho cột.
- Được đặt trong các cọc của bộ cọc trên chiều dài từ 3 lần kích thước mặt cắt ngang lớn nhất ở dưới điểm mô men ngàm tính toán đến một cự ly không ít hơn kích thước mặt cắt ngang lớn nhất hoặc 450 mm trên mặt đất.
- Và được đặt cách nhau không quá 1/4 kích thước nhỏ nhất của bộ phận, 6 lần đường kính cốt thép dọc hoặc 105 mm từ tim đến tim.

5.10.11.4.1f. Mối nối

Thiết kế các mối nối phải theo đúng quy định của Điều 5.11.5.

Chỉ được phép nối chồng cốt thép dọc trong phần giữa của nửa chiều cao cột và chiều dài nối không nhỏ hơn 400 mm hoặc bằng 60 lần đường kính thanh.

Khoảng cách của các cốt thép ngang trên chiều dài mối nối không được vượt quá hoặc 100 mm hoặc 1/4 kích thước cấu kiện nhỏ nhất.

Các mối nối liên kết hàn hoàn toàn hoặc cơ khí hoàn toàn, phù hợp với Điều 5.11.5 có thể chấp nhận được sử dụng miễn là trong mỗi lớp cốt thép dọc tại mặt cắt nối các thanh so le nhau và khoảng cách các mối nối của các thanh kề nhau lớn hơn 600 mm đo theo trục dọc của cột.

5.10.11.4.2. Yêu cầu đối với trụ-dạng-tường

Các điều được quy định ở đây phải được áp dụng để thiết kế trụ theo phương chéo. Phương yếu của trụ có thể thiết kế theo như cột bằng cách theo đúng các quy định của Điều 5.10.11.4.1 với hệ số điều chỉnh phản ứng đối với cột dùng để xác định các lực thiết kế. Nếu trụ không thiết kế như một cột trong phương yếu của trụ, phải sử dụng các hạn chế đối với sức kháng cắt tính toán được quy định ở đây.

Tỷ lệ cốt thép nhỏ nhất theo cả hai hướng nằm ngang ρ_h và thẳng đứng ρ_v , trong bất kỳ trụ nào không được nhỏ hơn 0,0025. Tỷ lệ cốt thép thẳng đứng phải không được nhỏ hơn tỷ lệ cốt thép nằm ngang.

Khoảng cách cốt thép, hoặc theo nằm ngang hoặc theo thẳng đứng, không được vượt quá 450 mm. Cốt thép chịu cắt cần thiết phải là liên tục và phải phân bố đồng đều.

Sức kháng cắt tính toán, V_r , ở trụ phải lấy theo số nhỏ hơn của các phương trình sau :

$$V_r = 0,66\sqrt{f'_c}bd, \quad (5.10.11.4.2-1)$$

$$\text{và} \quad V_r = \phi V_n \quad (5.10.11.4.2-2)$$

trong đó :

$$V_n = [0,165\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y]bd \quad (5.10.11.4.2-3)$$

Các lớp cốt thép thẳng đứng và nằm ngang nên bố trí trên từng mặt của trụ. Các mối nối cốt thép nằm ngang phải đặt so le và các mối nối trong trường hợp có 2 lớp cốt thép không được đặt trên cùng một vị trí.

5.10.11.4.3. Liên kết cột

Lực thiết kế để nối cột với dầm mũ kết cấu phần trên, mũ cọc hoặc đế móng mở rộng phải tuân theo quy định trong Điều 3.10.9.4.3. Chiều dài triển khai đối với tất cả thép dọc phải bằng 1,25 lần chiều dài triển khai cốt thép được yêu cầu để đạt cường độ chảy hoàn toàn như quy định trong Điều 5.11.

Cốt thép ngang của cột, như đã quy định trong Điều 5.10.11.4.1d, phải là liên tục trên một đoạn dài không nhỏ hơn 1/2 kích thước cột lớn nhất, hoặc bằng 380 mm tính từ mặt nối cột vào trong bộ phận kê bên.

Sức kháng cắt danh định truyền cho bê tông ở trong mỗi nối khung hoặc uốn cong theo phương đang xem xét phải không vượt quá:

- Đối với bê tông cốt liệu tỷ trọng thông thường:

$$V_n = 1,0 \text{ bd} \sqrt{f'_c} \quad \text{và} \quad (5.10.11.4.3-1)$$

- Đối với bê tông cốt liệu tỷ trọng nhẹ :

$$V_n = 0,75 \text{ bd} \sqrt{f'_c} \quad (5.10.11.4.3-2)$$

5.10.11.4.4. Các mối nối thi công ở trụ và cột

Khi lực cắt được chống đỡ tại mỗi nối thi công duy nhất bằng tác động chốt và ma sát bề mặt bê tông gồ ghề, sức kháng cắt danh định đi qua mỗi nối, V_n , phải lấy bằng:

$$V_n = (A_{vf} f_y + 0.75 P_u) \quad (5.10.11.4.4-1)$$

trong đó :

A_{vf} = tổng diện tích cốt thép, bao gồm cốt thép chịu uốn (mm^2)

P_u = tải trọng dọc trục tính toán nhỏ nhất được quy định trong Điều 3.10.9.4 cho cột và trụ (N)

5.10.12. CỐT THÉP Ở CÁC CẤU KIỆN CHỊU NÉN CÓ MẶT CẮT CHỮ NHẬT RỘNG

5.10.12.1. Tổng quát

Diện tích cốt thép dọc ở mặt cắt ngang không được nhỏ hơn 0,01 lần diện tích nguyên của bê tông.

Phải đặt hai lớp thép cho mỗi vách của mặt cắt ngang một lớp gần mỗi mặt của vách. Diện tích cốt thép ở hai lớp phải xấp xỉ bằng nhau.

5.10.12.2. Khoảng cách cốt thép

Khoảng cách ngang từ tim đến tim của các thanh cốt thép dọc không được lớn hơn số nhỏ hơn của 1,5 lần bề dày vách hoặc 450 mm.

Khoảng cách dọc từ tim đến tim của các thanh cốt thép ngang không được lớn hơn trị số nhỏ hơn của 1,25 lần bề dày vách hoặc 300 mm.

5.10.12.3. Giàng

Cần phải bố trí các giàng ngang giữa các lớp cốt thép ở mỗi vách. Các thanh giàng phải có móc tiêu chuẩn 135° ở một đầu và móc tiêu chuẩn 90° ở đầu kia. Các thanh giàng phải được đặt ở các giao điểm của lưới cốt thép và các móc của tất cả các thanh giàng phải ôm vòng các cốt thép cả ngang lẫn dọc ở các giao điểm. Mỗi thanh cốt thép dọc và mỗi thanh cốt thép ngang phải được ôm vòng trong móc của một thanh giàng với khoảng cách không quá 600 mm.

Đối với các kết cấu được thi công phân đoạn, cần phải đặt thêm các thanh giằng dọc theo mép trên và mép dưới của mỗi phân đoạn. Phải đặt các thanh giằng sao cho có thể nối được các điểm cuối của từng đôi cốt thép dọc ở mặt trong và mặt ngoài vách của mặt cắt ngang.

5.10.12.4. Các mối nối

Các thanh cốt ngang có thể được nối ở các góc của mặt cắt ngang bằng đoạn nối chồng đoạn uốn 90° . Không cho phép dùng mối nối chồng thẳng cho các thanh cốt thép ngang trừ trường hợp các thanh nối chồng có các móc ôm vòng trong suốt chiều dài nối với ít nhất bốn thanh giằng nằm ở các giao điểm của các thanh ngang và thanh dọc.

5.10.12.5. Cốt đai vòng

Trong trường hợp có thể cấu tạo được, phải bố trí các đai vòng kín ôm lấy các thanh cốt dọc ở các góc của mặt cắt ngang. Nếu không đặt được các cốt đai vòng kín thì có thể dùng các cặp thanh hình chữ U có chân dài ít nhất bằng hai lần chiều dày vách và đặt vuông góc 90° với nhau.

Các ống bọc căng sau nằm ở các góc của mặt cắt ngang phải được neo vào trong vùng góc bằng các đai vòng kín có đoạn cong 90° ở mỗi đầu để ôm vòng ít nhất một cốt thép dọc ở gần mặt phía ngoài của mặt cắt ngang.

5.11. TRIỂN KHAI CỐT THÉP VÀ MỐI NỐI CỐT THÉP

5.11.1. TỔNG QUÁT

5.11.1.1. Yêu cầu cơ bản

Các ứng lực tính toán trong cốt thép tại mỗi mặt cắt phải triển khai về mỗi phía của mặt cắt đó bằng chiều dài ngàm, móc, hoặc các linh kiện cơ khí, hoặc một tổ hợp các loại này. Có thể dùng các móc và các neo cơ khí trong việc triển khai các thanh chỉ chịu kéo.

5.11.1.2. Triển khai cốt thép chịu uốn

5.11.1.2.1. Tổng quát

Các mặt cắt nguy hiểm đối với việc triển khai cốt thép chịu uốn trong các cấu kiện chịu uốn phải được lấy tại các điểm có ứng suất lớn nhất và tại các điểm nằm bên trong khẩu độ mà ở đó cốt thép kê bên kết thúc hoặc được uốn lên.

Ngoại trừ tại các điểm gối của các nhịp đơn giản và tại các nút đầu dầm hẫng, cốt thép phải được kéo dài ra xa điểm mà tại đó không có yêu cầu cốt thép dài hơn để chống lại sự uốn, với một chiều dài không nhỏ hơn :

- Chiều cao hữu hiệu của cấu kiện
- 15 lần đường kính thanh danh định, hoặc
- $1/20$ lần nhịp tĩnh.

Cốt thép phải tiếp tục kéo dài một chiều dài không nhỏ hơn chiều dài triển khai, ℓ_d , được quy định trong Điều 5.11.2, ra xa điểm mà ở đó cốt thép chịu uốn được uốn lên hoặc kết thúc do không cần thiết dài hơn nữa để chịu uốn.

Không được kết thúc nhiều hơn 50% số cốt thép tại bất kỳ mặt cắt nào, và các thanh kề nhau không được kết thúc trong cùng mặt cắt.

Cốt thép chịu kéo cũng có thể khai triển bằng cách uốn qua thân dầm mà trong đó cốt thép nằm và kết thúc trong vùng chịu nén bằng bố trí chiều dài triển khai ℓ_d tới mặt cắt thiết kế, hoặc bằng cách làm nó liên tục với cốt thép trên mặt đối diện của cấu kiện.

Phải bố trí các neo bổ xung cho cốt thép chịu kéo của cấu kiện chịu uốn ở những nơi lực trong cốt thép không tỷ lệ thuận với mô-men tính toán như sau :

- Làm vát để móng nghiêng, đánh bậc hoặc vuốt thon đầu.
- Các dầm hẫng ngắn
- Các cấu kiện chịu uốn cao, hoặc
- Cốt thép chịu kéo trong cấu kiện không song song với mặt chịu nén.

5.11.1.2.2. Cốt thép chịu mô men dương

Ít nhất một phần ba cốt thép chịu mômen dương trong các thành phần nhịp giản đơn và 1/4 cốt thép chịu mômen dương trong các bộ phận liên tục phải kéo dài dọc theo cùng một mặt của bộ phận qua đường tim gối. Ở các dầm, cốt thép này phải kéo dài xa gối ít nhất 150 mm.

5.11.1.2.3. Cốt thép chịu mômen âm

Ít nhất 1/3 tổng cốt thép chịu kéo được bố trí để chịu mômen âm tại gối phải có chiều dài ngàm cách xa điểm uốn không nhỏ hơn :

- Chiều cao hữu hiệu của cấu kiện
- 12 lần đường kính thanh danh định, và
- 0,0625 lần chiều dài nhịp tĩnh.

5.11.1.2.4. Mối nối chịu mô men

Cốt thép chịu uốn trong các cấu kiện liên tục, bị ngàm hoặc hẫng hoặc bất kỳ cấu kiện nào của khung cứng phải được cấu tạo để tạo tính liên tục của cốt thép tại các chỗ gặp nhau với các cấu kiện khác sao cho phát triển được sức kháng mômen danh định của mối nối.

Trong các vùng động đất 3 và 4 các mối nối phải được cấu tạo để chịu các mômen và các lực cắt do các tải trọng nằm ngang truyền qua mối nối.

5.11.2. TRIỂN KHAI CỐT THÉP

5.11.2.1. Các thanh có gờ và sợi thép có gờ chịu kéo

5.12.2.1.1. Chiều dài triển khai cốt thép kéo

Chiều dài triển khai cốt thép kéo ℓ_d , phải không được nhỏ hơn tích số chiều dài triển khai cốt thép kéo cơ bản ℓ_{db} được quy định ở đây, nhân với các hệ số điều chỉnh hoặc hệ số như được quy định trong các Điều 5.11.2.1.2 và 5.11.2.1.3. Chiều dài triển khai cốt thép kéo không được nhỏ hơn 300 mm, trừ khi dùng mối nối chồng quy định trong Điều 5.11.5.3.1 và trong việc triển khai cốt thép chống cắt theo quy định trong Điều 5.11.2.6.

Chiều dài triển khai cốt thép kéo cơ bản, ℓ_{db} theo mm, phải lấy như sau :

- Với thanh No.36 và nhỏ hơn: $\frac{0,02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ nhưng không nhỏ hơn $0,06 d_b f_y$
- Đối với các thanh No.43: $\frac{25f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Đối với các thanh No.57: $\frac{34f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Với sợi có gờ : $\frac{0,36d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

trong đó :

- A_b = diện tích của thanh hoặc sợi (mm²)
 f_y = cường độ chảy được quy định của các thanh cốt thép (MPa)
 f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày, trừ khi có tuổi khác được quy định (MPa)
 d_b = đường kính thanh hoặc sợi (mm)

5.11.2.1.2. Các hệ số điều chỉnh làm tăng ℓ_d

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , phải nhân với hệ số sau đây hoặc các hệ số được coi là thích hợp :

- Cốt thép nằm ngang ở đỉnh hoặc gần nằm ngang được đặt sao cho có trên 300 mm bê tông tươi được đổ bên dưới cốt thép 1,4
- Với các thanh có lớp bảo vệ d_b hoặc nhỏ hơn, hoặc với khoảng cách tịnh $2d_b$ hoặc nhỏ hơn..... 2,0
- Đối với bê tông nhẹ ở đó f_{ct} (MPa) được quy định $\frac{0,58\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1,0$
- Đối với bê tông nhẹ không quy định đối với f_{ct} 1,3
- Đối với bê tông tỷ trọng cát thấp không quy định f_{ct} 1,2

Có thể dùng nội suy tuyến tính giữa các điều khoản của "tỷ trọng thấp" và "tỷ trọng- cát - thấp" khi thay thế từng phần cát.

- Đối với các thanh được bọc epôxy với lớp phủ nhỏ hơn $3d_b$ hoặc với khoảng cách tịnh giữa các thanh nhỏ hơn $6d_b$ 1,5
- Đối với các thanh bọc epôxy không có lớp phủ trên 1,2

Tích số nhận được khi tổ hợp hệ số đối với cốt thép ở đỉnh với hệ số thích hợp dùng cho các thanh bọc epôxy không cần lấy lớn hơn 1,7.

5.11.2.1.3. Hệ số điều chỉnh làm giảm ℓ_d

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , được thay đổi theo các hệ số như quy định trong Điều 5.11.2.1.2, có thể được nhân với các hệ số sau đây, trong đó :

- Cốt thép được phát triển về chiều dài đang xem xét được đặt ngang cách nhau không nhỏ hơn 150mm từ tìm tới tìm với lớp bảo vệ không nhỏ hơn 75 mm đo theo hướng đặt thép 0,8
- Không yêu cầu neo hoặc không cần tăng cường tới độ chảy hoàn toàn của cốt thép, hoặc ở nơi cốt thép trong các cấu kiện chịu uốn vượt yêu cầu của tính toán $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$
- Cốt thép bị bọc bên trong các thanh xoắn ốc có đường kính không nhỏ hơn 6 mm và bước xoắn không nhỏ hơn 100 mm 0,75

5.11.2.2. Thanh có gờ chịu nén

5.11.2.2.1. Chiều dài triển khai cốt thép nén

Chiều dài triển khai cốt thép nén ℓ_d đối với các thanh có gờ không được nhỏ hơn tích số của chiều dài triển khai cơ bản theo quy định ở đây với các hệ số điều chỉnh thích hợp như được quy định trong Điều 5.11.2.2.2 hoặc 200 mm.

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , đối với các thanh có gờ chịu nén không được nhỏ hơn:

$$\ell_{db} = \frac{0,24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ hoặc} \quad (5.11.2.2.1-1)$$

$$\ell_{db} = 0,044 d_b f_y \quad (5.11.2.2.1-2)$$

trong đó :

f_y = cường độ chảy quy định của thanh cốt thép (MPa)

f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày, trừ khi có quy định về tuổi khác (MPa)

d_b = đường kính thanh (mm)

5.11.2.2.2. Các hệ số điều chỉnh

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , có thể được nhân với các hệ số thích hợp, khi :

- Không yêu cầu neo hoặc phát triển cường độ chảy đầy đủ của thanh cốt thép, hoặc ở những nơi sự tăng cường được bố trí vượt yêu cầu theo phân tích $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$
- Cốt thép bị bao bên trong các thanh xoắn có đường kính thanh không nhỏ hơn 6 mm và bước xoắn không nhỏ hơn 100 mm 0,75

5.11.2.3. Bó thanh

Chiều dài triển khai của các thanh đơn lẻ bên trong một bó, chịu kéo hoặc chịu nén, phải đảm bảo sao cho các thanh đơn lẻ trong bó 3 thanh tăng được 20% và bó 4 thanh tăng được 33%.

Trong việc xác định các hệ số được quy định trong các Điều 5.11.2.1.2 và 5.11.2.1.3, một bó thanh phải được xử lý như thanh đơn có đường kính được xác định từ tổng diện tích tương đương.

