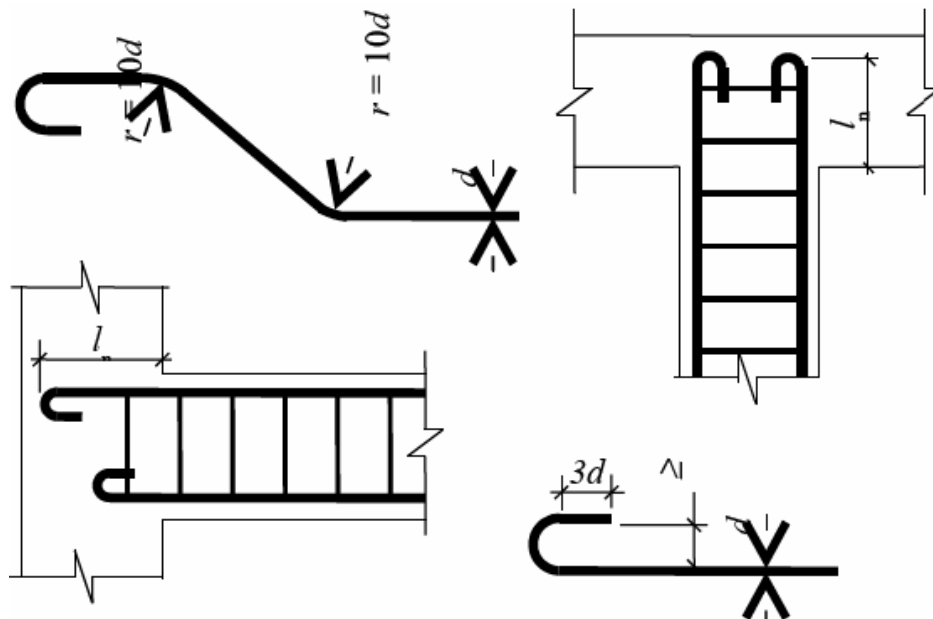


TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG
KHOA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH



MÔN HỌC
KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

GIẢNG VIÊN: TS. NGUYỄN HỮU LÂN



TRƯỜNG ĐẠI HỌC TÔN ĐỨC THẮNG

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

Bài giảng tóm tắt dành cho sinh viên các ngành:

- Quy hoạch đô thị
- Cấp thoát nước
- Môi trường

(2 TÍN CHỈ)

Biên soạn: PGS.TS Nguyễn Hữu Lân

- TÀI LIỆU SỬ DỤNG NỘI BỘ -

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

Chương 1

TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH

Tải trọng là các loại ngoại lực tác dụng lên công trình. Đó là trọng lượng bản thân các bộ phận công trình và các tác động lâu dài và tạm thời khác trong thời gian sử dụng công trình.

Tải trọng là nguyên nhân chủ yếu gây ra nội lực, chuyển vị và khe nứt trong kết cấu công trình. Người thiết kế cần xác định đúng và đầy đủ các loại tải trọng để trên cơ sở đó xác định nội lực, kiểm tra độ bền, độ cứng và độ ổn định, nhằm mục đích cuối cùng là đảm bảo tuổi thọ của công trình, đồng thời đảm bảo tính kinh tế.

1.1. Phân loại tải trọng

Tải trọng được phân loại theo tính chất tác dụng và theo thời hạn tác dụng.

Theo tính chất tác dụng, tải trọng được chia ra ba loại:

- Tải trọng thường xuyên, còn gọi là tĩnh tải, là những tải trọng có trị số, vị trí và phương, chiều không thay đổi trong suốt quá trình tác dụng lên công trình, như trọng lượng bản thân các cấu kiện hoặc trọng lượng các thiết bị cố định.
- Tải trọng tạm thời, còn gọi là hoạt tải, là những tải trọng có thể thay đổi trị số, phương, chiều và điểm đặt, như tải trọng trên sàn nhà, tải trọng do hoạt động của cầu trục trong nhà công nghiệp, tải trọng do ô tô chạy trên đường, tải trọng gió tác dụng trên bề mặt công trình.
- Tải trọng đặc biệt là những tải trọng hiếm khi xảy ra như lực động đất, chấn động do cháy, nổ v.v. . .

Theo thời hạn tác dụng, tải trọng được chia ra hai loại:

- Tải trọng tác dụng dài hạn, như trọng lượng các vách ngăn tạm, trọng lượng các thiết bị cố định, áp lực chất khí, chất lỏng, vật liệu rời trong bể chứa hoặc đường ống, trọng lượng vật liệu chứa và bộ thiết bị trong phòng, kho chứa ...
- Tải trọng tác dụng ngắn hạn, như trọng lượng người, vật liệu, phụ kiện, dụng cụ sửa chữa, tải trọng sinh ra khi chế tạo, vận chuyển và lắp ráp kết cấu xây dựng; tải trọng sinh ra do thiết bị nâng chuyển di động (cầu trục, cầu treo, máy bốc xếp), tải trọng gió ...

Tải trọng thường xuyên thuộc loại tải trọng tác dụng dài hạn. Nhưng tải trọng tạm thời có thể tác dụng dài hạn hay ngắn hạn.

Theo trị số, mỗi loại tải trọng đều có:

- trị số tiêu chuẩn g_n (còn gọi là tải trọng tiêu chuẩn) do trọng lượng của các kết cấu được xác định theo số liệu của tiêu chuẩn và catalo hoặc theo các kích thước thiết kế và khối lượng thể tích vật liệu;
- trị số tính toán g (còn gọi là tải trọng tính toán) được xác định bằng cách lấy trị số tiêu chuẩn nhân với hệ số tin cậy về tải trọng là hệ số xét đến khả năng thay đổi trị số tải trọng:

$$g = ng_n.$$

Hệ số tin cậy của tải trọng do trọng lượng của các kết cấu xây dựng, nền móng nhà và công trình, lấy theo chỉ dẫn ở mục 2.2 của [1] hoặc tham khảo bảng 2.4 [2].

Theo cách thức tác dụng, tải trọng được chia ra:

- tải trọng tập trung là những tải trọng tác dụng trên một vùng rất nhỏ, có thể xem như một điểm.
- tải trọng phân bố là những tác dụng cơ học trên một miền:
 - nếu miền tác dụng có dạng đường (đường thẳng hoặc đường cong), thì gọi là tải trọng phân bố chiều dài; khi đó tải trọng có thứ nguyên là [lực/chiều dài];
 - nếu miền tác dụng có dạng mặt (mặt phẳng hoặc mặt cong), thì gọi là tải trọng phân bố diện tích; khi đó tải trọng có thứ nguyên là [lực/diện tích];
 - nếu miền tác dụng có dạng khối, thì gọi là tải trọng phân bố thể tích; khi đó tải trọng có thứ nguyên là [lực/thể tích].