5.11.2.4. Móc tiêu chuẩn chịu kéo

5.11.2.4.1. Chiều dài triển khai móc cơ bản

Chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , theo mm, đối với các thanh có gờ chịu kéo, kết thúc bằng móc tiêu chuẩn, được quy định trong Điều 5.10.2.1, không nhỏ hơn :

- Tích số của chiều dài triển khai cơ bản ℓ_{hb} theo như quy định trong Phương trình 1 và hệ số điều chỉnh thích hợp hoặc các hệ số, như được quy định trong Điều 5.11.2.4.2
- 8 lần đường kính thanh, hoặc
- 150 mm

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{hb} , đối với thanh làm móc có cường độ chảy, f_y , không vượt quá 400 MPa phải lấy bằng :

$$\ell_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

trong đó :

- d_b = đường kính thanh (mm)
- f'_c = cường độ chịu nén của bê tông quy định ở tuổi 28 ngày, trừ khi có tuổi khác được quy định (MPa)

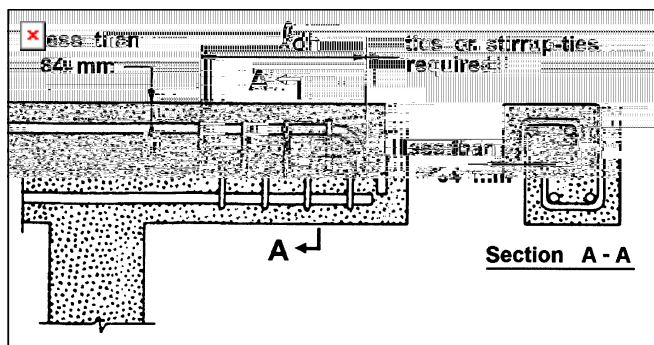
5.11.2.4.2. Các hệ số điều chỉnh

Chiều dài triển khai móc cơ bản, ℓ_{hb} , phải được nhân với hệ số sau hoặc các hệ số thích hợp khi:

- Cốt thép có cường độ chảy vượt quá 400 MPa $\frac{f_y}{420}$
- Lớp phủ bên đối với thanh No.36 và nhỏ hơn, thẳng góc với mặt phẳng móc, không nhỏ hơn 64 mm, và đối với móc 90°, lớp phủ trên đoạn thanh kéo dài quá móc không nhỏ hơn 50 mm 0,7
- Các móc số No.36 và nhỏ hơn được bọc trong các giằng thẳng đứng hoặc nằm ngang hoặc giằng loại cốt đai được đặt dọc theo chiều dài triển khai toàn bộ, ℓ_{dh} , với quãng cách không vượt quá $3d_b$ 0,8
- Không yêu cầu neo hoặc phát triển cường độ chảy đầy đủ hoặc khi cốt thép được bố trí quá yêu cầu phân tích $\frac{A_s \text{ cần thiết}}{A_s \text{ bố trí}}$
- Sử dụng bê tông nhẹ 1,3
- Dùng cốt thép được bọc épôxy 1,2

5.11.2.4.3. Yêu cầu giằng đối với thanh có móc

Đối với các thanh được triển khai bằng một móc tiêu chuẩn tại các đầu không liên tục của các cấu kiện với cả hai lớp phủ bên cạnh và trên đỉnh hoặc ở đáy nhỏ hơn 64 mm, thanh có móc phải được bao trong các thanh giằng hoặc cốt đai đặt dọc theo chiều dài triển khai đây, đủ ℓ_{dh} , cách nhau không quá $3d_b$ như đã chỉ ra trong Hình 1, không dùng hệ số theo quy định ở Điều 5.11.2.4.2 đối với cốt thép hướng ngang.



Hình 5.11.2.4.3-1- Các yêu cầu về giằng đối với thanh có móc

5.11.2.5. Tấm lưới sợi thép hàn

5.11.2.5.1. Lưới sợi thép có gờ

Khi dùng cốt thép không phải với mục đích chống cắt thì chiều dài triển khai ℓ_{hd} (mm) của lưới sợi hàn có gờ tính từ điểm mặt cắt giới hạn cho đến đầu của sợi thép không được nhỏ hơn 1 trong 2 giá trị dưới đây:

- Tích số của chiều dài khai triển cơ bản và hệ số điều chỉnh hoặc các hệ số theo quy định của Điều 5.11.2.6, hoặc
- 200mm trừ mỗi nối chồng theo quy định của Điều 5.11.2.6.

Phải lấy chiều dài khai triển của cốt thép chống cắt theo quy định của Điều 5.11.2.6.

Chiều dài triển khai cơ bản của tấm lưới sợi thép hàn có gờ, có không ít hơn một sợi thép ngang ở trong chiều dài triển khai ít nhất là 50mm tính từ điểm mặt cắt nguy hiểm, phải không được vượt quá :

$$\ell_{hd} = 0,36d_b \frac{f_y - 140}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-1)$$

hoặc

$$\ell_{hd} = 2,4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-2)$$

trong đó :

A_w = diện tích của một sợi thép riêng lẻ được nối hoặc được triển khai (mm²)

s_w = khoảng cách các sợi thép được nối hoặc được triển khai (mm)

Chiều dài triển khai cơ bản của tấm lưới sợi thép hàn có gờ không có các sợi thép ngang ở trong chiều dài triển khai, phải xác định như đối với sợi thép có gờ, phù hợp với Điều 5.11.2.1.1

5.11.2.5.2. Tấm lưới sợi thép trơn

Cường độ chảy của tấm lưới sợi thép trơn hàn phải được xem xét tăng bằng cách ngàm 2 sợi thép ngang với một sợi thép ngang gần hơn không nhỏ hơn 50 mm tính từ điểm mặt cắt nguy hiểm, tuy nhiên chiều dài triển khai, ℓ_d , được đo từ điểm mặt cắt nguy hiểm tới sợi thép ngang ngoài cùng phải lấy theo :

$$\ell_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.2-1)$$

Phải thay đổi chiều dài khai triển đối với các cốt thép vượt quá yêu cầu theo phân tích quy định trong Điều 5.11.2.1.2 và với hệ số dùng cho bê tông tỷ trọng thấp quy định theo Điều 5.11.2.1.2 khi thích hợp. Tuy nhiên không được lấy ℓ_d nhỏ hơn 150 mm trừ các mối nối chồng quy định theo Điều 5.11.6.2

5.11.2.6. Cốt thép chống cắt

5.11.2.6.1. Tổng quát

Cốt thép đai trong ống bê tông phải thỏa mãn các quy định của Điều 12.10.4.2.7 và không cần theo các quy định ở đây.

Cốt thép chống cắt phải được đặt thật sát với bề mặt cấu kiện theo các yêu cầu về phủ và g@- với sự cho phép của các cốt thép khác.

Giữa các đầu neo, mỗi chỗ uốn cong trong đoạn liên của cốt đai đơn chữ U hoặc cốt đai nhiều nhánh U phải bao một thanh dọc.

5.11.2.6.2 . Neo cốt thép có gờ

Các đầu của chân đơn, U đơn giản, hoặc các cốt đai nhiều nhánh U được neo như sau :

- Đối với thanh số N_o16 và sợi MD200, và nhỏ hơn, và đối với các thanh N_o19, N_o22 và N_o25 có f_y bằng 275 MPa hoặc nhỏ hơn : neo bằng một móc tiêu chuẩn quanh cốt thép dọc, và
- Đối với các cốt đai N_o19, N_o22 và N_o25 có f_y lớn hơn 275 MPa : neo bằng một móc đai tiêu chuẩn quanh một thanh dọc, cộng với một chiều dài ngàm giữa điểm giữa chiều cao của cấu kiện và đầu móc phía ngoài không nhỏ hơn.

$$\ell_e = \frac{0,17 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.6.2-1)$$

5.11.2.6.3. Neo cốt thép tấm lưới sợi thép

Mỗi chân của tấm lưới sợi thép trơn tạo thành các cốt đai U giản đơn phải được neo theo cách:

- Hai sợi thép dọc đặt cách nhau 50 mm dọc theo cấu kiện tại đỉnh cốt đai U, hoặc
- Một sợi thép dọc được đặt tính từ mặt chịu nén không lớn hơn $d/4$ và sợi thép thứ hai đặt gần với mặt chịu nén hơn và đặt cách sợi thép thứ nhất không nhỏ hơn 50 mm. Sợi thép thứ hai có thể đặt trên chân cốt đai ở xa điểm uốn, hoặc trên điểm uốn với đường kính uốn về phía trong không nhỏ hơn $8d_b$.

Trên mỗi đầu của cốt đai chân giản đơn của tấm lưới sợi thép có gờ hoặc trơn hàn phải bố trí hai sợi thép dọc đặt cách nhau ít nhất là 50 mm và sợi ở phía trong không nhỏ hơn $d/4$ hoặc 50 mm từ nửa chiều cao cấu kiện. Sợi thép dọc phía ngoài tại mặt chịu kéo không được xa hơn cốt thép chủ chịu uốn sát nhất tới mặt chịu kéo.

5.11.2.6.4. Các cốt đai kín

Đối với các cặp cốt đai \square hay các đai giằng được bố trí để tạo thành hình kín phải được cấu tạo neo chắc chắn và được nối lại với chiều dài đoạn chồng không nhỏ hơn $1,7 \ell_d$, trong đó ℓ_d là chiều dài khai triển đối với các thanh chịu kéo.

Với các cấu kiện có chiều cao không nhỏ hơn 450 mm, các mối nối cốt đai kín chịu lực kéo do các tải trọng tính toán $A_b f_y$ sinh ra không vượt quá 40.000 N cho một chân có thể coi như là đủ nếu các chân cốt đai kéo dài đầy đủ trên chiều cao hữu hiệu của cấu kiện.

5.11.3. TRIỂN KHAI NEO CƠ KHÍ

Bất kỳ thiết bị cơ khí nào có thể phát huy được cường độ của cốt thép mà không gây hư hại cho bê tông đều có thể dùng như là một neo. Sự làm việc của các neo cơ khí phải được hiệu chỉnh bằng các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm.

Sự phát triển ứng suất của cốt thép có thể là sự kết hợp của neo cơ khí và chiều dài ngàm phụ thêm của cốt thép ở giữa điểm ứng suất thanh lớn nhất và neo cơ khí.

Phải thể hiện đầy đủ các chi tiết của các neo cơ khí trong tài liệu hợp đồng khi dùng loại neo này.

5.11.4. TRIỂN KHAI TẠO CÁP DỰ ỨNG LỰC

5.11.4.1. Tổng quát

Khi xác định cường độ của các cấu kiện bê tông dự ứng lực ở vùng đầu của chúng, phải xét tới sự tích lũy dần của lực cáp trong truyền lực và chiều dài phát triển. Có thể giả định lực kéo trước thay đổi tuyến tính từ 0,0 tại điểm kết dính bắt đầu cho tới khi đạt trị số cực đại sau một khoảng chiều dài truyền lực. Giữa chiều dài truyền và chiều dài phát triển có thể giả định lực của tao thép tăng theo đường pa-ra-bôn và đạt tới sức kháng kéo của tao thép đai ở chiều dài phát triển.

Để áp dụng điều này, chiều dài truyền có thể lấy bằng 60 lần đường kính tao thép và chiều dài phát triển phải lấy theo chỉ dẫn ở Điều 5.11.4.2.

Phải xét đến tác dụng của sự mất dính bám theo chỉ dẫn ở Điều 5.11.4.3.

5.11.4.2. Tao thép có dính bám

Bố cáp căng trước phải được dính bám ở phần ngoài mặt cắt nguy hiểm đang xét với chiều dài phát triển, tính bằng mm, theo công thức:

$$l_d \geq (0,15 f_{ps} - 0,097 f_{pe}) d_b \quad (5.11.4.2-1)$$

trong đó:

d_b = đường kính danh định của tao thép tính bằng mm

f_{ps} = ứng suất bình quân trong thép dự ứng lực vào lúc đạt được sức kháng danh định cần thiết của cấu kiện (MPa)

f_{pe} = ứng suất hữu hiệu trong thép gây dự ứng lực sau mất mát (MPa)

5.11.4.3. Các tao thép mất dính bám từng phần

Chiều dài triển khai chịu kéo ℓ_d đối với cường độ chảy quy định phải lấy phù hợp với Điều 5.11.2.

Khi có một đoạn hoặc nhiều đoạn của tao thép dự ứng lực không được dính bám và khi có lực kéo trong vùng kéo bị nén trước, chiều dài phát triển được chỉ dẫn ở Điều 5.11.4.2 phải được tăng gấp đôi.

Số tao thép bị mất dính bám từng phần không được vượt quá 25% tổng số tao thép.

Số tao thép mất dính bám trong bất kỳ hàng ngang nào đều không được vượt quá 40% số tao thép trong hàng đó.

Chiều dài mất dính bám của bất kỳ tao thép nào đều phải đảm bảo sức kháng được phát triển đầy đủ ở mọi mặt cắt đang được nghiên cứu và tất cả các trạng thái giới hạn đều được thoả mãn.

Các tao mất dính bám phải được phân bố đối xứng theo đường tim của cấu kiện. Chiều dài mất dính bám của các đôi tao đặt đối xứng với tim cấu kiện phải bằng nhau. Các tao phía ngoài của mỗi hàng ngang phải được dính bám hoàn toàn.

5.11.5. MỐI NỐI THANH CỐT THÉP

5.11.5.1. Chi tiết hóa

Các vị trí, hình loại và kích thước cho phép của các mối nối, bao gồm cả việc đặt so le đối với các thanh cốt thép phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng.

5.11.5.2. Yêu cầu tổng quát

5.11.5.2.1. Mối nối chồng

Chiều dài chồng của các mối nối chồng các thanh riêng lẻ phải theo các quy định trong các Điều 5.11.5.3.1 và 5.11.5.5.1.

Mối nối chồng đặt trong các bó theo quy định của Điều 5.11.2.3. Các mối nối của từng thanh riêng lẻ trong bó không được chồng lên nhau. Các bó nguyên không được nối theo kiểu nối chồng.

Không được dùng các mối nối chồng đối với các thanh chịu kéo đường kính lớn hơn N_636 .

Các thanh được nối bằng các mối nối chồng không tiếp xúc trong các cấu kiện chịu uốn không được đặt cách nhau theo chiều ngang xa hơn 1/5 chiều dài mối nối chồng yêu cầu hoặc 150mm.

5.11.5.2.2. Liên kết cơ khí

Sức kháng của một liên kết cơ khí đầy đủ phải không được nhỏ hơn 125% cường độ chảy quy định của thanh chịu kéo hoặc chịu nén, tùy yêu cầu. Tổng độ trượt của thanh nằm trong ống bọc mối nối của đầu nối sau khi chất tải kéo tới 207 MPa và giảm tải tới 20 MPa không được vượt quá các chuyển vị sau đây được đo giữa các điểm định cỡ trống của ống bọc mối nối:

- Với kích thước thanh tới No. 43 0,25mm
- Với các thanh No. 57 0,75mm

5.11.5.2.3. Mối nối hàn

Việc hàn các mối nối hàn phải theo đúng bản hiện hành của "Quy chuẩn hàn kết cấu - Thép làm cốt thép" của AWS. (D1.4).

Các thanh phải được nối bằng các mối nối đối đầu hàn thấu. Sức kháng của mối nối phải được quy định là không nhỏ hơn 125% cường độ chảy quy định của thanh chịu kéo.

Không được dùng mối nối hàn ở các mặt cầu.

5.11.5.3. Mối nối cốt thép chịu kéo

5.11.5.3.1. Mối nối chồng chịu kéo

Chiều dài chồng đối với các mối nối chồng chịu kéo phải không nhỏ hơn 300 mm hoặc theo các mối nối loại A, B hoặc C sau đây :

Mối nối loại A $1,0 \ell_d$

Mối nối loại B $1,3 \ell_d$

Mối nối loại C $1,7 \ell_d$

Chiều dài triển khai chịu kéo, ℓ_d , đối với cường độ chảy quy định phải lấy phù hợp với Điều 5.11.2.

Cấp của mối nối chồng yêu cầu đối với các thanh có gờ và các sợi có gờ chịu kéo được quy định trong Bảng 1.

Bảng 5.11.5.3.1-1 - Cấp mối nối chồng chịu kéo

| Tỷ số của (A_s bố trí) (A_s yêu cầu) | % của A_s được nối với chiều dài chồng yêu cầu | | |
|--|--|----|-----|
| | 50 | 75 | 100 |
| ≥ 2 | A | A | B |
| < 2 | B | C | C |

5.11.5.3.2. Liên kết cơ khí hoặc mối nối hàn chịu kéo

Các liên kết cơ khí hoặc các mối nối hàn chịu kéo, được sử dụng khi diện tích cốt thép bố trí nhỏ hơn yêu cầu 2 lần, phải đáp ứng các yêu cầu của các liên kết cơ khí đầy đủ hoặc của các mối nối hàn đầy đủ.

Các liên kết cơ khí hoặc các mối nối hàn được dùng khi diện tích cốt thép bố trí ít nhất bằng 2 lần diện tích theo phân tích và khi các mối nối được đặt so le ít nhất là 600 mm, có thể được thiết kế để tăng không nhỏ hơn 2 lần ứng lực kéo ở trong thanh tại mặt cắt hoặc một nửa cường độ chảy quy định của cốt thép.

5.11.5.4. Mối nối trong cấu kiện giằng chịu kéo

Các mối nối thanh cốt thép trong các cấu kiện giằng chịu kéo phải được thực hiện với các mối nối được hàn đầy đủ hoặc các liên kết cơ khí đầy đủ. Các mối nối trong các thanh kê bên phải đặt so le không nhỏ hơn 750 mm.

5.11.5.5. Mối nối thanh chịu nén

5.11.5.5.1 Mối nối chống chịu nén

Chiều dài nối chống ℓ_c , đối với các mối nối chống phải không nhỏ hơn hoặc 300 mm hoặc như sau:

- Nếu $f_y \leq 400$ MPa thì $\ell_c = 0,073m f_y d_b$ (5.11.5.5.1-1)
- Nếu $f_y > 400$ MPa thì $\ell_c = m(0,13f_y - 24,0) d_b$(5.11.5.5.1-2)

trong đó :

- Khi cường độ bê tông quy định, f'_c , nhỏ hơn 21 MPa $m = 1,33$
- Khi các giằng dọc theo mối nối có diện tích hữu hiệu không nhỏ hơn0,15%
- Tích số của chiều dày bộ phận chịu nén với khoảng cách giằng $m = 0,83$
- Khi có đai xoắn ốc $m = 0,75$
- Trong tất cả các trường hợp khác $m = 1,0$

trong đó :

f_y = cường độ chảy quy định của các thanh cốt thép (MPa)

d_b = đường kính thanh (mm)

Khi các thanh có kích thước khác nhau được nối chống với nhau chịu nén, chiều dài mối nối phải không được nhỏ hơn hoặc chiều dài triển khai của thanh lớn hơn, hoặc chiều dài mối nối của thanh nhỏ hơn. Các thanh No. 43 và No. 57 có thể được nối chống với No.36 và các thanh nhỏ hơn.

5.11.5.5.2. Liên kết cơ khí hoặc mối nối hàn chịu nén

Các liên kết cơ khí hoặc các mối nối hàn chịu nén được dùng phải thoả mãn các yêu cầu đối với các liên kết cơ khí đầy đủ hoặc các mối nối được hàn đầy đủ theo quy định trong các Điều 5.11.5.2.2 và Điều 5.11.5.2.3 tương ứng.

5.11.5.5.3. Mối nối ép mặt đầu thanh

Trong các thanh chỉ yêu cầu chịu nén, lực nén có thể được truyền bởi ép mặt trên các đầu cắt vuông được giữ tiếp xúc đồng tâm bằng một thiết bị thích hợp. Các mối nối ép mặt đầu thanh chỉ được dùng trong các cấu kiện được tăng cường bởi các thanh giằng kín, cốt đai kín hoặc xoắn ốc.

Các mối nối ép mặt đầu thanh phải đặt so le hoặc tại vị trí các mối nối phải bố trí các thanh liên tục. Các thanh liên tục trong mỗi mặt của cấu kiện phải có cường độ chịu kéo tính toán không nhỏ hơn 0,25 f_y lần diện tích cốt thép trong mặt cắt đó.