1.2 Tổ hợp tải trọng

Các tải trọng không tác dụng đơn lẻ mà thường có nhiều tải trọng cùng lúc tác dụng lên công trình. Những tải trọng có khả năng tác dụng đồng thời thì tạo thành một tổ hợp tải trọng.

Khi thiết kế công trình, đòi hỏi phải xác định nội lực bất lợi trong kết cấu, nên cần phải tổ hợp tải trọng một cách hợp lý.

Có nhiều tổ hợp tải trọng, nhưng tại một tiết diện nào đó của cấu kiện thì chỉ có một tổ hợp gây ra nội lực bất lợi nhất. Mặt khác, một tổ hợp nào đó là bất lợi nhất đối với tiết diện này nhưng lại không phải là bất lợi nhất đối với tiết diện khác. Những vấn đề đó là khá phức tạp, sẽ được xét đến trong từng trường hợp tính toán cụ thể.

Trị số tiêu chuẩn của các loại tải trọng (tải trọng tiêu chuẩn) cũng như các loại tổ hợp tải trọng được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế. Đối với công trình dân dụng và công nghiệp, tiêu chuẩn tải trọng và tác động hiện dùng là TCVN 2737-1995 [1]. Đối với các công trình chuyên ngành như giao thông, thủy lợi, cảng, dùng tiêu chuẩn ngành tương ứng. Chẳng hạn tiêu chuẩn thiết kế công trình thủy lợi hiện dùng là TCVN 4116-85.

TCVN 2737-1995 quy định **hai loại tổ hợp tải trọng**:

- Tổ hợp cơ bản gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn có thể đồng thời tác dụng.
- Tổ hợp đặc biệt gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn và một trong số các tải trọng đặc biệt có thể đồng thời tác dụng.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt do tác động nổ hoặc do va chạm của các phương tiện giao thông với các bộ phận công trình cho phép không tính đến các tải trọng tạm thời ngắn hạn nêu trên đây.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt do tác dụng của động đất không tính đến tải trọng gió.

Tổ hợp tải trọng dùng để tính khả năng chống cháy của kết cấu là tổ hợp đặc biệt.

Hệ số tổ hợp (ψ):

Sự xuất hiện cùng một lúc nhiều tải trọng mà mỗi tải trọng đều đạt trị số lớn nhất của nó là ít có khả năng xảy ra hơn so với khi chỉ có ít tải trọng. Để xét đến thực tế đó, người ta dùng hệ số tổ hợp tải trọng trong công thức xác định nội lực tính toán.

Tổ hợp tải trọng cơ bản có một tải trọng tạm thời thì giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ ($\psi = 1$).

Tổ hợp tải trọng cơ bản có từ 2 tải trọng tạm thời trở lên thì giá trị của tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn phải được nhân với hệ số $\psi = 0,9$.

Tổ hợp tải trọng đặc biệt có một tải trọng tạm thời thì giá trị của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ ($\psi = 1$).

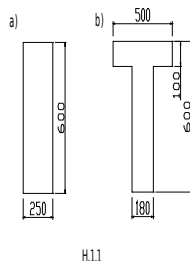
Tổ hợp tải trọng đặc biệt có 2 tải trọng tạm thời trở lên, giá trị của tải trọng đặc biệt được lấy toàn bộ, còn giá trị của tải trọng tạm thời được nhân với hệ số tổ hợp như sau:

- tải trọng tạm thời dài hạn nhân với hệ số $\psi_1 = 0,95$;
- tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số $\psi_2 = 0,8$;

trừ những trường hợp riêng, được ghi trong tiêu chuẩn thiết kế công trình trong vùng động đất hoặc tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền móng khác.

1.2 Xác định tải trọng bằng tính toán

Ví dụ 1.1. Tính trọng lượng bản thân của một dầm bê tông cốt thép có tiết diện chữ nhật, kích thước $b \times h = 250 \times 600$ (tính bằng mm) – h.1.1,a và một dầm bê tông cốt thép khác có tiết diện chữ T, kích thước phần sườn $b \times h = 180 \times 600$ (mm), phần cánh $b_f \times h_f = 500 \times 100$ (mm) – h.1.1,b. Tính giá trị tiêu chuẩn.



Giải: Kết cấu dạng thanh nên trọng lượng bản thân là tải trọng phân bố theo chiều dài, tính bằng tích số của trọng lượng đơn vị vật liệu và diện tích tiết diện. Đối với vật liệu bê tông cốt thép, trị số tiêu chuẩn của trọng lượng đơn vị có thể tra từ bảng 2-1 [2]: $\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Dầm tiết diện chữ nhật, kích thước $b \times h = 250 \times 600$:

$$g_n = \gamma_b A = \gamma_b b h = 2500 \times 0,25 \times 0,6 = 375 \text{ daN/m}.$$

Dầm tiết diện chữ T, $b \times h = 180 \times 600$ (mm), $b_f \times h_f = 500 \times 100$ (mm):

- diện tích tiết diện: $A = bh + (b_f - b)h_f = 0,18 \times 0,6 + (0,5 - 0,18) \times 0,1 = 0,138 \text{ m}^2$;
- trọng lượng bản thân: $g_n = \gamma_b A = 2500 \times 0,138 = 345 \text{ daN/m}.$

Ví dụ 1.2. Tính trọng lượng bản thân (trị số tính toán) của một bản sàn bê tông cốt thép có các lớp cấu tạo như sau:

Vật liệu	Chiều dày, mm	Trọng lượng đơn vị, daN/m ³	Hệ số tin cậy n
Lớp gạch lát nền	$\delta_1 = 10$	$\gamma_1 = 1800$	1,2
Lớp vữa lót	$\delta_2 = 20$	$\gamma_1 = 1500$	1,2

Tấm bê tông cốt thép	$\delta_3 = 120$	$\gamma_3 = 2500$	1,1
Lớp vữa tô	$\delta_4 = 15$	$\gamma_4 = 1500$	1,2

Giải: Trị số tính toán tổng cộng của trọng lượng bản thân bản sàn (lực phân bố diện tích):

$$\sum \gamma_i \delta_i n_i = 1800 \times 0,01 \times 1,2 + 1500 \times 0,02 \times 1,2 + 2500 \times 0,12 \times 1,1 + 1500 \times 0,015 \times 1,2 = 441,16 \text{ daN/m}^2.$$



1.3. Xác định tải trọng theo tiêu chuẩn thiết kế

Tải trọng do thiết bị, người và vật liệu, vật tư chất trong kho xác định theo mục 4 [1].