5.11.6. MỐI NỐI TẤM LƯỚI SỢI THÉP HÀN

5.11.6.1. Mối nối tấm lưới sợi thép có gờ hàn chịu kéo

Chiều dài nối chồng của các mối nối chồng của tấm lưới sợi thép có gờ hàn có các sợi thép ngang nằm trong chiều dài chồng, được đo giữa các đầu của mỗi tấm lưới, phải không được nhỏ hơn hoặc $1,3 \ell_{hd}$ hoặc 200 mm. Đoạn chồng được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới không được nhỏ hơn 50 mm.

Các mối nối chồng của các tấm lưới sợi thép có gờ hàn khi không có các sợi thép ngang ở trong chiều dài mối nối chồng phải được xác định như là đối với sợi thép có gờ phù hợp với các quy định của Điều 5.11.5.3.1.

5.11.6.2. Mối nối tấm lưới sợi thép trơn hàn chịu kéo

Khi diện tích cốt thép được bố trí là nhỏ hơn hai lần diện tích yêu cầu tại vị trí mối nối, chiều dài nối chồng được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới phải không được nhỏ hơn :

- Tổng của một khoảng cách của các sợi thép ngang cộng 50 mm, hoặc
- $1,5 \ell_d$, hoặc
- 150 mm

trong đó :

ℓ_d = chiều dài triển khai được quy định trong Điều 5.11.2 (mm)

Khi diện tích cốt thép bố trí ít nhất bằng hai lần diện tích cốt thép yêu cầu tại vị trí nối, chiều dài chồng lên nhau được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới phải không nhỏ hơn hoặc $1,5 \ell_d$ hoặc 50 mm.

5.12. ĐỘ BỀN

5.12.1. TỔNG QUÁT

Phải thiết kế bảo vệ cốt thép và thép dự ứng lực của kết cấu bê tông chống lại sự ăn mòn trong suốt cuộc đời kết cấu.

Các yêu cầu đặc biệt có thể là cần thiết để tạo độ bền phải được chỉ rõ trong các tài liệu hợp đồng. Các phần của kết cấu nếu có các yêu cầu sau phải được chỉ rõ :

- Bê tông cuốn khí
- Cốt thép bọc épôxy hoặc được mạ
- Dùng phụ gia đặc biệt trong bê tông.
- Dự kiến bê tông bị lộ trong nước muối hoặc đất hoặc nước sun-fát.
- Quá trình bảo dưỡng đặc biệt.

Các biện pháp bảo vệ dùng cho độ bền phải thỏa mãn các yêu cầu theo quy định trong Điều 2.5.2.1.

5.12.2. CỐT LIỆU CÓ PHẢN ỨNG KIỀM SILIC

Các tài liệu hợp đồng phải cấm sử dụng các cốt liệu từ các nguồn đã biết là có phản ứng kiềm silic thái quá.

Khi dùng cốt liệu có độ phản ứng giới hạn, tài liệu hợp đồng phải yêu cầu dùng các loại xi măng kiềm thấp hoặc trộn xi-măng thông dụng và vật liệu puzzolan, với điều kiện là phải chứng minh được việc dùng chúng để sản xuất ra bê tông có độ bền thỏa mãn với cốt liệu kiến nghị.

5.12.3. LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ

Lớp bê tông bảo vệ đối với thép dự ứng lực và cốt thép không được bảo vệ không được nhỏ hơn quy định trong Bảng 1 và được điều chỉnh theo tỷ lệ nước-xi măng, trừ khi có các quy định khác ở đây hoặc trong Điều 5.12.4.

Lớp bê tông bảo vệ và sai số đổ bê tông phải ghi trong tài liệu hợp đồng.

Lớp bê tông bảo vệ đối với tào cáp dự ứng lực kéo trước, neo và các liên kết cơ học đối với các thanh cốt thép hoặc các tào cáp dự ứng lực kéo sau phải giống như là với cốt thép.

Lớp bê tông bảo vệ đối với các ống bọc kim loại của các bó tào cáp kéo sau không được nhỏ hơn :

- Điều được quy định đối với cốt thép chủ
- 1/2 đường kính ống bọc, hoặc
- Điều được quy định trong Bảng 1.

Đối với các mặt cầu bê tông để lộ trước vấu lốp xe và xích xe phải dùng lớp phủ thêm để bù đắp tổn thất dự kiến về chiều dày do sự mài mòn như được quy định trong Điều 2.5.2.4.

Các hệ số điều chỉnh đối với tỷ lệ nước- xi măng, W/C, phải lấy như sau :

- Với $W/C \leq 0,40$ 0,8
- Với $W/C \geq 0,50$ 1,2

Lớp bê tông bảo vệ tối thiểu đối với các thanh chính, bao gồm cả các thanh được bảo vệ bằng bọc épôxy, không nhỏ hơn 25 mm.

Lớp bê tông bảo vệ đối với các cốt giằng các cốt đai có thể mỏng hơn 12mm so với trị số quy định trong Bảng 1 đối với các thanh chủ, nhưng không được nhỏ hơn 25 mm.

Bảng 5.12.3-1 - Lớp bê tông bảo vệ đối với cốt thép chủ không được bảo vệ (mm)

| TRẠNG THÁI | LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ (mm) |
|--|----------------------------|
| Lộ trực tiếp trong nước muối | 100 |
| Đúc áp vào đất | 75 |
| Vùng bờ biển | 75 |
| Bề mặt cầu chịu vấu lốp xe hoặc xích mài mòn | 60 |
| Mặt ngoài khác các điều ở trên | 50 |
| Lộ bên trong, khác các điều trên | |
| • Với thanh tới N _o 36 | 40 |
| • Thanh N _o 43 và N _o 57 | 50 |
| Đáy bản đúc tại chỗ | |
| • thanh tới N _o 36 | 25 |
| • các thanh N _o 43 và N _o 57 | 50 |
| Đáy ván khuôn panen đúc sẵn | 20 |
| Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn | |
| • Môi trường không ăn mòn | 50 |
| • Môi trường ăn mòn | 75 |
| Cọc dự ứng lực đúc sẵn | 50 |
| Cọc đúc tại chỗ | |
| • Môi trường không ăn mòn | 50 |
| • Môi trường ăn mòn | |
| - Chung | 75 |
| - Được bảo vệ | 75 |
| • Giếng đứng | 50 |
| • Đúc trong lỗ khoan bằng ống đổ bê tông trong nước hoặc vữa sét | 75 |

5.12.4. LỚP BỌC BẢO VỆ

Bảo vệ chống Clorua ăn mòn có thể dùng theo cách bọc êpôxy hoặc mạ thanh cốt thép, ống bọc kéo sau và phần kim khí của neo, bọc êpôxy cho tạo cáp dự ứng lực. Lớp phủ đối với thép được bọc êpôxy có thể lấy theo trị số ở Bảng 5.12.3-1 đối với sự lộ bên trong.

5.12.5. BẢO VỆ CÁC BÓ TẠO CÁP DỰ ỨNG LỰC

Ống bọc cho các bó tạo cáp kéo sau đặt bên trong, được thiết kế theo sức kháng dính bám, phải được phun vữa sau khi tạo ứng suất. Các bó tạo cáp khác phải được thường xuyên bảo vệ chống ăn mòn và các chi tiết bảo vệ phải được thể hiện trong tài liệu hợp đồng.

5.13. CÁC CẤU KIỆN RIÊNG BIỆT

5.13.1. BẢN MẶT CẦU

Các yêu cầu đối với bản mặt cầu, phụ thêm với yêu cầu quy định trong Phần 5, phải theo quy định trong Phần 9.

5.13.2. VÁCH NGĂN, DẦM CAO, DẦM HẰNG NGẮN, DẦM CHÌA VÀ GỜ DẦM KHẮC

5.13.2.1. Tổng quát

Các vách ngăn, dầm hằng ngắn, dầm chìa, gờ dầm khắc và các cấu kiện cao khác chủ yếu chịu cắt và xoắn và chiều cao là tương đối lớn so với nhịp của chúng phải thiết kế theo quy định ở đây.

Các dầm cao phải được phân tích và thiết kế theo mô hình chống-và-giằng được quy định trong Điều 5.6.3. hoặc lý thuyết được thừa nhận khác.

5.13.2.2. Vách ngăn

Trừ khi có quy định khác, các vách ngăn phải được bố trí tại các mố cầu, trụ và các mối nối chốt để chịu các lực bên và truyền các tải trọng tới các điểm gối đỡ.

Các vách ngăn ở giữa có thể được dùng giữa các dầm trong hệ đường cong hoặc ở nơi cần thiết để tạo sức kháng xoắn và để đỡ mặt cầu tại các điểm không liên tục hoặc tại các điểm giao tạo góc trong dầm.

Đối với các dầm hộp cong, có bán kính phía trong nhỏ hơn 240 000 mm và đối với các dầm hộp mở rộng phải dùng các vách ngăn trung gian.

Các vách ngăn có thể được bỏ qua, khi các thử nghiệm hoặc phân tích về mặt kết cấu chứng tỏ chúng là không cần thiết.

Các vách ngăn phải được thiết kế bằng phương pháp dùng mô hình chống-và-giằng ở nơi thích hợp.

Trong các cầu có các vách ngăn được kéo sau, phải giằng chắc chắn các bó thép của vách ngăn vào trong các vách ngăn bằng cốt thép thường có dính bám để chống lại các lực gây ra bởi bó thép tại các góc của phân lỗ trống trong các vách ngăn

5.13.2.3. Các yêu cầu chi tiết đối với dầm cao

Sức kháng kéo tính toán, N_R tính theo N , của một cặp thanh cốt thép ngang phải thỏa mãn :

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0,83 b_v s \quad (5.13.2.3-1)$$

trong đó :

- b_v = bề rộng sườn (mm)
- f_y = cường độ chảy của cốt thép (MPa)
- A_s = diện tích cốt thép trong khoảng cách s (mm²)
- ϕ = hệ số sức kháng được quy định trong Điều 5.5.4.2.
- s = khoảng cách cốt thép (mm)

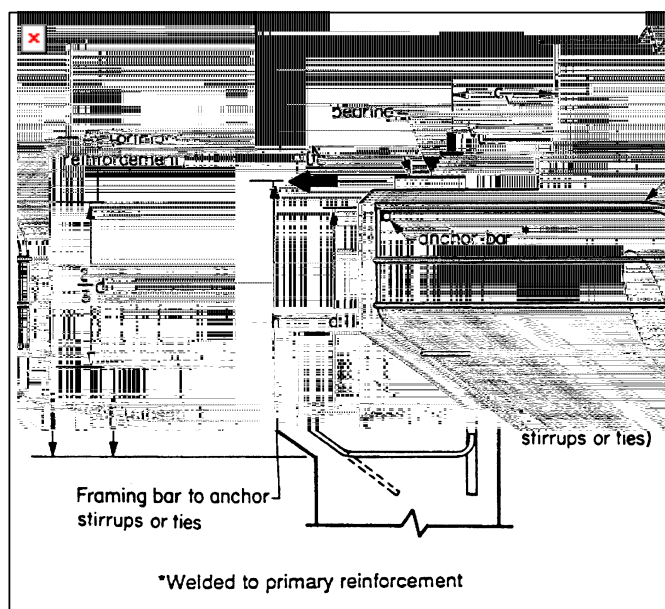
Khoảng cách cốt thép ngang, s , phải không vượt quá hoặc $d/4$ hoặc 300 mm.

Các thanh cốt thép dọc có dính bám sẽ được bố trí quá về mỗi phía của cấu kiện thẳng đứng theo từng cặp. Cường độ kháng kéo của cặp cốt thép dính bám không được nhỏ hơn trị số tính theo Phương trình 1. Khoảng cách thẳng đứng giữa mỗi cặp cốt thép, s , phải không vượt quá hoặc $d/3$ hoặc 300 mm. Đối với các bộ phận mà bề rộng nhỏ hơn 250 mm, một thanh cốt thép đơn lẻ đủ đảm bảo sức kháng kéo yêu cầu có thể được đặt để thay thế cho một cặp các thanh cốt thép dọc.

5.13.2.4. Dầm hẫng ngắn và dầm chìa

5.13.2.4.1 Tổng quát

Như đã chỉ ra trong Hình 1 dưới đây, các bộ phận được coi như là dầm hẫng ngắn hoặc dầm chìa khi a_v nhỏ hơn d . Nếu a_v lớn hơn d , bộ phận đó phải được thiết kế như một dầm hẫng.



Hình 5.13.2.4.1-1 - Ký hiệu

Mặt cắt tại mặt gối được thiết kế để chịu đồng thời lực cắt tính toán V_u , mô men tính toán $(V_u a_v + N_{uc}(h-d))$, và một lực kéo nằm ngang tính toán xảy ra đồng thời N_{uc} . Trừ khi thực hiện các biện pháp đặc biệt để ngăn ngừa lực kéo N_{uc} không phát triển, N_{uc} phải lấy không nhỏ hơn $0,2V_u$. N_{uc} phải được nhìn nhận như là một hoạt tải, ngay cả khi nó do từ biến, co ngót và thay đổi nhiệt độ gây ra.

Tỷ số thép A_s/bd tại mặt gối không được nhỏ hơn $0,04 f'_c / f_y$ với d được đo từ mặt gối.

Diện tích tổng cộng A_n của các cốt đai kín hoặc các giằng phải không nhỏ hơn 50% diện tích A_s của cốt thép giằng chịu kéo chủ. Các đai hoặc giằng phải phân bố đều trong đoạn $2/3$ chiều cao hữu hiệu kể với cốt thép chủ.

Tại mặt trước của dầm hẫng ngắn hoặc dầm chìa, cốt thép chủ chịu kéo phải được neo để phát triển tới cường độ chảy được quy định, f_y .

Diện tích gối đỡ trên dầm ngắn hoặc dầm chìa phải không nhô ra ngoài đoạn thẳng của các thanh kéo chủ hoặc xa mặt bên trong của bất kỳ thanh neo bên nào.

Chiều cao mép ngoài của diện tích gối đỡ không được nhỏ hơn nửa chiều cao tại mặt gối.

5.13.2.4.2. Lựa chọn mô hình chống-và-giằng

Mặt cắt tại mặt gối các dầm hẫng ngắn và dầm chìa có thể thiết kế phù hợp với hoặc mô hình chống-và-giằng được quy định trong Điều 5.6.3, hoặc các quy định của Điều 5.13.2.4.1, trừ khi:

- Thiết kế cốt thép cắt - ma sát, A_{vf} , để chịu lực cắt tính toán V_u , phải theo quy định ở Điều 5.8.4.
- Với bê tông tỷ trọng thông thường, lực kháng cắt danh định V_n , phải lấy theo số nhỏ hơn của :

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d_c \text{ và} \quad (5.13.2.4.2-1)$$

$$V_n = 5,5 b_w d_c \quad (5.13.2.4.2-2)$$

- Đối với tất cả các loại bê tông "tỷ trọng thấp" hoặc "tỷ trọng-cát thấp", sức kháng cắt danh định, V_n tính theo N , phải lấy theo số nhỏ hơn của :

$$V_n = (0,2 - 0,07 a_v/d) f'_c b_w d_c \quad (5.13.2.4.2-3)$$

$$V_n = (5,5 - 1,9 a_v/d_c) b_w d \quad (5.13.2.4.2-4)$$

- Cốt thép A_s để chịu ứng lực tính toán phải được xác định như đối với các bộ phận thông thường chịu uốn và tải trọng hướng trục.
- Diện tích cốt thép kéo chủ, A_s , không được nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0,667 A_{vf} + A_n \text{ , và} \quad (5.13.2.4.2-5)$$

- và diện tích các cốt đai hoặc giằng kín đặt bên trong khoảng cách bằng với $2 d_c/3$ từ cốt thép chủ không được nhỏ hơn :

$$A_n \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (5.13.2.4.2-6)$$

với

$$A_n = N_{uc} / \phi f_y \quad (5.13.2.4.2-7)$$

trong đó :

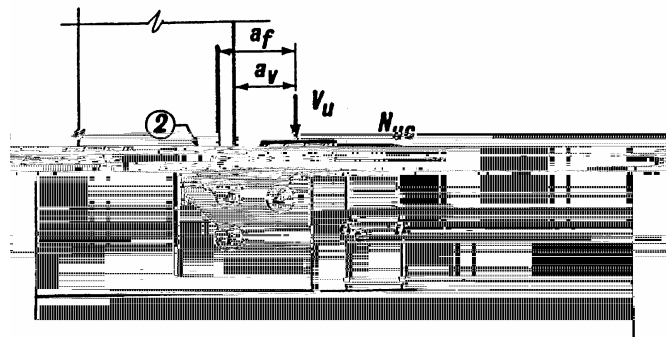
- b_w = bề rộng sườn (mm)
 d_c = chiều cao trọng tâm thép (mm)
 A_{vf} = diện tích thép chịu ma sát cắt (mm²).

5.13.2.5. Gờ dầm khác

5.13.2.5.1. Tổng quát

Gờ dầm khác như được minh họa trong Hình 1, phải chịu các ứng lực:

- Các lực uốn, cắt và nằm ngang tại vị trí của đường nút 1.
- Các lực kéo trong cấu kiện gối tại vị trí đường nút 2
- Lực cắt xuyên tại các điểm chịu tải trọng tại vị trí đường nút 3 và
- Lực ép mặt tại vị trí đường nút 4.



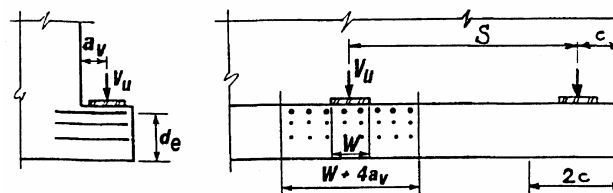
Hình 5.13.2.5.1-1- Ký hiệu và các vị trí có khả năng bị nứt đối với gờ dầm khác

Gờ dầm khác có thể thiết kế theo mô hình chống và giằng hoặc theo hướng dẫn của các Điều 5.13.2.5.2 tới 5.13.2.5.5

5.13.2.5.2. Thiết kế chịu lực cắt

Việc thiết kế các gờ dầm khác chịu cắt phải theo đúng các yêu cầu đối với ma sát cắt như được quy định trong Điều 5.8.4.

Chiều rộng của mặt bê tông được giả định tham gia vào lực kháng cắt phải không vượt quá S , hoặc $(W + 4a_v)$, hoặc $2c$, như được minh hoạ trong Hình 1.

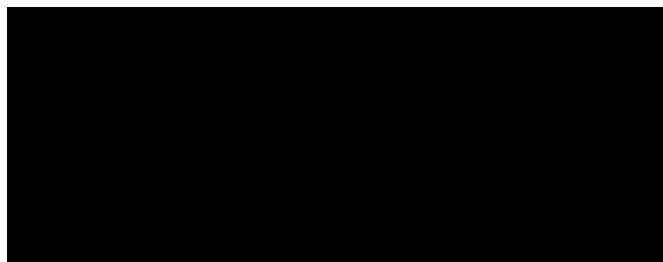


Hình 5.13.2.5.2-1 - Thiết kế gờ dầm khác chịu cắt

5.13.2.5.3. Thiết kế chịu uốn và lực nằm ngang

Tổng diện tích cốt thép chủ chịu kéo, A_s , phải thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.13.2.4.2.

Cốt thép chủ chịu kéo phải đặt theo các khoảng cách đều trong phạm vi $(W + 5a_v)$, hoặc $2c$, như được minh hoạ trong Hình 1, trừ khi là các bề rộng của các vùng này là không chồng lên nhau.



Hình 5.13.2.5.3-1 Thiết kế gờ dầm khác chịu lực uốn và lực nằm ngang

5.13.2.5.4. Thiết kế chống lực cắt xuyên

Các hình lăng trụ cột, được giả định như là các bề mặt phá hoại cắt xuyên, như minh họa trong Hình 1, phải không chồng lên nhau.

Lực kháng cắt xuyên danh định, V_n , tính bằng N (N), phải được lấy theo :

- Tại các tấm đệm phía trong :

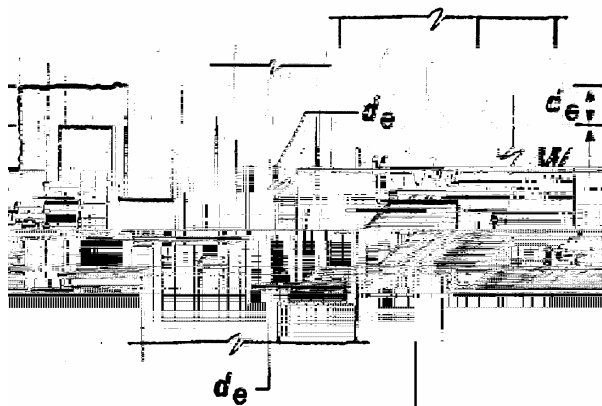
$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_e)d_e \quad (5.13.2.5.4-1)$$

- Tại các tấm đệm phía ngoài :

$$V_n = 0,328 (W + L + d_e)d_e \quad (5.13.2.5.4-2)$$

trong đó:

- f'_c = cường độ quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)
- W = bề rộng tấm gối hoặc đệm gối như được chỉ rõ trong Hình 1 (mm)
- L = chiều dài đệm gối như được chỉ rõ trong Hình 1 (mm)
- d_e = chiều sâu hữu hiệu từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm lực kéo (mm)



Hình 5.13.2.5.4-1 - Thiết kế gờ đệm khác chịu lực cắt xuyên

5.13.2.5.5. Thiết kế cốt thép treo

Cốt thép treo được quy định ở đây phải bố trí thêm với cốt thép chịu cắt nhỏ hơn yêu cầu trên một trong 2 mặt của phần lực dầm đang được đỡ.

Việc bố trí cốt thép treo, A_{hr} , ở các dầm gờ khác giản đơn phải theo như được chỉ ra trong Hình 1.

Trong Hình 1 dùng ký hiệu sức kháng cắt danh định, V_n theo N, đối với các dầm gờ khác giản đơn phải lấy như sau :

- Đối với trạng thái giới hạn sử dụng:

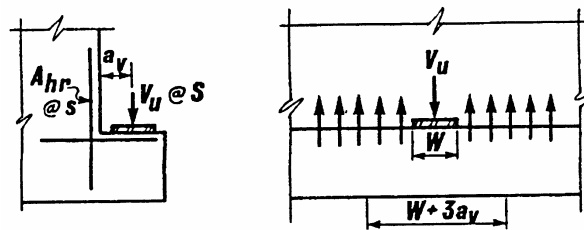
$$V_n = \frac{A_{hr}(0,5f_y)}{s}(w + 3a_v) \quad (5.13.2.5.5-1)$$

- Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$$V_n = \frac{A_{hr} f_y}{s} \cdot S \quad (5.13.2.5.5-2)$$

trong đó :

- A_{hr} = diện tích một chân của cốt thép treo như được minh hoạ trong Hình 1 (mm²)
 S = khoảng cách đặt gối (mm)
 s = khoảng cách các cốt treo (mm)
 f_y = cường độ chảy của cốt thép (MPa)
 a_v = khoảng cách từ mặt tường tới tải trọng như được minh hoạ trong Hình 1 (mm)



Hình 5.13.2.5.5-1 - Cốt thép treo đầm gờ khác đơn giản

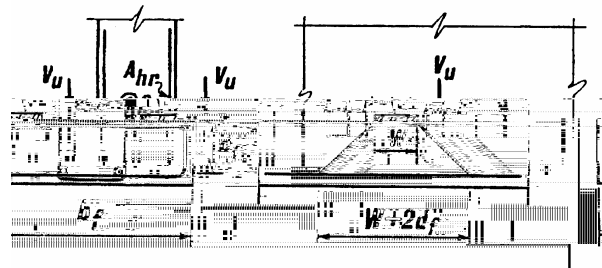
Sử dụng ký hiệu trong Hình 2, sức kháng cắt danh định của các gờ đầm khác T ngược phải là số nhỏ hơn của số được quy định theo Phương trình 2 và Phương trình 3.

$$V_n = (0,165 \sqrt{f'_c} b_f d_f) + \frac{A_{hr} f_y}{s} (W + 2d_f) \quad (5.13.2.5.5-3)$$

trong đó :

- d_f = khoảng cách từ đỉnh gờ khác tới cốt thép chịu nén như được minh hoạ trong Hình 2 (mm)

Khoảng cách tới mép giữa tấm đệm gối phía ngoài với đầu đầm T ngược không được nhỏ hơn d_f .



Hình 5.13.2.5.5-2 - Cốt thép treo đầm T ngược

Các đầm T ngược phải thoả mãn các quy định về mô men xoắn như được Quy định trong các Điều 5.8.3.6 và 5.8.2.1.

5.13.2.5.6. Thiết kế gối đỡ

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.7.5 để thiết kế các gối đỡ dầm khác.

5.13.3. ĐẾ MÓNG

5.13.3.1. Tổng quát

Phải áp dụng quy định này để thiết kế các đế móng riêng biệt, các đế móng tổ hợp và các đệm móng.

Với các đế móng đặt nghiêng hoặc có bậc, góc nghiêng hoặc chiều cao và vị trí của các bậc phải sao cho thỏa mãn các yêu cầu thiết kế tại mọi mặt cắt.

Các cột hoặc các trụ bằng bê tông có hình dạng tròn hoặc đa giác đều có thể được xử lý theo các câu kiện vuông có cùng diện tích với các mặt cắt nguy hiểm về mô-men, lực cắt và triển khai cốt thép trong các đế móng.

5.13.3.2. Tải trọng và phản lực

Sức kháng của vật liệu cọc dùng cho đế móng phải được lấy theo quy định trong Phần 10 "Nền móng".

Khi một đế móng riêng biệt đỡ một cột đơn, trụ hoặc tường, đế móng phải được giả định làm việc như một dầm hẫng. Khi đế móng đỡ nhiều hơn một cột, trụ hoặc tường, đế móng phải thiết kế theo các điều kiện thực tế về tính liên tục và sự kìm hãm.

Trừ khi có quy định về sử dụng thiết bị đặc biệt nhằm đảm bảo cho việc đóng cọc được chính xác, khi thiết kế đế móng phải giả định là các cọc đóng riêng lẻ có thể lệch ra khỏi vị trí thiết kế trong đế móng 150 mm hoặc 1/4 đường kính cọc, và tâm của nhóm cọc có thể lệch khỏi vị trí thiết kế là 75 mm. Với các giá đỡ, các tài liệu hợp đồng có thể yêu cầu sai số vị trí cọc là 50 mm, trong trường hợp này về mặt thiết kế trị số đó nên được xét tới.

5.13.3.3. Hệ số sức kháng

Để xác định kích thước đế móng và số lượng cọc, các hệ số sức kháng, ϕ , đối với áp lực đỡ của đất và đối với sức kháng của cọc là hàm số của đất phải lấy theo quy định ở Phần 10.

5.13.3.4. Mô men trong đế móng

Mặt cắt chịu uốn nguy hiểm phải lấy tại mặt cột, trụ hoặc tường. Trong trường hợp các cột không phải là hình chữ nhật, mặt cắt nguy hiểm phải lấy tại cạnh hình chữ nhật đồng tâm có diện tích tương đương. Với các đế móng nằm dưới các tường nề, mặt cắt nguy hiểm phải lấy ở giữa đoạn từ điểm giữa tường tới mép tường. Với các đế móng nằm dưới các đế cột kim loại, mặt cắt nguy hiểm phải lấy ở điểm giữa đoạn từ mặt cột tới mép của đế kim loại.

5.13.3.5. Phân bố cốt thép chịu mômen

Trong các đế móng vuông một chiều hoặc hai chiều, cốt thép phải được phân bố đồng đều qua toàn bộ đế móng.

Các hướng dẫn sau đây áp dụng cho việc phân bố cốt thép trong các đế móng chữ nhật 2 chiều.

- Trong phương của cạnh dài, cốt thép phải phân bố đồng đều qua toàn bộ chiều rộng đế móng
- Trong phương của cạnh ngắn, một phần trong toàn bộ cốt thép cho bởi Phương trình 1, phải phân bố đồng đều trên một dải chiều rộng bằng với chiều dài của cạnh ngắn và có tâm nằm trên đường tìm của cột hoặc trụ. Phần còn lại của cốt thép cần thiết trong phương ngắn phải phân bố đồng đều phía ngoài bề rộng dải ở giữa đế móng. Diện tích cốt thép bên trong chiều rộng dải phải thoả mãn Phương trình 1.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (5.13.3.5-1)$$

trong đó :

- β = tỷ số của cạnh dài so với cạnh ngắn của đế móng
 A_{s-BW} = diện tích cốt thép trong chiều rộng dải (mm^2).
 A_{s-SD} = tổng diện tích cốt thép trong phương ngắn (mm^2)

5.13.3.6. Lực cắt trong bản và đế móng

5.13.3.6.1. Các mặt cắt nguy hiểm về lực cắt

Khi xác định sức kháng cắt của các bản và các đế móng ở sát các tải trọng tập trung hoặc các phản lực, phải lấy điều kiện nguy hiểm nhất trong số những điều kiện nêu dưới đây làm điều kiện khống chế:

- Kết cấu tác động một chiều: Có mặt cắt nguy hiểm trải dài trong mặt phẳng đi qua toàn bộ bề rộng và đặt ở vị trí có khoảng cách được lấy bằng:
 - + "d" tính từ mặt tải trọng tập trung hay phần diện tích phản lực, hoặc tính từ chỗ có sự thay đổi đột ngột nào đó về chiều dày bản ở đó tải trọng gây ra nén ở phía trên của mặt cắt.
 - + ở mặt tải trọng tập trung hay phần diện tích phản lực tại đó tải trọng gây ra kéo ở phía trên của mặt cắt. Trong đó "d" lấy bằng chiều dày toàn phần của bản hay đế móng.
- Kết cấu tác động hai chiều: Có mặt cắt nguy hiểm thẳng góc với mặt phẳng bản và đặt ở vị trí sao cho chu vi của nó, b_o , là nhỏ nhất. nhưng không gần hơn 0,5d so với chu vi của tải trọng tập trung hay diện tích phản lực.
- Khi bề dày bản thay đổi, các mặt cắt nguy hiểm đặt ở khoảng cách không gần hơn 0,5 d tính từ nơi có sự thay đổi nào đó về chiều dày bản và ở vị trí sao cho chu vi b_o là nhỏ nhất.

Nếu có một phần của cọc nằm trong mặt cắt nguy hiểm thì phải xét tải trọng cọc là phân bố đều trên toàn chiều rộng hay đường kính của cọc, đồng thời phải đưa phần tải trọng nằm ngoài mặt cắt nguy hiểm vào trong tính toán lực cắt đối với mặt cắt nguy hiểm .

5.13.3.6.2. Tác động một hướng

Sức kháng cắt của đế móng hoặc bản chịu tác động một hướng phải thoả mãn các yêu cầu quy định trong Điều 5.8.3, không kể đối với các cống dưới nền đắp 600 mm hoặc lớn hơn phải dùng quy định của Điều 5.14.5.3.

5.13.3.6.3. Tác động hai hướng

Sức kháng cắt danh định, V_n , tính bằng N, đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang chịu tác động hai hướng của bê tông phải lấy như sau :

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-1)$$

trong đó :

β_c = tỷ số cạnh dài trên cạnh ngắn của hình chữ nhật mà qua đó tải trọng tập trung hoặc phản lực được truyền tới.

b_o = chu vi của mặt cắt nguy hiểm (mm)

d_v = chiều cao chịu cắt hữu hiệu (mm)

Khi $V_u > \phi V_n$ cốt thép chịu cắt phải được thêm vào để phù hợp với Điều 5.8.3.3, với góc $\theta = 45^\circ$.

Đối với các mặt cắt có cốt thép ngang chịu tác động hai hướng, sức kháng cắt danh định, tính bằng N, phải lấy theo :

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,504 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-2)$$

trong đó :

$$V_c = 0,166 \sqrt{f'_c} b_o d_v, \text{ và} \quad (5.13.3.6.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (5.13.3.6.3-4)$$

5.13.3.7. Triển khai cốt thép

Phải áp dụng quy định của Điều 5.11 đối với việc khai triển cốt thép trong các bản và các đế móng. Các mặt cắt nguy hiểm đối với việc khai triển cốt thép phải được giả định tại cùng các vị trí như đã quy định trong Điều 5.13.3.4 và tại tất cả các mặt phẳng thẳng đứng khác, tại đó xảy ra sự thay đổi về mặt cắt hoặc cốt thép.

5.13.3.8. Truyền lực tại chân cột

Tất cả các lực và mô men tác dụng ở đáy cột hoặc trụ phải được truyền tới mặt trên của đế móng bằng cách gối lên bê tông và truyền qua cốt thép. ép mặt lên bê tông tại bề mặt tiếp xúc giữa cấu kiện đỡ và cấu kiện bị đỡ không được vượt quá cường độ đỡ tựa của bê tông đối với mỗi bề mặt quy định trong Điều 5.7.5.

Các lực bên phải được truyền từ trụ tới đế móng theo các quy định truyền lực cắt trong Điều 5.8.4.

Cốt thép phải được bố trí qua mặt tiếp xúc giữa cấu kiện đỡ và cấu kiện bị đỡ, hoặc bằng cách kéo dài cốt thép dọc chủ của cột hoặc tường vào trong đế móng, hoặc dùng các chốt hoặc các bu lông neo.

Khi đặt cốt thép ngang qua mặt tiếp xúc phải thoả mãn các điều sau :

- Toàn bộ các tác động lực vượt qua cường độ đỡ tựa của bê tông trong cấu kiện đỡ hoặc bị đỡ phải được truyền bởi cốt thép;

- Nếu các tổ hợp tải trọng dẫn tới lực nhỏ, toàn bộ lực kéo phải do cốt thép chịu, và
- Diện tích cốt thép không được nhỏ hơn 0,5% tổng diện tích của cấu kiện bị đỡ, và số lượng các thanh không được nhỏ hơn 4.

Đường kính của các chốt, nếu sử dụng, không được vượt quá đường kính cốt thép dọc là 3,8 mm.

Tại các đế móng, chỉ khi nén, cốt thép dọc chủ của cột số No.43 và No.57 có thể được nối chồng với các chốt đế móng để tạo ra diện tích yêu cầu. Các chốt không được lớn hơn số No.36 và phải kéo dài vào trong cột một đoạn không nhỏ hơn chiều dài khai triển của các thanh No.43 và No.57 hoặc chiều dài nối của các chốt, và đi vào trong đế móng một đoạn không nhỏ hơn chiều dài khai triển của các chốt.

5.13.4. CỌC BÊ TÔNG

5.13.4.1. Tổng quát

Toàn bộ các tải trọng do đế móng phải chịu và trọng lượng bản thân của đế móng phải giả định truyền cho các cọc chịu. Các cọc được hạ bằng phương pháp đóng phải được thiết kế để chịu được các lực đóng và vận chuyển. Cọc đúc sẵn cần được thiết kế với trọng lượng bản thân không nhỏ hơn 1,5 lần trọng lượng bản thân cọc khi vận chuyển và lắp dựng.

Bất kỳ đoạn cọc nào khi tựa ngang đủ để chống lại sự oằn không thể xảy ra tại mọi lúc, phải được thiết kế như là cọc.

Các điểm hoặc các vùng ngàm chống lại các tải trọng ngang và mô-men phải được xác định theo sự phân tích các tính chất của đất như đã được quy định trong Điều 10.7.4.2.

Các cọc bê tông phải được chôn sâu vào trong đế móng hoặc các mũ cọc như được quy định trong Điều 10.7.1.5. Cốt thép neo phải là cốt thép cọc kéo dài hoặc dùng chốt thép. Các lực nhỏ hoặc các ứng suất do uốn gây ra phải do cốt thép chịu. Tỷ lệ cốt thép để neo không được nhỏ hơn 0,005 và số thanh neo không được nhỏ hơn 4. Cốt thép phải được kéo dài đủ để chịu một lực bằng $1,25 f_y A_s$.

Ngoài các yêu cầu quy định trong các Điều từ 5.13.4.1 tới 5.13.4.5, các cọc sử dụng trong các vùng có động đất còn phải tuân thủ đúng các yêu cầu quy định trong Điều 5.13.4.6

5.13.4.2. Các mối nối

Các mối nối của các cọc bê tông phải triển khai sức kháng dọc trục, uốn, cắt và xoắn của cọc. Các chi tiết mối nối cọc phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng.

5.13.4.3. Cọc bê tông đúc sẵn

5.13.4.3.1. Kích thước cọc

Các cọc bê tông đúc sẵn có thể có mặt cắt đều đặn hoặc thon. Các cọc dạng thon không được dùng để làm giàn giáo, trừ khi là đoạn đó nằm dưới đất hoặc ở bất kỳ vị trí nào mà các cọc làm việc như là các cột.

Khi các cọc bê tông không tiếp xúc với nước chứa muối, các cọc phải có diện tích mặt cắt ngang đo ở phía trên đoạn thon không nhỏ hơn $90\,000\text{ mm}^2$. Các cọc bê tông sử dụng trong nước chứa muối phải có diện tích mặt cắt ngang không nhỏ hơn $142\,000\text{ mm}^2$. Các góc của mặt cắt hình chữ nhật phải được vát góc.

Đường kính của các cọc dạng thon được đo từ điểm không nhỏ hơn 200 mm lên phía trên 600 mm cho tất cả các mặt cắt ngang, đường kính phải được xem như kích thước nhỏ nhất qua tim mặt cắt ngang.

5.13.4.3.2. Cốt thép

Cốt thép dọc phải có không ít hơn 4 thanh đặt theo các khoảng cách đều đặn xung quanh chu vi cọc. Diện tích cốt thép không được nhỏ hơn 1,5% diện tích mặt cắt ngang toàn bộ bê tông đo bên trên điểm thon.