Tải trọng do cầu trục và cầu treo xác định theo mục 5 [1].

Tải trọng gió xác định theo mục 6 [1].

Bảng 2-1 [2] cho trị số tiêu chuẩn của trọng lượng đơn vị của một số loại vật liệu xây dựng thông dụng.

Chương 2

NỘI LỰC TRONG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

Dưới tác dụng của tải trọng và các tác động khác (như sự biến thiên nhiệt độ, sự chuyển vị gối tựa ...), trong kết cấu phát sinh nội lực.

Xác định nội lực trong kết cấu là nhiệm vụ của môn Sức bền vật liệu và môn Cơ học kết cấu. Ở đây chỉ nêu phương pháp xác định nội lực trong một số trường hợp đơn giản của kết cấu dạng thanh, chủ yếu là hệ thanh phẳng, và dạng bản, dùng để tính toán các kết cấu thường gặp.

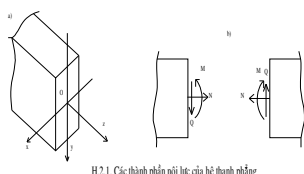
2.1 Các thành phần nội lực trong hệ thanh phẳng

2.1.1. Hệ dầm và khung

Để biểu thị nội lực, cần chọn một hệ trục đề các vuông góc Oxyz theo quy ước sau (h.2.1,a):

- Gốc O trùng với trọng tâm của mặt cắt K;
- trục z cùng chiều với pháp tuyến dương của mặt cắt ngang đang xét của thanh;
- trục y có chiều từ trên xuống dưới đối với người quan sát;
- trục x có chiều sao cho Oxyz là một hệ trục tọa độ thuận.

Trong hệ dầm và khung phẳng, trên mỗi tiết diện K của thanh nói chung tồn tại các thành phần nội lực sau (h.2.1,b):



H.2.1. Các thành phần nội lực của hệ thanh phẳng

- mômen uốn quanh trục x, ký hiệu M_x , hay đơn giản là M, vì không có các thành phần mômen khác;
- lực cắt theo chiều trục y, ký hiệu Q_y , hay đơn giản là Q, vì không có các thành phần lực cắt khác;
- lực dọc N_z hay đơn giản là N.

Trong hệ dầm và khung không gian, số thành phần nội lực đầy đủ là 6 (M_x , M_y , M_z , Q_x , Q_y và N_z).

2.1.2. Hệ dàn

Trong dàn, các thanh thường là những thanh thẳng liên kết với nhau bằng khớp ở hai đầu.

Khi có thể bỏ qua trọng lượng bản thân các thanh thì nội lực trong thanh dàn chỉ còn một thành phần duy nhất là lực dọc (kéo hoặc nén) N.

2.2. Xác định nội lực trong hệ thanh phẳng tĩnh định

2.2.1. Xác định nội lực trong dầm và khung

Giả sử cần xác định nội lực tại mặt cắt K của thanh. Khi đó thực hiện một mặt cắt ngang qua K, chia dầm hoặc khung làm 2 phần. Loại bỏ một trong 2 phần, xét phần còn lại. Trên hình 2.2 loại bỏ phần bên phải, xét phần bên trái.

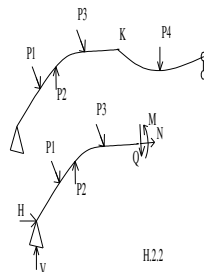
Để đảm bảo điều kiện cân bằng cho phần xét, phần bị loại bỏ phải được thay thế bằng các thành phần nội lực M_K , Q_K và N_K tại mặt cắt K đang xét. Như vậy phần xét chịu tác dụng của các ngoại lực P_i (nói chung gồm các lực tập trung, lực phân bố, mômen tập trung và mômen phân bố) và các thành phần lực cần tìm M_K , Q_K và N_K ; đối với riêng phần xét thì lúc này chúng cũng đóng vai trò ngoại lực.

Theo định nghĩa, mômen của một ngoại lực P_i nào đó đối với điểm K là tích số độ lớn của lực với cánh tay đòn của lực đối với điểm K (khoảng cách từ điểm K đến giá của lực), và mang dấu dương nếu lực đó làm căng thớ dưới của thanh. **Mômen M_K** là tổng mômen của tất cả các ngoại lực tác dụng lên phần thanh đang xét đối với trọng tâm của mặt cắt K:

$$M_K = \sum M_K(P_i).$$

Lực cắt do một ngoại lực P_i nào đó gây ra tại mặt cắt K là đại lượng bằng độ dài hình chiếu của lực P_i trên trục y và lấy dấu dương nếu hình chiếu đó có xu hướng quay quanh trọng tâm của mặt cắt K theo chiều kim đồng hồ. **Lực cắt Q_K** là tổng lực cắt tại K của tất cả các ngoại lực tác dụng lên phần thanh đang xét.

Lực dọc do một ngoại lực P_i nào đó gây ra tại mặt cắt K là đại lượng bằng độ dài hình chiếu của lực P_i trên trục z và lấy dấu dương nếu hình chiếu đó có cùng chiều với trục z. **Lực dọc N_K** là tổng lực dọc tại K của tất cả các ngoại lực tác dụng lên phần thanh đang xét.



Xác định nội lực không chỉ là xác định giá trị, mà còn phải cả dấu của chúng, vì dấu thể hiện chiều tác dụng của nội lực, yếu tố quan trọng để tính toán kết cấu công trình sau này.

Nếu hệ thanh là tĩnh định thì trong nhiều trường hợp, cần phải xác định các phản lực liên kết trước khi xác định nội lực tại các mặt cắt. Chỉ

riêng trường hợp dầm hoặc khung đơn giản liên kết với móng bằng một ngàm thì không nhất thiết phải xác định các phản lực liên kết.

Nếu hệ thanh là siêu tĩnh, việc xác định nội lực nói chung không dễ dàng vì phản lực và nội lực không thể chỉ dùng các phương trình cân bằng tĩnh học mà xác định được. Nếu hệ thanh siêu tĩnh khá đơn giản, có thể tra bảng [2] để xác định nội lực, còn nói chung phải dùng các phần mềm máy tính để tính toán nội lực.