Toàn bộ chiều dài của cốt thép dọc phải được bọc bằng cốt thép xoắn hoặc đai tương đương. Cốt thép xoắn phải lấy theo như quy định trong Điều 5.13.4.4.3.

5.13.4.4. Cọc bê tông dự ứng lực đúc sẵn

5.13.4.4.1. Kích thước cọc

Các cọc bê tông dự ứng lực đúc sẵn có thể là hình bát giác, vuông hoặc tròn và phải tuân thủ theo các kích thước tối thiểu như quy định trong Điều 5.13.4.3.1.

Các cọc bê tông dự ứng lực có thể là đặc hoặc rỗng. Đối với các cọc rỗng, phải thực hiện các biện pháp phòng ngừa, như là sự thoát hơi, để ngăn ngừa cọc bị vỡ do áp lực nước bên trong trong khi đóng, hoặc áp lực hơi ga do sự phân huỷ vật liệu làm cọc hình thành lỗ rỗng.

Chiều dày vách cọc tròn rỗng không được nhỏ hơn 125 mm

5.13.4.4.2. Chất lượng bê tông

Cường độ chịu nén của cọc khi đóng không được nhỏ hơn 35 MPa. Bê tông cuốn khí phải được dùng ở các cọc chịu ướt và khô.

5.13.4.4.3. Cốt thép

Trừ khi Chủ đầu tư có quy định khác, các tào cáp dự ứng lực nên được đặt và tạo ứng suất sao cho ứng suất nén đồng đều trên mặt cắt ngang cọc, và sau tổn thất ứng suất nén không được nhỏ hơn 5 MPa.

Chiều dài toàn bộ của các tào cáp dự ứng lực phải được bao bởi cốt thép xoắn như sau :

Với các cọc có đường kính không lớn hơn 600 mm :

- Sợi xoắn không nhỏ hơn MW 25,
- Cốt xoắn tại các đầu cọc có bước xoắn 75mm cho xấp xỉ 16 vòng,
- Đoạn đầu cọc 150mm có 5 vòng thêm với bước cốt xoắn 25mm, và
- Đối với các đoạn còn lại của cọc, các tào được bao bởi cốt thép xoắn có bước xoắn không lớn hơn 150 mm.

Với các cọc có đường kính lớn hơn 600 mm :

- Sợi xoắn không nhỏ hơn MW 26,
- Cốt thép xoắn tại đầu các cọc có bước xoắn 50 mm cho xấp xỉ 16 vòng,
- Đoạn đầu cọc 150 mm có thêm 4 vòng thép xoắn với bước 38 mm, và
- Đối với phần cọc còn lại, các tao cáp được bao bởi cốt thép xoắn có bước xoắn không lớn hơn 100 mm.

5.13.4.5. Cọc đúc tại chỗ

Các cọc đúc trong lỗ khoan có thể được sử dụng khi các điều kiện về đất cho phép.

Các vỏ thép dùng cho các cọc đúc tại chỗ phải có đủ độ dày và cường độ để duy trì hình dạng cọc và để chúng tỏ là không có các cong vênh nghiêm trọng trong khi đóng hoặc sau khi vỏ thép của cọc kề bên được đóng xong và lõi đóng, nếu có, được kéo lên. Các tài liệu hợp đồng phải quy định là phương án thiết kế vỏ thép cần phải có sự chấp nhận của kỹ sư trước khi bất kỳ một sự đóng nào được thực hiện.

5.13.4.5.1. Các kích thước cọc

Các cọc bê tông đúc tại chỗ có thể có mặt cắt đều đặn hoặc có thể có dạng thon trên một đoạn bất kỳ nếu đúc trong các vỏ ống thép hoặc có mở rộng ở chân nếu đúc trong các lỗ hoặc giếng khoan.

Diện tích chân cọc nhỏ nhất phải là 64 500 mm². Diện tích mặt cắt ngang ở mũi cọc ít nhất phải là 32300 mm². Với các đoạn kéo dài phía trên chân cọc, kích thước nhỏ nhất phải lấy theo quy định đối với cọc đúc sẵn trong Điều 5.13.4.3.

5.13.4.5.2. Cốt thép

Diện tích cốt thép dọc không được nhỏ hơn 0,8% của A_g, với cốt thép xoắn không nhỏ hơn MW 25, và bước xoắn 150 mm. Cốt thép phải được kéo dài thêm 3000 mm xuống phía dưới mặt phẳng mà tại đó địa chất cho lực kháng bên đầy đủ.

Vỏ ống thép có chiều dày lớn hơn 3 mm, có thể được xem như là một phần của cốt thép. Trong các môi trường xâm thực, khi xác định sức kháng, chiều dày của vỏ ống phải được giảm ít nhất là 1,5 mm.

5.13.4.6. Các yêu cầu về động đất

5.13.4.6.1. Vùng 1

Với vùng 1 không cần thiết xem xét các quy định thiết kế phụ thêm.

5.13.4.6.2. Vùng 2

5.13.4.6.2a. Tổng quát

Các cọc dùng trong các kết cấu tại vùng 2 có thể dùng để chịu cả hai loại tải trọng dọc trục và tải trọng ngang. Chiều sâu tối thiểu về độ chôn sâu và sức kháng dọc trục và ngang của cọc yêu cầu đối với các tải trọng động đất phải được xác định theo các tiêu chuẩn thiết kế được thiết lập theo các khảo sát điều tra địa chất riêng và địa kỹ thuật tại vị trí công trình.

Các cọc bê tông phải được neo vào bệ cọc hoặc mũ cọc bằng cách chôn sâu cốt thép hoặc bằng các neo để chịu lực nhỏ. Chiều dài chôn sâu phải không được nhỏ hơn chiều dài khai triển yêu cầu của cốt thép quy định trong Điều 5.11.2.

Các cọc ống nhồi bê tông phải được neo với các chốt thép theo quy định trong Điều 5.13.4.1 với tỷ lệ thép nhỏ nhất là 0,01. Các chốt phải được chôn sâu theo yêu cầu của các cọc bê tông. Các cọc gỗ và thép, bao gồm các cọc ống không được nhồi, phải bố trí các thiết bị neo để tăng các lực chống nhổ. Lực nhổ phải lấy không nhỏ hơn 10% của sức kháng nén dọc trục tính toán của cọc.

5.13.4.6.2b. Cọc đúc tại chỗ

Đối với các cọc đúc tại chỗ, cốt thép dọc phải được bố trí ở đầu trên cọc trong một đoạn dài không nhỏ hơn hoặc là một phần ba chiều dài cọc hoặc 2400 mm, với tỷ lệ thép tối thiểu là 0,005 và bằng ít nhất là 4 thanh. Cốt thép xoắn hoặc đai tương đương phải dùng các thanh không nhỏ hơn No.10 và đặt cách khoảng không quá 225 mm, ngoại trừ đoạn chiều dài không nhỏ hơn 600 mm hoặc 1,5 lần đường kính cọc phía dưới cốt thép mũ ngoại cọc các khoảng cách không được vượt quá 75 mm.

5.13.4.6.2c. Cọc có cốt thép thường đúc sẵn (cọc BTCT đúc sẵn)

Với các cọc có cốt thép thường đúc sẵn, cốt thép dọc không được nhỏ hơn 1% diện tích mặt cắt ngang, được bố trí bằng ít nhất 4 thanh. Cốt thép xoắn hoặc các cốt đai tương đương không được nhỏ hơn các thanh No.10, được bố trí theo các khoảng cách không vượt quá 225 mm, trừ khoảng cách 75 mm được dùng trong vùng chiều dài tăng cường, không nhỏ hơn 600 mm hoặc 1,5 lần đường kính các cọc bên dưới cốt thép mũ cọc.

5.13.4.6.2d. Cọc dự ứng lực đúc sẵn

Đối với các cọc dự ứng lực đúc sẵn, các cốt đai phải tuân thủ theo các yêu cầu của các cọc đúc sẵn, như được quy định trong Điều 5.13.4.6.2c.

5.13.4.6.3. Vùng 3

5.13.4.6.3a. Tổng quát

Ngoài việc thêm các yêu cầu như quy định đối với vùng 2, các cọc trong vùng 3 phải tuân thủ theo quy định ở đây.

5.13.4.6.3b. Chiều dài bó tăng cường

Đầu trên của mỗi cọc phải bố trí cốt thép và được bó tăng cường như là vùng có khả năng hình thành khớp dẻo, trừ khi tại đó có thể được đảm bảo là không có khả năng xảy ra bất kỳ độ võng bên đáng kể nào của cọc. Vùng có thể có khớp dẻo phải kéo dài từ mặt dưới của mũ cọc đến một chiều dài không nhỏ hơn 2 lần các đường kính cọc hoặc 600mm. Nếu khi phân tích cầu và hệ cọc thấy rằng có thể hình thành khớp dẻo ở cao độ thấp hơn, chiều dài tăng cường với cốt thép ngang quy định và bước cốt thép gần hơn phải kéo dài tới đó, theo như quy định ở Điều 5.13.4.6.2.

5.13.4.6.3c. Tỷ lệ thể tích đối với vùng tăng cường

Tỷ lệ cốt đai trong chiều dài vùng tăng cường phải lấy theo các cột như được quy định trong Điều 5.10.11.4.1d.

5.13.4.6.3d. Cọc đúc tại chỗ

Đối với các cọc đúc tại chỗ, thép dọc phải được bố trí trên suốt chiều dài cọc. Hai phần ba đầu trên của cọc, tỷ lệ thép dọc không được nhỏ hơn 0,75% và bố trí không ít hơn 4 thanh. Cốt thép xoắn hoặc các đai tương đương có đường kính không nhỏ hơn thanh No.10 phải bố trí theo bước khoảng cách 225 mm, ngoại trừ đoạn đầu cọc chiều dài không nhỏ hơn 1200 mm hoặc hai lần đường kính cọc bước khoảng cách là 75 mm và tỷ lệ theo thể tích và các chi tiết nối phải phù hợp với Điều 5.10.11.4.1d.

5.13.4.6.3e. Cọc đúc sẵn

Đối với các cọc đúc sẵn, các đai xoắn phải có đường kính không nhỏ hơn thanh số No.10 ở các bước khoảng cách 225 mm, trừ đoạn đầu 1200 mm, ở đó bước khoảng cách phải là 75 mm và tỷ lệ theo thể tích và các chi tiết nối phải phù hợp với điều 5.10.11.4.1d.

5.14. QUY ĐỊNH ĐỐI VỚI CÁC LOẠI KẾT CẤU

5.14.1. DẦM SÀN VÀ DẦM CHỦ

5.14.1.1. Tổng quát

Phải dùng các quy định ở đây để thiết kế các dầm sàn đúc tại chỗ và đúc sẵn và các dầm chủ có mặt cắt hình chữ nhật, I, T, T có bầu, T kép hình hộp mở hoặc kín.

Các dầm đúc sẵn có thể chịu các tải trọng nhất thời khi có hoặc không có mặt cầu đặt chồng lên trên. Khi sử dụng mặt cầu bê tông riêng biệt về kết cấu, nó phải được làm liên hợp với các dầm sàn đúc sẵn.

Chiều rộng bản cánh được xem là hữu hiệu trong chịu uốn phải lấy theo quy định trong Điều 4.6.2.6.

5.14.1.2. Dầm đúc sẵn

5.14.1.2.1. Các điều kiện trước khi sử dụng

Trong việc thiết kế các bộ phận bê tông đúc sẵn, phải xem xét toàn bộ việc đặt tải, các điều kiện hạn chế và không ổn định từ khi bắt đầu chế tạo tới khi hoàn thành kết cấu, bao gồm nhưng không bị giới hạn đối với việc dỡ ván khuôn, lưu kho, vận chuyển và lắp đặt. Đối với sự vận chuyển và lắp đặt, các bộ phận nên được thiết kế theo trọng lượng không nhỏ hơn 1,5 lần trọng lượng bản thân của nó.

Nếu có sự nguy hiểm đối với sự an toàn của bộ phận trong khi vận chuyển hoặc lắp đặt, các vị trí của các thanh chống đỡ tạm và các điểm chống tạm, sức kháng nhỏ nhất và độ cứng của chúng phải được chỉ rõ trong các tập tài liệu hợp đồng.

5.14.1.2.2. Các kích thước quá cỡ

Kích thước và trọng lượng lớn nhất của các cấu kiện đúc sẵn được đúc tại bãi đúc ngoài hiện trường phải phù hợp với sự hạn chế về vận chuyển tại địa phương.

Chiều dày của bất kỳ phần nào của nhịp dầm bê tông đúc sẵn không được nhỏ hơn :

| | |
|-------------------------|--------|
| Bản cánh trên | 50 mm |
| Sườn dầm, không kéo sau | 125 mm |
| Sườn dầm, kéo sau | 165 mm |
| Bản cánh dưới | 125 mm |

Các mối nối hiện trường có thể được sử dụng khi các cấu kiện đúc sẵn có chiều dài vượt quá chiều dài có thể vận chuyển được. Các mối nối lại này phải phù hợp với các quy định, hoặc trong Điều 5.14.1.2.6 hoặc trong Điều 5.14.2.4.2.

5.14.1.2.3. Các thiết bị cầu nhấc

Nếu có dự kiến đặt các neo dùng làm móc cầu được đúc vào phía trong mặt cấu kiện, sẽ phải lộ ra để nhìn, hoặc đối với các vật liệu bị ăn mòn ở kết cấu đã đúc xong, bất kỳ sự hạn chế về các vị trí của các thiết bị được chôn sâu để cầu, chiều sâu của việc đục bới và phương pháp nhồi các hốc sau khi đục bới phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng. Chiều sâu đục bới không được nhỏ hơn chiều dày lớp phủ yêu cầu đối với cốt thép.

5.14.1.2.4. Thiết kế chi tiết

Mọi chi tiết về cốt thép, liên kết, gối đỡ tựa, các kết cấu chèn hoặc neo đối với các vách ngang, lớp bảo vệ bê tông, các lỗ mở, các sai số về chế tạo và lắp đặt phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng. Với bất kỳ chi tiết nào dành cho sự lựa chọn của Nhà thầu, như là vật liệu và phương pháp dự ứng lực phải được yêu cầu đệ trình và xem xét các bản vẽ thi công.

5.14.1.2.5. Cường độ bê tông

Đối với bê tông đông cứng chậm, có thể sử dụng cường độ chịu nén ở tuổi 90 ngày cho toàn bộ các tổ hợp ứng suất xảy ra sau 90 ngày.

Đối với bê tông có tỷ trọng thông thường cường độ 90 ngày của các loại bê tông đông cứng chậm có thể được dự kiến theo 115% cường độ bê tông 28 ngày.

5.14.1.2.6. Các mối nối thi công hướng ngang

5.14.1.2.6a. Tổng quát

Các mối nối thi công ở trong nhịp phải là loại hoặc là đúc đối đầu hoặc là hợp long. Các mối nối tại các trụ phía trong cầu trong thi công liên tục phải là loại hợp long. Các mối nối loại đúc đối đầu phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.14.2.4.2. Đối với các dầm dự ứng lực, các mối nối thi công ở trong nhịp phải là loại kéo sau.

Nếu mối nối hợp long vượt quá 150 mm, mặt cắt mạ chịu nén của mối nối phải được gia cường để kiểm chế. Trình tự đổ bê tông hợp long và bản phải được quy định trong các tài liệu hợp đồng.

5.14.1.2.6b. Các mối nối thi công hữu hiệu hoàn toàn.

Các đoạn dầm bê tông đúc sẵn, có hoặc không có bản đúc tại chỗ, có thể thực hiện liên tục theo hướng dọc cho cả hai loại tải trọng tĩnh và hoạt với các sự tổ hợp của kéo sau và cốt thép.

Chiều rộng của mối nối hợp long giữa các đoạn bê tông đúc sẵn phải cho phép nối được thép để đảm bảo tính liên tục theo yêu cầu khi thiết kế, và để phù hợp với mối nối ống bọc kéo sau, nhưng không

được nhỏ hơn 300 mm khi mối nối được bố trí trong nhịp, và 100 mm tại trụ phía trong. Khi mối nối được đặt trong nhịp, cốt thép ở sườn các mối nối, A_s/s phải là số lớn hơn của cốt thép sườn của các dầm kê bên.

Trong trường hợp căng kéo sau theo nhiều giai đoạn, các đoạn của ống được bọc đối với các bó cáp được kéo trước khi cường độ chịu nén của bê tông bản đạt f'_{ci} , phải không được đặt trong bản.

5.14.1.2.7. Các cầu tổ hợp gồm các dầm đúc sẵn nhịp giản đơn được nối liên tục.

5.14.1.2.7a. Tổng quát

Các cầu gồm các dầm bê tông đúc sẵn và các bản bê tông đúc tại chỗ có thể được nối liên tục để chịu các hoạt tải bằng cách dùng bê tông hợp long đúc tại chỗ tại các vị trí trụ, với các cốt thép chịu kéo đặt trong bản, hoặc bằng cách đổ hợp long tại các vị trí khác. Tại các trụ bên trong, ở nơi các vách ngang có đổ hợp long, việc thiết kế có thể dựa trên cường độ bê tông của cầu kiện đúc sẵn.

5.14.1.2.7b. Cốt thép

Cốt thép dọc dùng để thực hiện hoặc góp phần vào việc nối liên tục các dầm đúc sẵn qua các trụ bên trong phải được neo vào trong các vùng của bản, vùng đó được chứng tỏ là không bị nứt tại các trạng thái giới hạn cường độ và phải thỏa mãn các yêu cầu theo quy định trong Điều 5.11.1.2.3. Neo cốt thép này phải đặt so le. Cốt thép dọc thông thường của bản có thể được dùng như là một phần của tổng số cốt thép yêu cầu.

5.14.1.2.7c. Mức độ liên tục tại các trạng thái giới hạn khác nhau

Nếu ứng suất tính toán tại đáy chỗ nối đối với tổ hợp của các tải trọng tĩnh xét kết hợp với tác động lún, từ biến, co ngót, 50% hoạt tải và gra-đi-en nhiệt là nén, khi có thể áp dụng được, mối nối có thể được coi như hữu hiệu đầy đủ.

Các kết cấu với các mối nối thi công hữu hiệu đầy đủ phải thiết kế theo các kết cấu liên tục hoàn toàn tại tất cả các trạng thái giới hạn đối với tất cả các tải trọng tác dụng sau khi hợp long.

Các kết cấu với các mối nối thi công hữu hiệu một phần tại các trụ phía trong phải thiết kế theo các kết cấu liên tục đối với các tải trọng tác dụng sau khi hợp long nhưng chỉ đối với các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt.

Khi sức kháng mô men âm tại mối nối ở trụ bên trong là nhỏ hơn tổng trị số yêu cầu, các sức kháng mô men dương ở các nhịp kê bên phải được tăng một cách thích hợp đối với mỗi trạng thái giới hạn xem xét.

5.14.1.2.8. Các mối nối thi công theo hướng dọc

Các mối nối thi công dọc giữa các bộ phận bê tông đúc sẵn chịu uốn phải có khoá được nhồi vữa không co ngót đạt cường độ chịu nén 35 MPa trong vòng 24 giờ. Chiều sâu khoá không được nhỏ hơn 165 mm.

Nếu các bộ phận được kéo ghép sau theo phương ngang, các bản cánh trên có thể được giả định tác động như một bản toàn khối, trừ thiết kế bản theo kinh nghiệm như quy định trong Điều 9.7.2 là không áp dụng được.

Trị số dự ứng lực hướng ngang có thể được xác định theo hoặc phương pháp dải hoặc phân tích 2 chiều. Dự ứng lực hướng ngang, sau mọi tổn thất, phải không nhỏ hơn 1,7 MPa truyền qua khoá. Trong đoạn cuối 900 mm ở đầu tự do, lực dự ứng lực hướng ngang phải lấy gấp đôi. Các bó cáp căng kéo sau hướng ngang phải ở vị trí tim khoá.

5.14.1.3. Các dầm tổ hợp, các dầm sàn mặt cắt hộp và dầm chữ T đúc tại chỗ

5.14.1.3.1. Chiều dày bản cánh và sườn

5.14.1.3.1a. Bản cánh trên

Chiều dày các bản cánh trên dùng để làm các bản mặt cầu phải :

- Được xác định theo Phần 9
- Theo yêu cầu bố trí neo và lớp phủ bê tông bảo vệ khi dùng dự ứng lực hướng ngang và
- Không nhỏ hơn 1/20 lần khoảng cách trống giữa các đường gờ, nách dầm hoặc sườn dầm, trừ khi hoặc các sườn ngang đặt theo các quãng cách bằng khoảng cách trống được dùng hoặc được bố trí dự ứng lực ngang.

5.14.1.3.1b. Bản cánh dưới

Chiều dày bản cánh dưới không được nhỏ hơn

- 140 mm,
- 1/16 khoảng cách trống giữa các đường gờ hoặc sườn dầm của các dầm hoặc dầm tổ hợp không dự ứng lực, hoặc
- 1/30 khoảng cách trống giữa các đường gờ, nách dầm hoặc sườn dầm đối với các dầm dự ứng lực trừ khi khoảng cách các sườn ngang bằng với khoảng cách trống được dùng.

5.14.1.3.1c. Sườn dầm

Chiều dày các sườn dầm phải xác định theo các yêu cầu đối với lực cắt, xoắn, lớp phủ bê tông và đổ bê tông.

Các thay đổi về chiều dày sườn dầm phải được vượt thon đều trong chiều dài nhỏ nhất bằng 12 lần hiệu số các bề dày sườn dầm.

5.14.1.3.2. Cốt thép

5.14.1.3.2a. Cốt thép bản mặt cầu của dầm T và dầm hộp đúc tại chỗ

Cốt thép bản mặt cầu của dầm T và dầm hộp đúc tại chỗ phải được xác định hoặc theo các phương pháp truyền thống hoặc theo các phương pháp kinh nghiệm như đã quy định trong Phần 9.

Khi bản mặt cầu không kéo xa ra khỏi khối sườn phía ngoài, ít nhất là 1/3 số cốt thép ngang của lớp đáy trong bản mặt cầu phải được kéo dài qua mặt ngoài của sườn ngoài và ngàm theo móc tiêu chuẩn 90°. Nếu bản kéo dài ra xa sườn ngoài, thì ít nhất 1/3 số cốt thép ngang ở lớp đáy phải được kéo dài vào trong phần hẫng của bản và phải có neo cách xa mặt ngoài của sườn không nhỏ hơn sức kháng được cung cấp bởi neo tiêu chuẩn.

5.14.1.3.2b. Cốt thép bản đáy trong dầm hộp đúc tại chỗ

Cốt thép phân bố đều, bằng 0,4% của diện tích bản cánh phải được đặt vào bản đáy song song với nhịp dầm hoặc theo các lớp đơn hoặc đôi. Khoảng cách các cốt thép này không được lớn hơn 450 mm.

Cốt thép phân bố đều, bằng 0,5% của diện tích mặt cắt bản, dựa trên chiều dày nhỏ nhất của bản phải được đặt ở bản đáy ngang với nhịp dầm. Các cốt thép này phải được phân bố trên cả 2 mặt với khoảng cách lớn nhất là 450 mm.

Tất cả cốt thép ngang trong bản đáy phải được kéo dài tới mặt ngoài của sườn ngoài trong mỗi nhóm và được neo bằng móc tiêu chuẩn 90°.

5.14.2. Thi công phân đoạn

5.14.2.1. Tổng quát

Các yêu cầu quy định ở đây phải bổ xung vào các yêu cầu của các phần khác của Bộ Tiêu chuẩn này đối với các kết cấu bê tông được thiết kế để thi công theo phương pháp phân đoạn.

Các quy định ở đây chỉ được áp dụng đối với việc thi công phân đoạn các kết cấu bê tông có tỷ trọng bình thường.

Phương pháp thi công được giả định trong thiết kế phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng. Các chống đỡ tạm thời yêu cầu trước khi đạt tới thời gian mà kết cấu hoặc bộ phận của nó có khả năng đỡ bản thân nó và các tải trọng tác dụng sau đó cũng phải được thể hiện trong các tài liệu hợp đồng.

Trong tài liệu hợp đồng phải nêu rõ các phương án về phương pháp thi công khác nhau được phép thực hiện và trách nhiệm của nhà thầu đối với các phương pháp đó nếu được chọn. Nếu nhà thầu có bất cứ thay đổi nào về phương pháp thi công hoặc thiết kế đều phải tuân thủ các yêu cầu của Điều 5.14.2.5.

5.14.2.2. Phân tích kết cấu các cầu phân đoạn

5.14.2.2.1. Tổng quát

Việc phân tích kết cấu đối với các cầu thi công theo phân đoạn phải tuân thủ theo các yêu cầu của Phần 4 và các quy định ở đây.

5.14.2.2.2. Phân tích kết cấu trong giai đoạn thi công

Để phân tích kết cấu trong giai đoạn thi công, các tổ hợp tải trọng thi công, các xem xét về các ứng suất và độ ổn định phải theo quy định trong Điều 5.14.2.3.

5.14.2.2.3. Phân tích hệ kết cấu cuối cùng

Hệ kết cấu cuối cùng phải được phân tích nhằm phân phối lại các tác động về lực ở giai đoạn thi công do các biến dạng bên trong và các thay đổi về các điều kiện gối đỡ và kiểm chế.

Các mối nối trong các dầm phân đoạn được làm liên tục bằng thép kéo sau không dính bám phải được xem xét đối với tác động đồng thời của lực dọc trục, mô-men và lực cắt có thể xảy ra tại mối nối. Các tác động lực này, khe hở của mối nối và diện tích tiếp xúc còn lại giữa các bộ phận phải được xác định theo sự xem xét tổng thể về ứng biến và biến dạng. Lực cắt chỉ được giả định truyền qua diện tích tiếp xúc.

5.14.2.3. Thiết kế

5.14.2.3.1. Các tải trọng

Các tải trọng thi công như đã quy định trong các Điều 5.14.2.3.2 tới 5.14.2.3.4 phải được xem xét đưa thêm vào các tải trọng quy định trong Phần 3.

5.14.2.3.2. Các tải trọng thi công

Các tải trọng thi công và các điều kiện giả định trong thiết kế dùng để xác định các kích thước mặt cắt, cốt thép, và các yêu cầu về dự ứng lực phải được chỉ rõ như là trị số cho phép tối đa trong các tài liệu hợp đồng thêm vào các tải trọng lắp dựng, bất kỳ các gối đỡ tạm thời hoặc giằng buộc được yêu cầu nào phải được hoặc định theo độ lớn hoặc được bao gồm như là một phần của thiết kế. Các lực hợp long chấp nhận được do các chỉnh lý sai lệch về định vị phải được thuyết minh. Sự cho phép thích đáng phải lập ra được đối với tất cả các tác động của bất kỳ các thay đổi của sơ đồ kết cấu tĩnh học trong khi thi công và việc áp dụng, các thay đổi hoặc tháo dỡ các điểm đỡ giả định tạm thời của thiết bị đặc biệt có xét đến các tác động lực dư, các biến dạng và các tác động gây ra ứng biến bất kỳ.

Các tải trọng thi công sau đây phải được xem xét.

- DC = Trọng lượng của kết cấu được đỡ.
- DIFF = Tải trọng chênh lệch, chỉ áp dụng cho thi công theo phương pháp cân bằng hằng, lấy bằng 2% tải trọng tĩnh tác dụng lên một cánh hằng (N)
- DW = Tĩnh tải giai đoạn II (N) hoặc (N/mm)
- CLL = Hoạt tải thi công phân bố: Bao gồm các phụ kiện thi công, máy móc và thiết bị khác, ngoài thiết bị lắp dựng chuyên dùng chủ yếu, được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa diện tích mặt sàn. Trong thi công hằng, tải trọng này được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một cánh hằng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên cánh kia. Đối với các cầu thi công theo phương pháp đúc đẩy, tải trọng này có thể bỏ qua (MPa).
- CE = Thiết bị thi công chuyên dùng : là tải trọng từ bất kỳ thiết bị chuyên dùng nào, bao gồm xe đúc, cần cẩu lao, dF và tời, dàn hoặc các kết cấu phụ chủ yếu tương tự, các xe tải chở phân đoạn và các tải trọng lớn nhất tác động vào kết cấu do thiết bị gây ra trong khi cầu các phân đoạn (N).
- IE = Là tải trọng động do thiết bị gây ra được xác định theo loại máy dự kiến (N)
- CLE = Tải trọng thiết bị thi công theo hướng dọc: Tải trọng theo hướng dọc từ thiết bị thi công (N).
- U = Không cân bằng phân đoạn : là tác động bất kỳ của các phân đoạn nào mất cân bằng hoặc điều kiện không bình thường khác khi phù hợp. Điều này chủ yếu áp dụng cho việc thi công hằng cân bằng nhưng có thể được mở rộng bao gồm bất kỳ trình tự cầu nhắc không bình thường nào, mà trình tự này không phải là đặc điểm chủ yếu của hệ thi công chung (N)

| | | |
|-----|---|---|
| WS | = | Tải trọng gió nằm ngang lên các kết cấu phù hợp với quy định của Phần 3 (MPa) |
| WE | = | Tải trọng gió nằm ngang tác động lên thiết bị lấy theo $4,8 \times 10^{-4}$ MPa của mặt lộ (MPa) |
| WUP | = | Lực nâng của gió trên một cánh hẫng : $2,4 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích mặt sàn đối với phương pháp thi công hẫng cân bằng được tác động chỉ trên một bên, trừ khi sự phân tích về các điều kiện tại chỗ hoặc hình dạng kết cấu là khác (MPa). |
| A | = | Trọng lượng tĩnh của phân đoạn đúc sẵn đang cầu (N) |
| AI | = | Đáp ứng động học do sự tháo hoặc đặt bất ngờ một tải trọng phân đoạn đúc sẵn, hoặc đặt đột ngột một tải trọng tĩnh khác được cộng thêm với tĩnh tải, được lấy bằng 100% của tải trọng A (N). |
| CR | = | Các tác động từ biển phù hợp với Điều 5.14.2.3.6. |
| SH | = | Co ngót phù hợp với Điều 5.14.2.3.6 và |
| T | = | Tác động nhiệt : Tổng các tác động do sự thay đổi nhiệt độ đồng đều (TU) và gra-đi-en nhiệt độ (TG) (độ) |

5.14.2.3.3. Các tổ hợp tải trọng thi công ở trạng thái giới hạn sử dụng

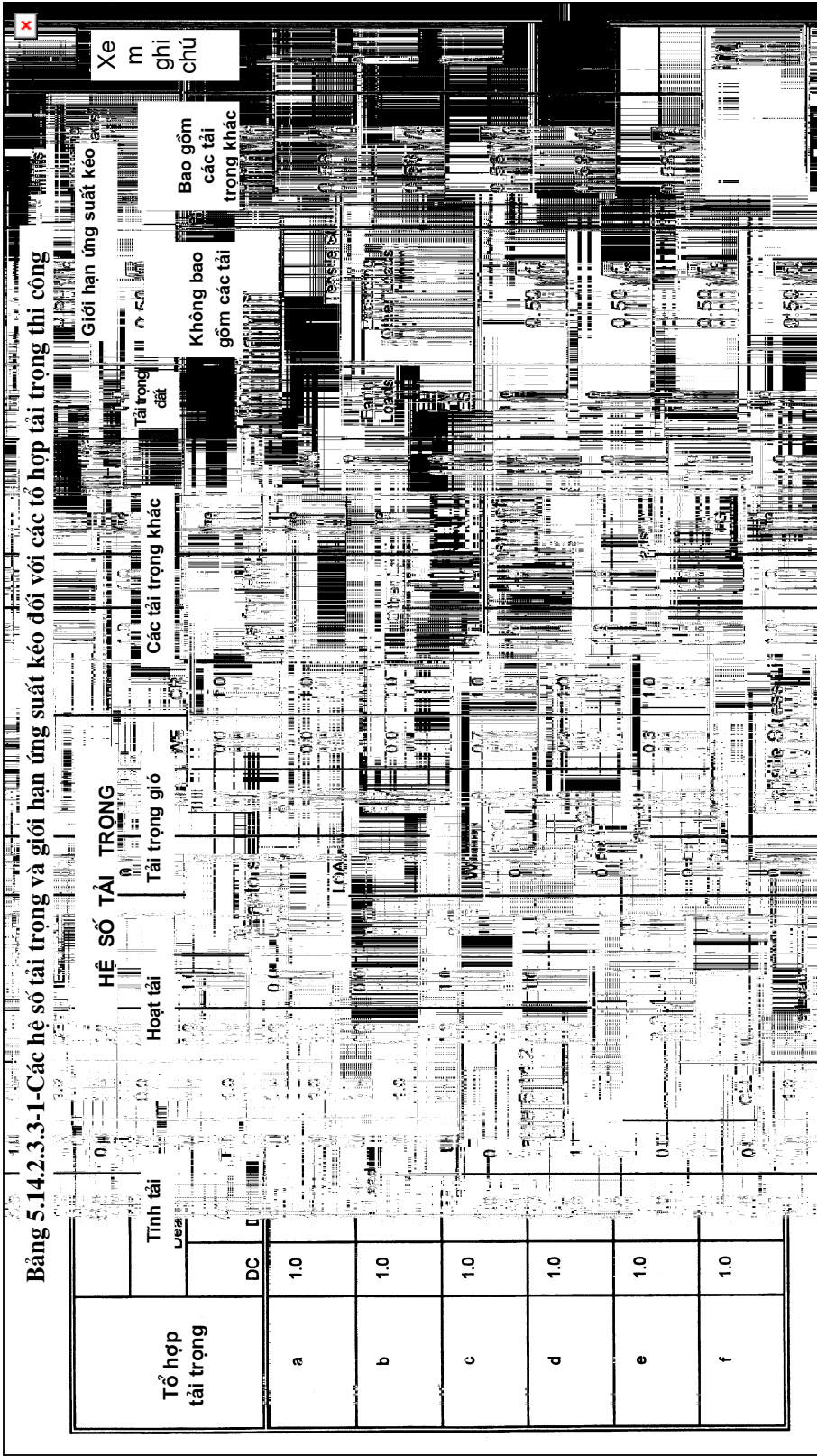
Phải xác định các ứng suất tại các trạng thái giới hạn sử dụng như được quy định trong Bảng 1, với bảng này dùng các ghi chú sau đây :

- Ghi chú 1 : thiết bị không làm việc
- Ghi chú 2 : lắp dựng bình thường, và
- Ghi chú 3 : di chuyển thiết bị.

Các ứng suất cho phép phải tuân thủ theo Điều 5.9.4.

Sự phân bố và áp dụng các tải trọng lắp dựng riêng biệt, thích hợp đối với giai đoạn thi công, phải được lựa chọn để tạo ra các tác động bất lợi nhất. ứng suất nén của bê tông do tải trọng thi công phải không được vượt quá $0,5 f'_c$, với f'_c là cường độ chịu nén tại lúc đặt tải trọng.

Các ứng suất kéo trong bê tông do các tải trọng thi công phải không vượt quá các trị số được quy định trong Bảng 1 trừ đối với các kết cấu có ít hơn 60% khả năng chịu kéo do các bó căng bên trong cung cấp và có các mối nối loại A, các ứng suất kéo không được vượt quá $0,25 \sqrt{f'_c}$. Đối với các kết cấu có các mối nối loại B, không cho phép có các ứng suất kéo.



5.14.2.3.4 - Các tổ hợp tải trọng thi công ở các trạng thái giới hạn cường độ

S_w S_w

Sức kháng tính toán của các bộ phận được xác định bằng cách dùng các hệ số sức kháng như được quy định trong Điều 5.5.4.2.2 phải không được nhỏ hơn là các yêu cầu theo các tổ hợp tải trọng tính toán sau đây :

- Đối với các tác động lực lớn nhất :

$$\sum \varphi F_u = 1,1(DL+DIFF) + 1,3CE + A + AI \quad (5.14.2.3.4-1)$$

- Đối với các tác động lực nhỏ nhất :

$$\sum \varphi F_u = DL + CE + A + AI \quad (5.14.2.3.4-2)$$

5.14.2.3.5. Các tác động nhiệt trong khi thi công

Các tác động nhiệt có thể xảy ra trong khi thi công cầu phải được xem xét.

Sự thay đổi nhiệt độ dùng cho các gối cầu và các khe có giãn phải được thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng.

5.14.2.3.6. Từ biến và co ngót.

Hệ số từ biến $\psi(t, t_1)$ phải được xác định hoặc theo Điều 5.4.2.3, hoặc bằng các thử nghiệm tổng hợp. Các ứng suất phải được xác định để phân bổ lại các ứng suất kiểm chế do từ biến và co ngót được dựa trên tiến trình thi công giả định theo thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng.

Để xác định các lực kéo sau cuối cùng, các mất mát dự ứng lực phải được tính toán theo tiến trình thi công được ghi trong các tài liệu hợp đồng.

5.14.2.3.7. Mất mát dự ứng lực

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.9.5.

5.14.2.3.8. Ống bọc và neo kéo sau dự phòng.

5.14.2.3.8a. Tổng quát

Các điều khoản điều chỉnh ứng lực để bù đối với các tổn thất không dự kiến, hoặc trong khi thi công hoặc ở lúc muộn hơn, các tải trọng tĩnh tương lai, khống chế về nứt và độ võng phải được xem xét. Khi các điều chỉnh như trên được xem là cần thiết, các yêu cầu theo quy định ở đây phải được thoả mãn.

5.14.2.3.8b. Các cầu có các ống bọc đặt bên trong

Đối với các cầu có các ống bọc đặt bên trong, neo dự phòng và dung lượng của ống dùng cho các bó tạo cáp chịu mômen âm và mô men dương được đặt đối xứng đối với tim cầu phải tạo ra được sự tăng thêm của lực kéo sau trong khi thi công đầu tiên. Tổng tiềm năng lực dự phòng của cả hai loại neo và ống bọc mô men dương và mô men âm không được nhỏ hơn 5% tổng các lực mô men dương và âm kéo sau. Các neo dùng cho các ứng lực trước dự phòng phải phân bố đều đặn qua 3 phân đoạn đặt dọc theo chiều dài cầu.