Ví dụ 2.1. Xác định các thành phần nội lực tại mặt cắt K của dầm và khung đơn giản cho trên hình 2.3,a và b.

Giải: đây là
những dầm và khung
liên kết với móng bằng
1 ngàm nên không nhất
thiết phải tìm phản lực.

Dầm trên

h.2.3,a:

$$M_K = -Pa;$$

$$Q_K = +P;$$

$$N_K = 0.$$

Khung trên

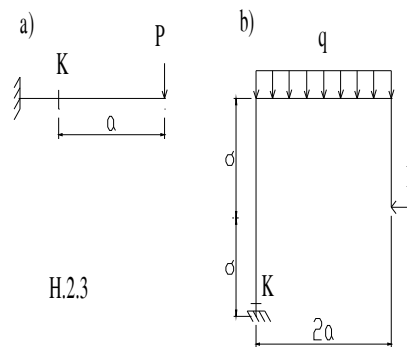
h.2.3,b:

$$M_K = Pa -$$

$$(q \cdot 2a) \cdot a = Pa - 2qa^2 \text{ (quy ước mômen căng bên trong là } > 0 \text{);}$$

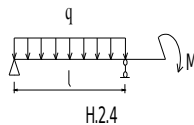
$$Q_K = -P;$$

$$N_K = -q \cdot 2a = -2qa.$$



H.2.3

Ví dụ 2.2. Xác định các thành phần nội lực M_K và Q_K tại mặt cắt K giữa nhịp của dầm đơn giản có đầu thừa cho trên hình 2.4.



H.2.4

Xác định phản lực:

$$\sum M_A = 0: \quad V_B l - ql \cdot l/2 - M = 0$$

$$\Rightarrow \quad V_B = ql/2 + M/l.$$

$$\sum M_B = 0: \quad V_A l - ql \cdot l/2 + M =$$

$$0 \Rightarrow \quad V_A = ql/2 - M/l.$$

$$\text{Thử lại: } \sum Y = V_A + V_B - ql = \left(\frac{ql}{2} + M/l\right) + \left(\frac{ql}{2} - M/l\right) - ql = 0 \text{ (đúng).}$$

Nếu xét đoạn AK:

$$M_K = +V_A \cdot \frac{l}{2} - q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} = +\left(\frac{ql}{2} - \frac{M}{l}\right) \frac{l}{2} - q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M}{2}.$$

$$Q_K = +V_A - q \cdot \frac{l}{2} = +\left(\frac{ql}{2} - \frac{M}{l}\right) - q \cdot \frac{l}{2} = -\frac{M}{l}.$$

Nếu xét đoạn KB:

$$M_K = +V_B \cdot \frac{l}{2} - q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} - M_o = +\left(\frac{ql}{2} + \frac{M}{l}\right) \frac{l}{2} - q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} - M = \frac{ql^2}{8} - \frac{M}{2}.$$

$$Q_K = -V_B + q \cdot \frac{l}{2} = -\left(\frac{ql}{2} + \frac{M}{l}\right) + q \cdot \frac{l}{2} = -\frac{M}{l}.$$

Nhận xét: khi phản lực đã được xác định chính xác, thì tính nội lực tại K bằng cách xét một trong hai phần của kết cấu, xét phần nào cũng cho cùng một kết quả như nhau.

2.2.2. Xác định nội lực trong dàn

Giới thiệu phương pháp mặt cắt đối với hệ dàn.

2.3. Xác định nội lực trong hệ thanh phẳng đơn giản bằng bảng tra

Giới thiệu cách sử dụng bảng tra để xác định nội lực trong một số hệ thanh đơn giản.

Xem các bảng tra ở phần phụ lục.

Chương 3

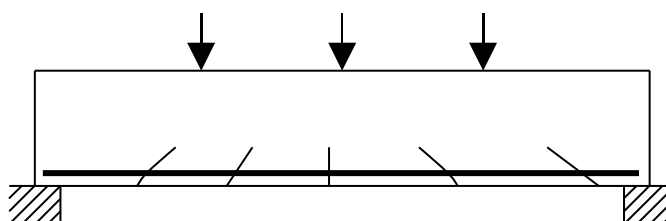
KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

3.1. VẬT LIỆU BÊTÔNG CỐT THÉP

3.1.1. Bản chất của bê tông cốt thép

Bê tông cốt thép (BTCT) là một loại vật liệu hỗn hợp, trong đó bê tông và thép phối hợp làm việc với nhau như một thể thống nhất.

Bê tông là vật liệu chịu nén tốt, nhưng chịu kéo rất kém. Ngược lại thép chịu nén và chịu kéo đều tốt. Do đó người ta tìm cách dùng thép làm cốt cho bê tông: đặt cốt thép vào những nơi mà cấu kiện khi làm việc sẽ phát sinh ứng suất kéo (h.3.1). Đó là nguyên lý cơ bản để tạo nên vật liệu BTCT. Ngoài ra, trong nhiều trường hợp, cốt thép cũng có thể được bố trí cả ở vùng chịu nén của cấu kiện để trợ lực cho bê tông hoặc để bảo đảm yêu cầu cấu tạo.



H.3.1. Miền chịu kéo với khe nứt và cốt thép trong dầm BTCT

Sở dĩ bê tông và thép phối hợp làm việc với nhau được chủ yếu là nhờ bê tông khi khô cứng thì bám chặt vào bề mặt cốt thép, tạo khả năng truyền lực giữa hai loại vật liệu, do đó cấu kiện có khả năng chịu tải trọng. Bê tông còn có tác dụng bảo vệ cho cốt thép khỏi bị ăn mòn do tác dụng của môi trường.

Kết cấu BTCT có các loại:

- theo phương pháp thi công, có BTCT toàn khối (bê tông được đổ tại chỗ), BTCT lắp ghép và nửa lắp ghép;
- theo phương pháp chế tạo, có BTCT thường và BTCT ứng lực trước.

Kết cấu BTCT có khả năng chịu lực tốt nhưng khả năng chống nứt kém. Khi chịu tải trọng, cấu kiện BTCT thường luôn có khe nứt ở miền chịu kéo. Khe nứt làm cho tiết diện của cấu kiện bị thu hẹp, độ cứng giảm. Khe nứt quá lớn sẽ làm cho cốt thép tiếp xúc với không khí và nước, làm ăn mòn cốt thép, gây hư hỏng kết cấu. Để hạn chế khe nứt, cách tốt nhất là dùng BTCT ứng lực trước. Đó là những cấu kiện mà khi chế tạo, người ta dùng cốt thép cường độ cao, kéo căng cốt thép để tạo ra một lực ép trước tác dụng lên bê tông tại những nơi sẽ phát sinh ứng suất kéo khi sử dụng sau này. Lực ép trước sẽ hạn chế hoặc triệt tiêu hoàn toàn khe nứt, đồng thời làm cho độ cứng tăng lên nhiều so với cấu kiện BTCT thường có cùng kích thước tiết diện và hàm lượng cốt thép cũng như cách bố trí cốt thép.