Mỗi sườn dầm phải bố trí ít nhất một ống bọc rỗng. Đối với các cầu liên tục, không cần sử dụng tới khả năng của các ống bọc và neo dự phòng chịu mô men dương trong phạm vi 25% chiều dài nhịp ở về hai phía của các gối đỡ ở trụ.

Bất kỳ ống bọc dự phòng nào không sử dụng để điều chỉnh lực kéo sau phải được bơm vữa vào cùng lúc với các ống bọc khác ở trong nhịp.

5.14.2.3.8c. Dự trù cho tải tương lai hoặc điều chỉnh độ võng

Phải có dự trù cho việc đưa vào và cho việc gắn neo qua các lỗ mở và các khối chuyển hướng để cho phép về sau bổ xung các bó tào cáp đặt bên ngoài không dính bám được chống ăn mòn và đặt bên trong mặt cắt hình hộp một cách đối xứng với tim cầu tạo lực kéo sau không nhỏ hơn 10% mô men dương và mô men âm.

5.14.2.3.9. Cách trình bày bản vẽ cáp kéo sau

5.14.2.3.9a. Tổng quát

Các tài liệu của hợp đồng phải theo một trong hai cách trình bày sau:

- Cách A: Có đầy đủ bản vẽ chi tiết về cấu tạo và kích thước bao gồm chiều dài phân đoạn, mối nối thi công, kích thước và quy cách bó thép, các lực kích, các chi tiết cấu tạo của thép không dự ứng lực, số liệu về độ võng ngược và một phương pháp thi công thống nhất.
- Cách B: Các bản vẽ trình bày kích thước bê tông, chiều dài phân đoạn, chi tiết cấu tạo của thép không dự ứng lực, các yêu cầu về độ lệch tâm trên các biểu đồ của lực và/hoặc mô-men sau khi mất mát ma sát ở thời điểm thi công, số liệu về độ võng ngược và một phương pháp thi công thống nhất.

5.14.2.3.9b. Lập các tài liệu hợp đồng theo cách A

Khi người kỹ sư lập một bộ tài liệu cho hợp đồng theo cách A, họ phải hoàn toàn chịu trách nhiệm về mọi thông tin được cung cấp trên bản vẽ, bao gồm sự chính xác về kích thước và không bị chồng chéo khi thi công. Người kỹ sư cũng phải chịu trách nhiệm về tính khả thi của các giai đoạn thi công mà thiết kế đã dựa vào.

Các tài liệu hợp đồng phải đủ giúp cho nhà thầu soát xét lại các kích thước của bó thép và sự bố trí trên các bản vẽ với điều kiện là các lực căng sau và mô-men do các lực căng sau nghĩa là các lực nhân với các độ lệch tâm, không nhỏ hơn các trị số được trình bày trong bản vẽ với đầy đủ chi tiết và không được lớn hơn 5% ở bất cứ mặt cắt nào. Trong trường hợp như thế, các tài liệu hợp đồng phải yêu cầu nhà thầu chuẩn bị các bản vẽ về kích thước và bố trí, xác định sự mất mát do ma sát ở thời điểm gây ứng lực và chịu trách nhiệm về các sửa đổi đó.

5.14.2.3.9c. Lập các tài liệu hợp đồng theo cách B

Khi người kỹ sư lập một bộ tài liệu hợp đồng theo cách B, kỹ sư phải chịu trách nhiệm về sự đầy đủ đối với toàn bộ kết cấu, bao gồm cả các giai đoạn thi công làm cơ sở cho việc thiết kế. Các tài liệu hợp đồng phải đủ để cho nhà thầu có thể chọn kích cỡ và bản vẽ bố trí các bó cáp. Trong các tài liệu hợp đồng phải yêu cầu nhà thầu đáp ứng biểu đồ mô-men do dự ứng lực sau khi mất mát do ma sát nhưng chưa tính co ngót, từ biến, tự chùng thép và không được vượt quá giá trị này trên 5%, nhà thầu phải chịu trách nhiệm hoàn toàn về việc chi tiết hoá bản vẽ bố trí bó thép và phải chịu trách nhiệm chuẩn bị các bản vẽ thi công chi tiết cho việc cắt, uốn cốt thép không dự ứng lực được chỉ rõ trong các tài liệu hợp đồng.

5.14.2.3.9d. Các bản vẽ thi công

Các bản vẽ thi công cho công việc căng sau và cho các cấu kiện chôn sẵn khác như các khe co giãn, các gối đỡ và các bu lông neo do nhà cung cấp giao phải được Kỹ sư kiểm tra lại và duyệt cho đúng với ý đồ của thiết kế và phù hợp với các bản vẽ thiết kế và các chỉ dẫn kỹ thuật. Trong trường hợp các tài liệu Hợp đồng được chuẩn bị theo cách A được điều chỉnh hoặc khi tài liệu hợp đồng không cung cấp thông tin chi tiết và kích thước như đối với các hợp đồng được chuẩn bị theo cách B thì nhà thầu phải chịu trách nhiệm bố trí tất cả các vật chôn sẵn và sửa chữa mọi sự chông chéo. Các bản vẽ bố trí căng sau, phải là bản vẽ quyết định việc bố trí cốt thép không dự ứng lực. Trong trường hợp cần thiết, vị trí của thép không dự ứng lực phải được điều chỉnh để không làm vướng các bó thép.

5.14.2.3.10. Kích thước và chi tiết mặt cắt ngang dầm hộp

5.14.2.3.10a. Bề dày tối thiểu của bản cánh dầm

Bề dày của bản cánh trên và bản cánh dưới không được nhỏ hơn bất kỳ trị số nào dưới đây:

- 1/30 khoảng cách tĩnh giữa các bản bụng dầm hoặc nách dầm. Nếu nhỏ hơn thì phải đặt thêm các vách ngang theo các khoảng cách bằng khoảng cách tĩnh giữa các bản bụng dầm hoặc nách dầm.
- Bề dày của bản cánh trên không được nhỏ hơn 225mm trong các vùng neo dùm cho việc căng sau theo phương ngang và không được nhỏ hơn 200mm ở bên ngoài vùng neo hoặc đối với các bản dự ứng lực. Phải dùm dự ứng lực sau hoặc trước theo phương ngang khi khoảng cách tĩnh giữa các bản bụng dầm hoặc nách dầm bằng hoặc lớn hơn 4500mm. Các bó thép dùm để căng trước theo phương ngang phải có đường kính bằng 12,7mm hoặc nhỏ hơn.

5.14.2.3.10b. Chiều dày tối thiểu của bản bụng dầm

Phải dùm các giá trị tối thiểu sau đây trừ trường hợp được chỉ dẫn khác trong tài liệu này:

- Các bản bụng dầm không có bó thép căng sau theo phương dọc hoặc phương đứng: 200mm
- Các bản bụng dầm chỉ dùm bó thép căng sau theo phương dọc (hoặc theo phương đứng): 300mm
- Các bản bụng dầm có bó thép căng theo cả hai hướng dọc và thẳng đứng: 375 mm.

Chiều dày tối thiểu của các bản bụng dầm có sườn tăng cường có thể lấy bằng 175 mm.

5.14.2.3.10c. Chiều dài của phần hẫng của bản cánh trên dầm

Chiều dài của phần hẫng của bản cánh trên đo từ bản bụng dầm không nên vượt quá 0,45 nhịp bên trong của bản cánh trên tính theo tim của các bản bụng dầm.

5.14.2.3.10d. Các kích thước chung của mặt cắt ngang

Kích thước phủ bì của mặt cắt ngang của dầm hộp thường phải lấy không nhỏ hơn các kích thước theo yêu cầu để giới hạn độ võng do hoạt tải cộng với lực xung kích gây ra với việc dùm mô-men quán tính của mặt cắt thô và mô-đun đàn hồi cát tuyến là 1/1000 nhịp. Hoạt tải phải bao gồm tất cả các làn xe được chất tải đầy và phải hiệu chỉnh số làn chất tải theo chỉ dẫn ở Điều 3.6.1.1.2. Phải coi hoạt tải là phân bố đều trên tất cả các cấu kiện chịu uốn dọc.

5.14.2.3.11. Thiết kế chống động đất

Trong thiết kế kết cấu phần trên phân đoạn có cột chịu mô-men tại các vị trí liên kết của kết cấu phần trên phải xem xét lực khớp dẻo từ các cột phù hợp với Điều 3.10.9.4.3. Các kết cấu phần trên của cầu nằm trong các vùng động đất 3 có cột chịu mô-men từ các liên kết của kết cấu phần trên phải được gia cường bằng các chi tiết dẻo để chịu uốn được theo phương dọc và phương ngang do khớp dẻo của cột gây ra.

Phải dùng liên kết loại A trong vùng động đất 3. Các mối nối phân đoạn phải đủ khả năng truyền được tác động của động đất.

Phải bố trí các bó thép bên trong để đỡ tĩnh tải kết cấu phần trên với hệ số tải trọng bằng 1,3 ở vùng động đất 3. Trị số trung bình của ứng suất trojG thép dự ứng lực của các bó thép bên trong dưới tác động của tải trọng này phải được tính toán phù hợp với Điều 5.7.3.1.1. Các bó thép bên ngoài không được chịu quá 50% của toàn bộ lực kéo sau của thép.

5.14.2.4. Các loại cầu phân đoạn**5.14.2.4.1. Tổng quát**

Các cầu có các kết cấu phần trên thiết kế với dự kiến sẽ được thi công phân đoạn phải tuân thủ các yêu cầu được quy định ở đây, dựa trên phương pháp đổ bê tông và các phương pháp lắp dựng được dùng.

5.14.2.4.2. Các cấu tạo chi tiết về thi công đúc sẵn

Cường độ chịu nén của các phân đoạn bê tông đúc sẵn trước khi tháo ván khuôn không được nhỏ hơn 17 MPa và phải có đủ tuổi tương đương với 14 ngày ở 21°C trước khi lắp vào kết cấu.

Các nhóm khoá chống cắt có gờ nhỏ tại các mối nối đúc đối đầu ở các sườn dầm của các cầu phân đoạn đúc sẵn phải kéo dài trên chiều cao sườn dầm chừng nào còn phù hợp với các chi tiết khác. Chi tiết của các khoá chống cắt ở sườn dầm nên là tương tự với khoá chống cắt được thể hiện ở Hình 1. Các khoá chống cắt cũng phải được bố trí trong các bản đỉnh và đáy. Các khoá trong các bản đỉnh và đáy có thể là các khoá cấu kiện đơn lớn hơn.

Các bó tào cáp đặt dọc phải được neo vào trong các sườn dầm, các bản hoặc các vấu đặt phía ngoài sườn dầm hoặc bản. Mỗi phân đoạn phải được neo ít nhất là 2 bó tào cáp đặt dọc.

Đoạn kết cấu hẫng phải được nghiên cứu về mặt chống lật đổ trong khi lắp dựng. Hệ số an toàn chống lật phải không được nhỏ hơn 1,5 dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào, như được quy định trong Điều 5.14.2.3.3. Tốc độ gió nhỏ nhất đối với sự phân tích về ổn định lắp dựng phải lấy bằng 90 km/h, trừ khi có sự đánh giá tốt hơn về tốc độ gió có thể xảy ra đạt được bằng phân tích hoặc các hồ sơ khí tượng.

Các bó tào cáp liên tục phải được neo cách xa điểm các ứng suất được yêu cầu theo lý thuyết ít nhất một phân đoạn.

Các chiều dài phân đoạn giả định trong thiết kế phải được thể hiện trên các bản vẽ. Bất kỳ các thay đổi nào do Nhà thầu kiến nghị phải được dựa vào sự phân tích lại về mặt thi công và tính toán các ứng suất cuối cùng.

Trọng lượng xe đúc giả định trong tính toán ứng suất và độ võng phải được thuyết minh trên các bản vẽ.

5.14.2.4.5. Thi công theo phương pháp từng nhịp một

Các quy định phải được lập ra khi thiết kế các cầu thi công theo phương pháp từng nhịp một với các ứng suất thi công tích lũy do có thay đổi trong hệ kết cấu theo tiến trình xây dựng.

Các ứng suất sinh ra do các thay đổi trong hệ kết cấu, đặc biệt là các tác động của việc đặt tải lên một hệ và dỡ nó khỏi hệ khác phải được tính tới. Sự phân phối lại các ứng suất như vậy do từ biến phải được xem xét và lập ra sự cho phép đối với các thay đổi có thể về suất và độ lớn của từ biến.

5.14.2.4.6. Thi công theo phương pháp đúc đẩy

5.14.2.4.6a. Tổng quát

Các ứng suất trong tất cả các giai đoạn lao không được vượt quá các giới hạn quy định trong Điều 5.9.4 đối với các cấu kiện có cốt thép dính bám qua mối nối và các bó tào cáp đặt phía trong.

Nếu kết cấu được lao theo chiều dốc xuống, quy định về chống lại các lực ma sát ở trên các kết cấu phân dưới trong khi lao và kiểm chế kết cấu phân trên phải được thiết lập. Đối với việc xác định các lực ma sát nguy hiểm, lực ma sát trên các gối đỡ khi lao phải giả định thay đổi trong khoảng giữa 0 và 4%, lấy giá trị nào nguy hiểm hơn. Trị số cao có thể giảm tới 3,5% nếu độ lún của các trụ và các lực kích lao được giám sát trong khi thi công.

5.14.2.4.6b. Các tác động lực do các sai số thi công

Các tác động lực do các sai số thi công cho phép sau đây gây ra phải được xét đồng thời cùng với các tác động gây ra do các tải trọng trọng lực :

- Trong phương dọc giữa 2 gối kê nhau 5 mm

- Trong phương ngang giữa 2 gối kề nhau 2,5 mm
- Giữa diện tích chế tạo và thiết bị lao trong phương dọc và phương ngang nhau 2,5 mm
- Độ lệch bên tại phía ngoài các sườn dầm 2,5 mm

Lực nằm ngang tác động lên các giá dẫn bên của các gối lao phải lấy không nhỏ hơn 1% của phản lực gối thẳng đứng.

Đối với các ứng suất trong khi thi công, một nửa các tác động lực do các sai số thi công gây ra và một nửa các tác động lực do nhiệt độ gây ra phù hợp với Điều 5.14.2.3 phải được xét cùng với các tác động do các tải trọng trọng lực. Các ứng suất chịu kéo của bê tông do các mô men tổ hợp phải không vượt quá $0,58 \sqrt{f_c}$.

5.14.2.4.6c. Thiết kế các chi tiết

Các trụ và các vách ngăn kết cấu phần trên tại các trụ phải được thiết kế để cho phép kích kết cấu phần trên trong tất cả các giai đoạn lao và để lắp đặt các gối đỡ vĩnh cửu. Các lực ma sát trong khi lao phải được xem xét trong thiết kế kết cấu phần dưới.

Tại phía dưới các sườn dầm, các ứng suất cục bộ có thể tăng lên trong khi lao phải được nghiên cứu. Các yêu cầu sau đây phải được thoả mãn.

- Các tấm đệm lao phải được đặt cách mép ngoài sườn dầm không nhỏ hơn 75 mm.
- Lớp bảo vệ bê tông giữa đáy và các ống bọc kéo sau phải không được nhỏ hơn 150 mm, và
- Các áp lực gối đỡ tại góc sườn dầm/đáy phải được nghiên cứu và các tác động của các ống bọc không được phun vữa, và bất kỳ độ lệch tâm nào giữa chỗ giao nhau của các đường tim sườn dầm và bản đáy với đường tim của gối cũng phải được xem xét.

Các bó thép thẳng cần cho việc lao dầm phải được đặt trong các bản đỉnh và bản đáy của các dầm hộp và trong khoảng một phần ba về phía dưới của bản bụng dầm chữ T. Trong một mối nối thi công không được nối quá 50% số bó thép. Các neo và các vị trí của các bó thép thẳng phải được thiết kế theo sức kháng của bê tông ở thời điểm căng kéo.

Ở các mặt của các mối nối thi công phải bố trí các mộng chống cắt hay xử lý ghồ ghề đảm bảo biên độ nhám tối thiểu là 6 mm. Cốt thép thường không dính bám phải được bố trí theo hướng dọc và ngang tại tất cả các bề mặt bê tông đi qua mối nối và vượt qua nó về mỗi phía một khoảng cách 2100 mm. Bố trí cốt thép tối thiểu phải tương đương với các thanh No13 đặt cách nhau 125 mm.

5.14.2.4.6d. Thiết kế thiết bị thi công

Nếu trong tài liệu hợp đồng trình bày thiết bị thi công theo phương pháp đúc đẩy, khi thiết kế các thiết bị đó phải bao hàm nhưng không giới hạn ở những điểm nêu dưới đây :

- Các dung sai trong xây dựng trên bề mặt trượt ở mặt đáy của mũi dẫn lao dầm phải được giới hạn theo các dung sai của kết cấu phần trên được quy định trong Điều 5.1.4.2.4.6b.
- Phải khảo sát việc đưa các phản lực đỡ tác dụng lên mũi lao về sức kháng, ổn định và biến dạng.
- Phải thiết kế các gối lao dầm sao cho chúng có thể bù lại độ chuyển hướng cục bộ của mặt trượt tới 2mm do biến dạng đàn hồi gây ra.

- Các thiết bị lao phải có kích cỡ đảm bảo cho ma sát quy định theo Điều 5.1.4.2.4.6a và độ dốc thực tế của kết cấu phần trên.
- Phải thiết kế các thiết bị lao dầm sao cho khi bị mất điện sẽ không dẫn đến kết cấu phần trên bị trượt không kiểm soát được.
- Hệ số ma sát giữa bê tông và các bề mặt thép hình được gia công cứng của thiết bị lao phải lấy bằng 60% ở trạng thái giới hạn sử dụng và lực ma sát không được vượt quá lực kéo là 30%.

Các ván khuôn làm bề mặt trượt phía dưới và bên ngoài bản bụng dầm phải chịu được mài mòn và đủ cứng để đảm bảo độ võng của chúng trong khi đúc không vượt quá 2mm.

5.14.2.4.7. Cầu dầm phân đoạn đúc sẵn

5.14.2.4.7a. Tổng quát

Phải thiết kế cầu dầm phân đoạn đúc sẵn theo các quy định trong tiêu chuẩn này và theo các quy định bổ xung nêu trong phần này.

5.14.2.4.7b. Cốt thép phân đoạn

Các phân đoạn của cầu dầm phân đoạn tốt nhất là được kéo trước để chịu tĩnh tải và toàn bộ tải trọng thi công để giới hạn ứng suất kéo trong bê tông là .

Nếu các phân đoạn không dùng cốt thép dự ứng lực, phải áp dụng các quy định của Điều 5.7.3.4.