3.1.2. Ưu nhược điểm chính của kết cấu BTCT

BTCT là một trong những loại vật liệu chủ yếu trong xây dựng công trình dân dụng-công nghiệp, giao thông và thủy lợi. Với những ưu điểm nổi bật như khả năng chịu lực lớn, dễ tạo dáng theo yêu cầu kiến trúc, chịu lửa tốt hơn thép và gỗ, dễ sử dụng vật liệu địa phương sẵn có (cát, đá, xi măng) nên phạm vi ứng dụng của BTCT ngày càng rộng rãi. Những công trình

nghiên cứu cơ bản về tính chất cơ học và lý học của vật liệu, về lý thuyết tính toán và công nghệ chế tạo BTCT đã thu được những tiến bộ rất lớn.

Nhược điểm chính là trọng lượng bản thân lớn và dễ bị nứt như đã nêu ở trên. Do trọng lượng bản thân lớn nên khó tạo được kết cấu nhịp lớn; nhưng nếu dùng **BTCT ứng lực trước** và trong điều kiện cho phép, nếu dùng kết cấu vỏ mỏng thì có khả năng chế tạo những kết cấu thanh mảnh, nhịp khá lớn. Ngoài ra bê tông còn là vật liệu có khả năng cách nhiệt và cách âm kém; cần phải chú trọng các biện pháp cấu tạo hợp lý và áp dụng các tiến bộ kỹ thuật trong công nghệ chế tạo để khắc phục bớt các nhược điểm nói trên.

Bằng BTCT, người ta đã xây dựng được kết cấu cầu vòm có nhịp 260 m (Thụy Điển), mái nhà có nhịp trên 200m (Pháp), tháp truyền hình cao 500 m (Nga). Ở Việt Nam, nhiều công trình lớn bằng BTCT cũng đã được xây dựng như nhà máy thủy điện Thác Bà, cầu Thăng Long, cầu Mỹ Thuận v.v...

Bằng xi măng lưới thép, các kết cấu vỏ mỏng như mái nhà, vỏ tàu thủy, bể chứa đã được xây dựng ở nhiều nước trên thế giới và ở Việt Nam.

3.2. CÁC TÍNH CHẤT CƠ – LÝ CHỦ YẾU CỦA VẬT LIỆU

3.2.1. Bê tông

1. Các loại cường độ của bê tông

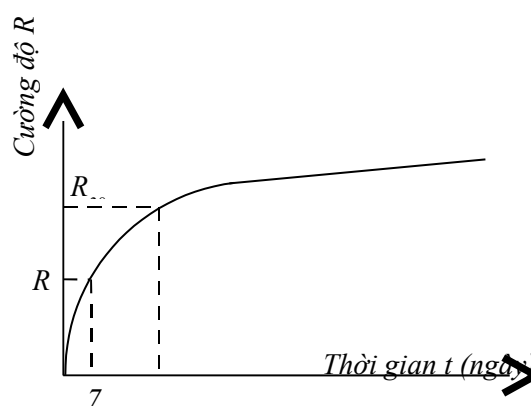
Các loại cường độ tiêu chuẩn của bê tông bao gồm cường độ chịu nén dọc trục của mẫu lăng trụ (cường độ lăng trụ) R_{bn} và cường độ chịu kéo dọc trục R_{bt} .

Các loại cường độ tính toán của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ nhất R_b , R_{bt} và theo các trạng thái giới hạn thứ hai $R_{b,ser}$, $R_{bt,ser}$ được xác định bằng cách lấy cường độ tiêu chuẩn chia cho hệ số tin cậy của bê tông tương ứng khi nén γ_{bc} và khi kéo γ_{bt} do tiêu chuẩn thiết kế quy định.

Tiêu chuẩn trước đây quy định trong thiết kế phải xác định mác bê tông theo cường độ chịu nén (ký hiệu M), đó là con số biểu thị giá trị cường độ khối lập phương khi cường độ tính theo đơn vị kG/cm^2 . Trong xây dựng thường dùng bê tông nặng với những mác M150, M200, M250, M300, M400, M500 và M600. Ngoài ra còn dùng mác bê tông theo cường độ chịu kéo (ký hiệu K) như K10, K15, K20, K25, K30, K40; mác bê tông theo khả năng chống thấm (là trị số áp suất lớn nhất tính bằng atm mà mẫu thử không để nước thấm qua, ký hiệu T) như T2, T4, T8, T10, T12.

TCXDVN 356:2005 quy định khi thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép cần chỉ định các chỉ tiêu chất lượng của bê tông theo cấp độ bền chịu nén B và cấp độ bền chịu kéo dọc trục B_t. Đối với kết cấu bê tông cốt thép dùng bê tông nặng, không cho phép sử dụng cấp độ bền chịu nén nhỏ hơn B7,5; nên sử dụng bê tông có cấp độ bền chịu nén không nhỏ hơn B15 đối với cấu kiện chịu nén dạng thanh, và không nhỏ hơn B25 đối với cấu kiện chịu tải trọng lớn như cột chịu tải trọng cầu trục, cột các tầng dưới của nhà nhiều tầng.

2. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của bê tông



H.3.2. Sự tăng cường độ bê tông theo thời gian

Làm thí nghiệm các mẫu thử của cùng một loại bê tông sẽ thu được các trị số cường độ khác nhau. Trung bình cộng các trị số cường độ ký hiệu là $\bar{R}$:

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i$$

trong đó n là số lượng mẫu thử.

Với mỗi mẫu thử, hiệu số $D_i = R_i - \bar{R}$ là độ sai lệch.

Với n mẫu thử, đại lượng d tính theo công thức sau đây gọi là độ lệch quân phương:

$$d = \sqrt{\frac{\sum D_i^2}{n-1}}.$$

Cường độ bê tông, theo một xác suất bảo đảm quy định, là đại lượng:

$$R = \bar{R} - Sd = \bar{R} (1 - Sv).$$

trong đó v - hệ số biến động: $v = \frac{d}{\bar{R}}$;

S - số lượng chuẩn phụ thuộc vào xác suất bảo đảm và quy luật của đường cong phân phối xác suất.