5.14.2.4.7c. Các mối nối

Bề rộng của các mối nối đúc tại chỗ phải đảm bảo đủ để thi công nối các ống và rung đầm bê tông. Sức kháng nén của bê tông mối nối ở tuổi quy định phải phù hợp với các giới hạn của ứng suất thiết kế. Bề mặt của các phân đoạn đúc sẵn phải được xử lý tạo nhám gõ ghề để lộ ra cốt liệu thô hoặc phải cấu tạo các mộng chống cắt theo Điều 5.14.2.4.2.

Các mối nối theo kiểu đúc đối đầu (in oản) có quét keo epoxy dùng cho các cầu dầm phân đoạn phải được thiết kế theo Điều 5.14.2.4.2. Phải tạo một ứng lực nén tối thiểu là 0,28 MPa cho mối nối trong thời kỳ keo epoxy chưa phát huy hiệu lực

5.14.2.4.7d. Kéo sau

Có thể tiến hành kéo sau trước và/hoặc sau khi đổ bê tông bản mặt cầu. Có thể tiến hành kéo sau một phần để tạo sự liên tục của dầm trước khi đổ bê tông bản mặt cầu và căng nốt sau khi đổ bê tông bản mặt cầu. Phải sử dụng các đầu nối phù hợp với Điều 5.10.3.5. Phải chú ý đặc biệt đến ảnh hưởng của phân lỗ trống dành cho các đầu nối khi tính các đặc trưng mặt cắt lúc căng sau.

Nếu các bó thép kết thúc ở mặt đỉnh của mặt cắt dầm thì tài liệu hợp đồng phải có yêu cầu về ống tạo lỗ được bảo vệ tránh mọi vật tích tụ lại trong quá trình thi công. Phải bố trí thiết bị thoát nước tại các điểm thấp của đường bó thép.

5.14.2.5. Dùng các phương pháp thi công khác

Nếu hồ sơ hợp đồng không đòi hỏi phải tuân theo phương án kỹ thuật dự kiến, nhà thầu có thể chọn các phương án xây dựng khác để thực hiện và chọn một số sơ đồ công nghệ kéo sau cải tiến, thích hợp với phương pháp thi công đã chọn. Khi đó nhà thầu phải cung cấp bản tính kết cấu nêu rõ các lực kéo sau và các độ lệch tâm thể hiện trên các bản vẽ thi công thoả mãn mọi yêu cầu của các tiêu chuẩn thiết kế. Nếu có yêu cầu bổ sung về việc căng kéo sau trong các giai đoạn xây dựng hoặc vì các lý do khác, phải chứng minh các ứng suất ở những mặt cắt nguy hiểm trong kết cấu ở giai đoạn kết thúc xây dựng thoả mãn các quy định về ứng suất cho phép theo các tiêu chuẩn thiết kế. Việc dỡ bỏ phần căng kéo sau tạm thời để đạt được các điều kiện nói trên là được phép. Được bổ sung thêm cốt thép thường trong các giai đoạn thi công. Nhà thầu phải cung cấp mọi vật liệu bổ sung thêm trong các giai đoạn xây dựng và không được Chủ đầu tư thanh toán đối với chi phí cho các vật liệu bổ sung đó.

Các điều khoản đặc biệt trong hợp đồng có thể đưa vào các quy định về phương án kỹ thuật dự kiến trong đó cho phép thực hiện các phương pháp thi công theo phương án của nhà thầu và yêu cầu phải thiết kế lại kết cấu ở giai đoạn kết thúc xây dựng.

Các chi phí của nhà thầu trong việc lập thiết kế kỹ thuật cho phương án dự kiến và chi phí của Chủ đầu tư để kiểm tra thiết kế kỹ thuật đó phải được xem là một phần của chi phí thiết kế lại kết cấu.

Khoảng cách trụ, đường tim trụ, diện mạo ngoài của bê tông và các kích thước không được thay đổi so với tiêu chuẩn kỹ thuật dự kiến, trừ khi hồ sơ hợp đồng cho phép.

Đối với phương án kỹ thuật dự kiến, nhà thầu phải cung cấp một bộ đầy đủ hồ sơ tính toán thiết kế và các bản vẽ hợp đồng đã sửa lại. Việc thiết kế lại phương án kỹ thuật dự kiến phải giao cho một Kỹ sư chuyên ngành có kinh nghiệm thiết kế cầu phân đoạn đảm nhiệm.

5.14.2.6. Kết cấu phần dưới của cầu phân đoạn

5.14.2.6.1. Tổng quát

Thiết kế móng và trụ phải tuân theo phần 11 và các quy định trong phần này. Khi thiết kế phải xét các tải trọng lắp ráp, mômen và lực cắt tác dụng lên móng, trụ do phương pháp xây dựng được thể hiện trong các hồ sơ hợp đồng. Các trụ và giằng liên kết phụ tạm phải được thể hiện rõ ràng theo yêu cầu. Phải thiết kế các trụ đúc sẵn phân đoạn hình chữ nhật rỗng theo Điều 5.7.4.7. Có thể tính toán diện tích cốt thép thường dọc không liên tục theo quy định của Điều 5.14.2.6.3.

5.14.2.6.2. Tổ hợp tải trọng thi công

Phải tính ứng suất kéo trong các kết cấu phần dưới phân đoạn phát sinh trong quá trình thi công dưới các tổ hợp tải trọng theo bảng 5.14.2.3.3- 1

5.14.2.6.3. Cốt thép dọc của các trụ phân đoạn đúc sẵn mặt cắt hình chữ nhật rỗng.

Diện tích tối thiểu của cốt thép thường dọc và không liên tục trong các trụ đúc sẵn phân đoạn mặt cắt hình chữ nhật rỗng phải thoả mãn các quy định về cốt thép chịu nhiệt độ và co ngót quy định trong Điều 5.10.8.

5.14.3. VÒM

5.14.3.1. Tổng quát

Hình dạng của vòm phải được lựa chọn sao cho sự uốn là nhỏ nhất dưới tác động của tổ hợp các tải trọng thường xuyên và nhất thời.

5.14.3.2. Sườn vòm

Độ ổn định trong mặt phẳng của sườn vòm (các sườn vòm) phải được nghiên cứu qua mô đun đàn hồi và mô men quán tính thích hợp đối với tổ hợp các tải trọng và mô men trong sườn vòm (các sườn vòm).

Thay cho sự phân tích chính xác, chiều dài hữu hiệu khi bị oằn (mất ổn định khi bị uốn dọc), có thể được đánh giá theo tích số của nửa chiều dài nhịp vòm và hệ số quy định trong Bảng 4.5.3.2.2c-1.

Các quy định của Điều 4.5.3.2.2 có thể được sử dụng để phân tích các sườn vòm. Khi dùng sự hiệu chỉnh xấp xỉ thứ cấp đối với mô men, quy định trong Điều 4.5.3.2.2c, mô đun đàn hồi cát tuyến ngắn hạn có thể được tính theo quy định trong Điều 5.4.2.4, dựa trên cường độ $0,4 f'_c$.

Các sườn vòm phải được đặt cốt thép như là các cấu kiện chịu nén. Cốt thép tối thiểu, lấy bằng 1% diện tích bê tông nguyên, phải được phân bố đều trên mặt cắt sườn vòm. Cốt thép đai (kiềm chế) phải bố trí theo như yêu cầu đối với các cột.

Các tường trên lưng vòm không đắp cao hơn 7500 mm phải được giằng bằng các tường chống hoặc các vách ngăn.

Các tường trên lưng vòm phải bố trí các mối nối co giãn và phải bố trí cốt thép chống nhiệt tương ứng với khoảng cách mối nối.

Tường lưng vòm phải được nối tại đường chân vòm.

Phải bố trí thoát khô nước cho đất đắp trên tường lưng vòm. Phải bố trí các bộ lọc bằng vật liệu mịn để phòng ngừa làm tắc sự tiêu nước.

5.14.4. KẾT CẤU BẢN

5.14.4.1. Kết cấu bản đặc đúc tại chỗ

Các bản có cốt thép dọc đúc tại chỗ có thể là bản cốt thép thường hoặc dự ứng lực và có thể được sử dụng như các cầu dạng bản và các nắp cống.

Sự phân bố của hoạt tải có thể được xác định theo phân tích hai hướng hoặc theo quy định trong Điều 4.6.2.3. Các bản và các cầu bản được thiết kế theo mô men phù hợp với Điều 4.6.2.3 có thể được xem như thỏa mãn đối với lực cắt.

Phải bố trí các dầm mép theo quy định trong Điều 9.7.1.4.

Cốt thép phân bố ngang phải được đặt ở đáy của các bản, trừ các nắp cống hoặc các bản của cầu, ở đó chiều cao của đất đắp bên trên bản vượt quá 600 mm. Số lượng cốt thép ngang ở đáy có thể xác định hoặc theo phân tích hai hướng hoặc số lượng cốt thép phân bố có thể lấy theo phần trăm của cốt thép chủ cần thiết đối với mô men dương được lấy theo :

- Đối với kết cấu bê tông cốt thép theo hướng dọc:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-1)$$

- Đối với kết cấu dự ứng lực hướng dọc

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \cdot \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-2)$$

trong đó :

L = chiều dài nhịp (m)

f_{pe} = ứng suất hữu hiệu trong thép dự ứng lực sau các mất mát. (MPa)

Thép chịu co ngót ngang và cốt thép chống nhiệt ở đỉnh các bản phải tuân thủ theo các yêu cầu của Điều 5.10.8.

5.14.2. Kết cấu bản rộng đúc tại chỗ

5.14.4.2.1. Các kích thước mặt cắt ngang

Các kết cấu phần trên bản rộng đúc tại chỗ có thể được kéo sau theo cả hai hướng dọc và ngang.

Đối với các lỗ rỗng hình tròn, khoảng cách từ tim tới tim các lỗ rỗng không nên nhỏ hơn tổng chiều cao bản, và bề dày nhỏ nhất của bê tông được lấy tại tim lỗ rỗng thẳng góc với mặt ngoài phải không nhỏ hơn 140 mm.

Đối với các lỗ rỗng hình chữ nhật, chiều rộng theo hướng ngang của lỗ rỗng không vượt quá 1,5 lần chiều cao rỗng, chiều dày của sườn giữa các lỗ rỗng không nên nhỏ hơn 20% tổng chiều cao của mặt cầu và chiều dày nhỏ nhất của bê tông bên trên các lỗ rỗng không nên nhỏ hơn 175 mm.

Chiều dày bản cánh đáy phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 5.14.1.3.1b.

Khi các lỗ rỗng tuân thủ theo các yêu cầu kích thước ở đây và khi suất rỗng không vượt quá 40%, kết cấu phần trên có thể được phân tích như là bản, bằng cách sử dụng hoặc theo quy định của Điều 4.6.2.3 hoặc theo phân tích hai hướng đối với các tấm đẳng hướng.

Nếu suất rỗng vượt quá 40%, kết cấu phần trên phải được xử lý theo kết cấu có ngăn và được phân tích theo :

- Hộp nhiều lỗ liên khối, theo quy định trong Điều 4.6.2.2.1-1 loại d, hoặc
- Tấm trực hướng, hoặc
- Continuum ba hướng.

5.14.4.2.2. Số lượng gối ít nhất

Các cột có thể được ngàm trong kết cấu phần trên, hoặc một gối đỡ đơn có thể dùng cho các gối đỡ bên trong của các kết cấu liên tục. Ít nhất phải có 2 gối được dùng tại các điểm đỡ ở cầu.

Quay theo hướng ngang của kết cấu phần trên phải không vượt quá 0,5% tại các trạng thái giới hạn sử dụng.

5.14.4.2.3. Các mặt cắt đầu bản đặc

Mặt cắt đặc ít nhất dài 900 mm, nhưng không nhỏ hơn 5% chiều dài nhịp phải được bố trí tại hai đầu nhịp. Các vùng neo kéo sau phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.9. Khi thiếu sự phân tích kỹ hơn, các mặt cắt đặc của mặt cầu có thể được phân tích theo dầm ngang bằng cách phân bố các lực tới các gối cầu và tới các neo kéo sau.

5.14.4.2.4. Các yêu cầu thiết kế tổng quát

Đối với các bản rỗng tuân thủ theo các qui định của Điều 5.14.4.2.1, các tác động lực tổng thể và cục bộ do các tải trọng bánh xe không cần được tổ hợp. Bản cánh đỉnh của mặt cầu có các lỗ rỗng hình chữ nhật có thể hoặc được phân tích thiết kế theo một bản khung, hoặc được thiết kế với các quy định của phương pháp kinh nghiệm như được quy định trong Điều 9.7.2.

Phần đỉnh bản bên trên các lỗ rỗng hình tròn được làm với các ván khuôn thép rỗng phải được kéo sau theo hướng ngang. Tại chiều dày bê tông nhỏ nhất, nén trước bình quân sau toàn bộ các tổn thất, như được quy định trong Điều 5.9.5 phải không được nhỏ hơn 3,5 MPa. Khi được kéo sau theo hướng ngang, thép tăng cường thêm không cần thiết đặt trong bê tông ở trên các lỗ rỗng tròn.

Thép chịu co ngót ngang và thép chống nhiệt tại đáy bản rỗng phải thỏa mãn các yêu cầu theo quy định trong Điều 5.10.8.

5.14.4.2.5. Các khu vực chịu nén trong vùng mô men âm

Tại vị trí các trụ bên trong, một phần mặt cắt ngang, (của kết cấu bản) chịu các ứng suất nén có thể được xét như cột nằm ngang và được tăng cường phù hợp.

5.14.4.2.6. Thoát nước của các lỗ rỗng

Phải bố trí đầy đủ sự thoát nước của các lỗ rỗng phù hợp với các quy định của Điều 2.6.6.5.

5.14.4.3. Cầu có bản mặt cầu đúc sẵn

5.14.4.3.1. Tổng quát

Các đơn nguyên bê tông đúc sẵn kê nhau trong phương dọc có thể được nối với nhau theo hướng ngang để tạo hệ mặt cầu. Các đơn nguyên bê tông đúc sẵn có thể là liên tục hoặc chỉ với tải trọng nhất thời hoặc cho cả hai loại tải trọng thường xuyên và nhất thời. Sự liên tục theo phương pháp lắp từng nhịp một phải phù hợp với các quy định trong Điều 5.14.1.2.6.

Khi không bố trí lớp phủ bên trên bê tông kết cấu, chiều dày nhỏ nhất của bê tông phải bằng 140 mm ở đỉnh của các bộ phận lỗ rỗng trong và 175 mm cho tất cả các bộ phận khác.

5.14.4.3.2. Các mối nối truyền lực cắt

Các bộ phận đúc sẵn hướng dọc có thể được nối với nhau theo hướng ngang bởi khoá chống cắt có chiều cao không nhỏ hơn 175 mm. Vì mục đích phân tích các mối nối truyền lực cắt theo phương dọc phải được mô hình hoá như các chốt.

Mối nối phải được lấp đầy bằng vữa không co ngót với cường độ nén ít nhất bằng 35 MPa ở tuổi 24 giờ.

5.14.4.3.3. Các mối nối truyền lực cắt-uốn

5.14.4.3.3a. Tổng quát

Các bộ phận đúc sẵn theo phương dọc có thể được nối với nhau bằng dự ứng lực ngang kéo sau, các mối nối hợp long đúc tại chỗ, lớp phủ bên trên kết cấu hoặc tổ hợp các điều đó.

5.14.4.3.3b. Thiết kế

Các mặt cầu có các mối nối truyền lực cắt uốn cần được mô hình theo các tấm liên tục, trừ cách mà phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm của Điều 9.7.2 không được dùng. Các mối nối phải được thiết kế như là các bộ phận chịu uốn, bằng cách thoả mãn quy định của Điều 5.14.1.2.8.

5.14.4.3.3c. Sự kéo sau

Sự kéo sau theo phương ngang phải được phân bố đều đặn theo phương dọc. Các khối nhô ra ngoài có thể được sử dụng để việc nối các ống bọc kéo sau dễ dàng. Chiều cao chịu nén của mối nối phải không được nhỏ hơn 175 mm, và dự ứng lực sau toàn bộ các tổn thất không được nhỏ hơn 1,7 MPa ở trong mối nối.

5.14.4.3.3d. Các mối nối thi công theo phương dọc

Phải sử dụng quy định của Điều 5.14.1.2.8.

5.14.4.3.3e. Mối nối hợp long đúc tại chỗ

Bê tông dùng trong mối nối hợp long nên có cường độ có thể so sánh được với cường độ của các bộ phận đúc sẵn. Chiều rộng của mối nối dọc phải đủ lớn để đặt đũa cốt thép trong mối nối, nhưng trong bất kỳ trường hợp nào chiều rộng mối nối không được nhỏ hơn 300 mm.

5.14.4.3.3f. Lớp phủ mặt trên kết cấu

Nếu sử dụng lớp phủ mặt trên kết cấu để cải thiện sự phân bố tải trọng được quy định theo các Điều 4.6.2.2.2 và 4.6.2.2.3 chiều dày của lớp phủ mặt bê tông kết cấu không được nhỏ hơn 115 mm. Phải bố trí một lớp lưới cốt thép đẳng hướng phù hợp với các yêu cầu của Điều 5.10.8. Mặt đỉnh của các cầu kiện đúc sẵn phải được xử lý nhám.

5.14.5. CÁC QUY ĐỊNH PHỤ THÊM ĐỐI VỚI CỐNG

5.14.5.1. Tổng quát

Các khía cạnh đất - kết cấu của việc thiết kế cống được quy định trong Phần 12.

5.14.5.2. Thiết kế theo uốn

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.7.

5.14.5.3. Thiết kế theo lực cắt trong các bản của cống hộp

Áp dụng các quy định của Điều 5.8 trừ sự thay đổi ở đây. Đối với các bản của cống hộp dưới 2 0 mm đất đắp hoặc nhiều hơn, cường độ chống cắt V_c có thể được tính theo:

$$V_c = \left(0,178\sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s}{bd_c} \frac{V_u d_c}{M_u} \right) bd_c \quad (5.14.5.3-1)$$

nhưng V_c không được vượt quá $0,332 \sqrt{f'_c} bd_c$.

ở đây :

- A_s = diện tích cốt thép (mm^2)
- d_c = chiều cao hữu hiệu tính từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm lực kéo trong cốt thép chịu kéo (mm).
- V_u = lực cắt do các tải trọng tính toán (N).
- M_u = mômen do các tải trọng tính toán (N-mm)
- b = chiều rộng thiết kế thường được lấy bằng 1 (mm)

Chỉ với các cống hộp một lỗ, V_c đối với các bản liên khối với các tường không cần lấy nhỏ hơn $0,25\sqrt{f'_c} bd_c$ và V_c với các bản được đỡ giản đơn không cần lấy nhỏ hơn $0,207\sqrt{f'_c} bd_c$. Lượng $V_u d_c / M_u$ không được lấy lớn hơn 1,0 ở nơi M_u là mô men tính toán xảy ra đồng thời với V_u tại mặt cắt xem xét. Với các bản cống hộp dưới ít hơn 600 mm đất đắp và với các tường bên, phải áp dụng các quy định của các Điều 5.8 và 5.13.3.6.