Cường độ tiêu chuẩn của bê tông được xác định với xác suất bảo đảm 95%. Ứng với xác suất đó và với dạng phân phối chuẩn thì có $S = 1,64$.

Hệ số biến động v của bê tông phản ánh mức độ không đồng nhất của nó, phụ thuộc vào chất lượng chế tạo bê tông. Nếu lấy hệ số biến động $v = 0,135$ thì cường độ tiêu chuẩn của bê tông sẽ là:

$$R_n = \bar{R} (1 - 1,64 \times 0,135) = 0,78 \bar{R}.$$

Cường độ tiêu chuẩn của bê tông khi nén dọc trục R_{bn} và cường độ tiêu chuẩn của bê tông khi kéo dọc trục $R_{bt,n}$ phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông, ghi ở cột 2 và cột 3, bảng 1, phụ lục A [3].

Khi tính cấu kiện về khả năng chịu lực (tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất), cần dùng trị số tính toán của cường độ bê tông (cường độ tính toán - ký hiệu chung là R). Cường độ tính toán của bê tông khi nén dọc trục R_b và cường độ tính toán của bê tông khi kéo dọc trục R_{bt} phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông, ghi ở cột 4 và cột 5, bảng 1, phụ lục A [3].

Cường độ tính toán của bê tông khi tính cấu kiện về biến dạng và nứt (tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai) $R_{b,ser}$ và $R_{bt,ser}$ lấy tương ứng bằng các cường độ tiêu chuẩn R_{bn} và $R_{bt,n}$.

Các cường độ tính toán R_b và R_{bt} của bê tông khi tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất tra ở bảng 1 phụ lục A [3] cần phải nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông γ_{bi} theo bảng 2, cùng phụ lục này. Các hệ số này xét đến tính chất đặc thù của bê tông, tính dài hạn của các tác động, tính lặp của tải trọng, điều kiện và giai đoạn làm việc của kết cấu, phương pháp sản xuất, kích thước tiết diện v.v...

Các cường độ tính toán $R_{b,ser}$ và $R_{bt,ser}$ khi tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai đưa vào tính toán cần phải nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_{bi} = 1$, ngoại trừ

khi tính toán sự hình thành vết nứt do tải trọng lặp hoặc sự hình thành vết nứt xiên cần theo chỉ dẫn nêu trong các điều 7.1.2.9, 7.1.3.1 và 7.1.3.2 của TCXDVN 356:2005.

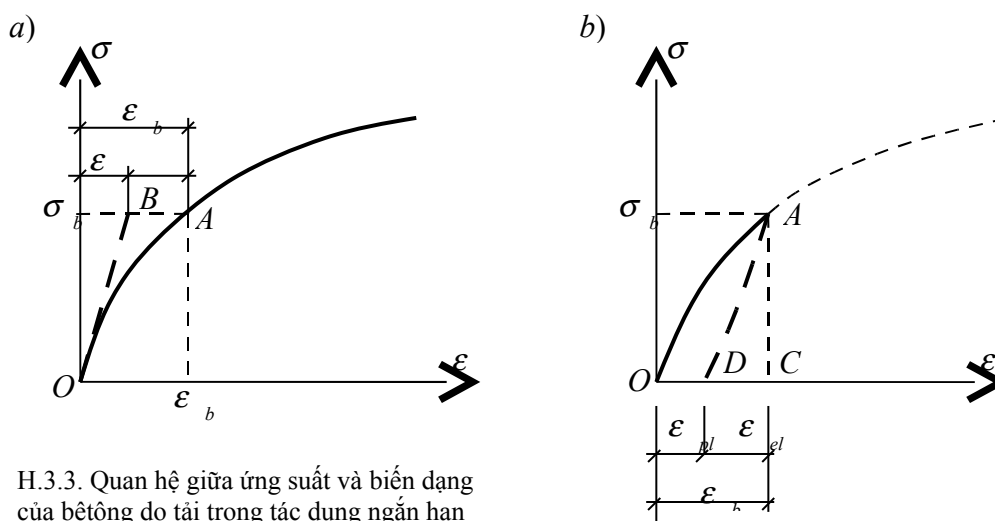
3. Các yếu tố ảnh hưởng đến cường độ bê tông

Sau đây là các yếu tố chính ảnh hưởng đến cường độ bê tông:

Thành phần và cách chế tạo ảnh hưởng quyết định đến cường độ bê tông: cấp phối bê tông, chất lượng xi măng và cốt liệu, tỉ lệ nước – xi măng, độ chặt của bê tông, điều kiện bảo dưỡng.

Tuổi bê tông: cường độ bê tông phát triển liên tục trong quá trình bê tông cứng hoá. Trong vài tuần đầu cường độ tăng nhanh, sau khoảng 28 ngày tăng chậm dần và sau một số tháng thì sự tăng trở nên không đáng kể (h.3.2).

4.



H.3.3. Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông do tải trọng tác dụng ngắn hạn

Biến dạng của bê tông

a) Biến dạng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng. Môđun đàn hồi

Dưới tác dụng của tải trọng, bê tông bị biến dạng. Đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng $\sigma_b - \epsilon_b$ khi gia tải (nét liền trên h.3.3, a và b) vẽ được qua thí nghiệm nén mẫu bê tông chịu tải trọng ngắn hạn cho thấy biến dạng tăng nhanh hơn ứng suất. Khi dỡ hết tải (đường AD trên h.3.3,b), đường cong $\sigma_b - \epsilon_b$ không trùng với khi gia tải và biến dạng cũng không hồi phục hoàn toàn. Phần biến dạng được hồi phục ϵ_{el} là biến dạng đàn hồi, phần còn lại ϵ_{pl} là biến dạng dẻo. Như vậy bê tông là một vật liệu vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Biến dạng tổng cộng $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$.

Tỉ số $\nu = \frac{\epsilon_{el}}{\epsilon_b}$ được gọi là hệ số đàn hồi; tỉ số $\lambda = \frac{\epsilon_{pl}}{\epsilon_b}$ - hệ số dẻo của bê tông ($\nu + \lambda = 1$).

Khi ứng suất σ_b còn nhỏ, biến dạng chủ yếu là đàn hồi nên hệ số đàn hồi ν lớn gần bằng 1. Khi ứng suất σ_b tăng thì hệ số đàn hồi giảm, còn hệ số dẻo tăng.

Môđun đàn hồi khi nén của bê tông là tỉ số:

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_{el}}.$$

E_b chỉ đo được khi gia tải cực nhanh. Khi đó đường cong $\sigma_b - \varepsilon_b$ gần như thẳng, biến dạng chủ yếu chỉ là thành phần đàn hồi (đường OB trên h. 3.3,a). Nếu gia tải nhanh theo từng cấp, đường cong $\sigma_b - \varepsilon_b$ sẽ có dạng bậc thang.

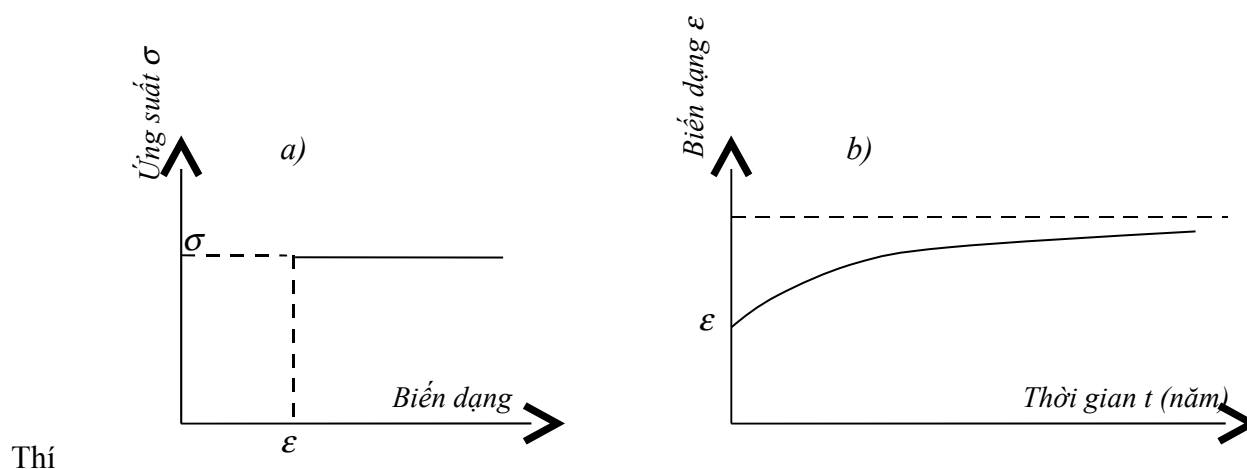
Môđun biến dạng khi nén $E_b' = \sigma_b / \varepsilon_b = \nu \sigma_b / \varepsilon_{el} = \nu E_b$ (chỉ có giá trị ứng với từng điểm nhất định trên đường cong $\sigma_b - \varepsilon_b$).

Môđun biến dạng khi kéo được xác định tương tự như khi nén và được biểu thị dưới dạng:

$$E_{bt} = \nu_t E_b$$

trong đó ν_t là hệ số đàn hồi khi kéo.

b) *Biến dạng do tác dụng dài hạn của tải trọng. Hiện tượng từ biến*



H.3.4. Từ biến của bê tông. a) Biến dạng tăng khi ứng suất không tăng;
b) Từ biến tăng theo thời gian

Thí nghiệm nén mẫu đến một ứng suất nào đó rồi giữ nguyên giá trị tải trọng (tức giữ nguyên ứng suất) trong một thời gian dài, thì biến dạng tăng lên nhiều (h.3.4,a). Đó là hiện tượng từ biến của bê tông. Từ biến cũng xảy ra khi tải trọng thay đổi. Hình 3.4b biểu thị biến dạng từ biến tăng theo thời gian: với ứng suất trong bê tông không quá lớn, biến dạng từ biến tăng nhanh trong thời gian đầu, sau đó tăng chậm dần và sau khoảng 3 – 4 năm thì ngừng lại ở một giá trị nào đó. Nhưng nếu ứng suất trong bê tông xấp xỉ bằng cường độ giới hạn thì biến dạng từ biến tăng không ngừng và gây phá hoại kết cấu.

Các nhân tố ảnh hưởng đến từ biến:

- biến dạng ban đầu lớn thì biến dạng từ biến cũng lớn;
- tỉ lệ nước – xi măng càng cao, lượng xi măng càng nhiều, độ cứng của cốt liệu càng nhỏ, độ chặt của bê tông kém thì biến dạng từ biến càng lớn;
- tuổi bê tông càng cao thì biến dạng từ biến càng giảm;
- độ ẩm môi trường càng cao thì biến dạng từ biến càng nhỏ.

Mức độ từ biến có thể được biểu thị qua một trong hai chỉ tiêu:

- đặc trưng từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và biến dạng đàn hồi: $\varphi = \frac{\varepsilon_{crp}}{\varepsilon_{el}}$;

- suất từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và ứng suất tương ứng: $C = \frac{\varepsilon_{crp}}{\sigma_b}$, thường tính bằng đơn vị cm^2/daN .

Nếu ứng suất trong bê tông không vượt quá khoảng 70% cường độ giới hạn thì C và φ đều tăng theo thời gian; C đạt đến trị số giới hạn C_0 và đặc trưng từ biến đạt đến trị số giới hạn φ_0 . Chẳng hạn với tuổi bê tông khi chịu tải là 90 ngày thì $C_0 \approx 5 \text{ cm}^2/daN$ và $\varphi_0 = 1,8 \div 2,5$.

c) *Biến dạng do co ngót*

Bê tông khi khô cứng trong không khí thì bị giảm thể tích, còn trong nước thì tăng thể tích. Hai hiện tượng đó được gọi chung là co ngót. Biến dạng do co ngót có trị số trong khoảng $(2 \div 4)10^{-4}$. Hiện tượng co ngót có thể gây ra các khe nứt nếu cấu kiện không được cấu tạo hợp lý. Để giảm ảnh hưởng của co ngót, cần chú trọng các biện pháp công nghệ (cấp phối bê tông, tỉ lệ nước – xi măng, đầm chặt) và các biện pháp cấu tạo (bố trí khe co giãn, đặt cốt thép cấu tạo).

d) *Biến dạng do thay đổi nhiệt độ*

Bê tông còn bị biến dạng do sự thay đổi nhiệt độ; cũng như co ngót, đó là loại biến dạng thể tích. Nếu ở kết cấu có sự chênh lệch nhiệt độ, hoặc biến dạng do sự thay đổi nhiệt độ bị cản trở, thì nội lực xuất hiện và có thể gây ra khe nứt trong kết cấu.

e) *Biến dạng cực hạn của bê tông*

Khi chịu nén đúng tâm, bê tông có biến dạng cực hạn khoảng $(1 \div 3)10^{-3}$. Trong vùng nén của cấu kiện chịu uốn, biến dạng cực hạn đạt giá trị lớn hơn và thay đổi trong khoảng $(2 \div 4)10^{-3}$.

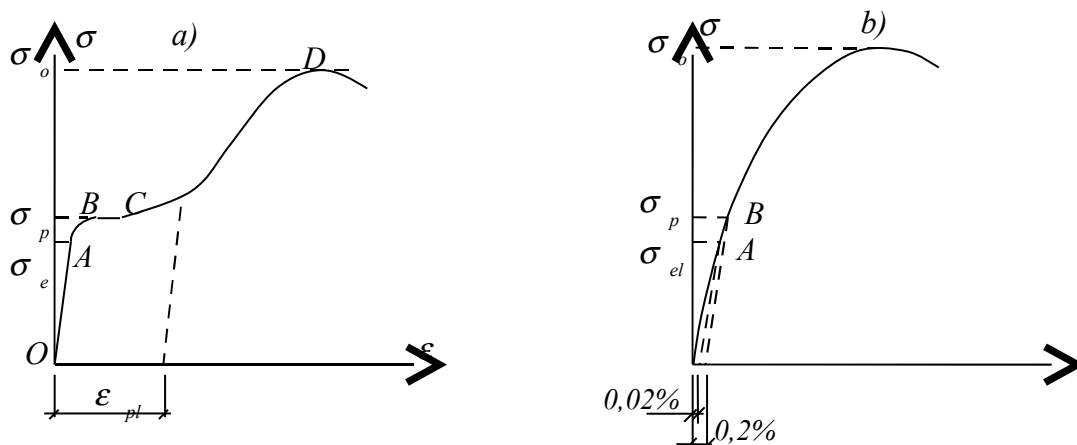
Biến dạng kéo cực hạn của bê tông chỉ bằng khoảng $(1/20 \div 1/10)$ so với biến dạng nén cực hạn. Vì thế bê tông khi chịu kéo thì nhanh chóng bị nứt.

3.2.2. Thép và cốt thép

Các tính chất cơ học của thép (cường độ, mô đun đàn hồi) đã được nghiên cứu kỹ trong môn Sức bền vật liệu. Ở đây chỉ đề cập một vài vấn đề liên quan đến cốt thép.

1. **Tính chất cơ học của thép**

Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng vẽ được qua thí nghiệm kéo mẫu thép như trên h.3.5. Loại thép có thêm chảy rõ ràng gọi là thép dẻo, thường là thép cán nóng (h.3.5,a). Loại thép không có thêm chảy rõ ràng gọi là thép giòn (h.3.5,b), thường là thép kéo nguội, sợi thép cường độ cao.



H.3.5. Biểu đồ ứng suất - biến dạng. a) Thép dẻo; b) Thép giòn

Các chỉ tiêu cơ học đối với thép gồm có:

- giới hạn bền σ_o – là ứng suất gây kéo đứt mẫu thép;
- giới hạn chảy σ_p – đối với thép dẻo là ứng suất ở thềm chảy (đoạn nằm ngang BC trên hình 3.5,a); đối với thép giòn, vì không tồn tại thềm chảy nên dùng giới hạn chảy quy ước, lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,2% (điểm B trên hình 3.5,b).
- giới hạn đàn hồi σ_{el} – đối với thép dẻo là ứng suất ở cuối giai đoạn đàn hồi (điểm A trên hình 3.5,a); đối với thép giòn, quy ước giới hạn đàn hồi lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,02% (điểm A trên hình 3.5,b).

2. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của thép

Khi sản xuất cốt thép, phải làm các thí nghiệm để kiểm tra cường độ. Những sản phẩm không đạt tiêu chuẩn phải loại thành phế phẩm. Đối với thép dẻo kiểm tra theo giới hạn chảy; với thép giòn - theo giới hạn bền.

Cường độ tiêu chuẩn của thép lấy bằng giá trị ứng suất kiểm tra để loại phế phẩm; phụ thuộc vào nhóm cốt thép, cho ở cột 2, bảng 4, phụ lục A.

Cường độ tính toán của thép lấy bằng cường độ tiêu chuẩn tương ứng chia cho hệ số tin cậy $\gamma_i \geq 1$, trị số ghi ở các cột 3, 4 và 5 của bảng 4, phụ lục A.

Cường độ tính toán của thép khi tính cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất phải lấy bằng trị số nêu trên đây nhân với hệ số điều kiện làm việc của cốt thép γ_{si} cho ở các bảng từ 23 đến 26 của TCXDVN 356:2005. Khi tính cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai, hệ số γ_{si} bằng 1.

3. Các loại cốt thép

Theo hình dạng bề mặt, thép để làm cốt trong cấu kiện BTCT gồm có cốt thép trơn trơn và cốt thép có gờ (h.3.6).

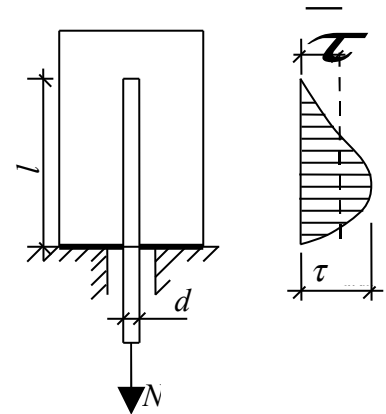
Theo công nghệ chế tạo, có thép cán nóng và thép kéo nguội:

- thép thanh thuộc các nhóm A-I (tròn trơn), A-II, A-III và A-IV (có gờ), tương đương với các nhóm CI, CII, CIII và CIV, là thép cán nóng dùng cho cấu kiện BTCT thường;
- nhóm A_T-IV, A_T-V và A_T-VI – thép gia công nhiệt;

- nhóm A-IIIB và A-IIIB - thép kéo nguội;
- nhóm B-I và B_p-II - sợi thép cường độ cao.

Thép sợi, bó sợi thép cường độ cao và các chế phẩm của chúng là những loại thép dùng cho cấu kiện BTCT ứng lực trước.

Trong cấu kiện, cốt thép trơn phải được uốn móc ở hai đầu để không bị tuột khỏi bê tông, còn cốt thép gờ không cần uốn móc. Cốt thép ứng lực trước phải được neo chắc chắn vào hai đầu cấu kiện nhằm duy trì lực ép trước đã tạo ra trong bê tông.



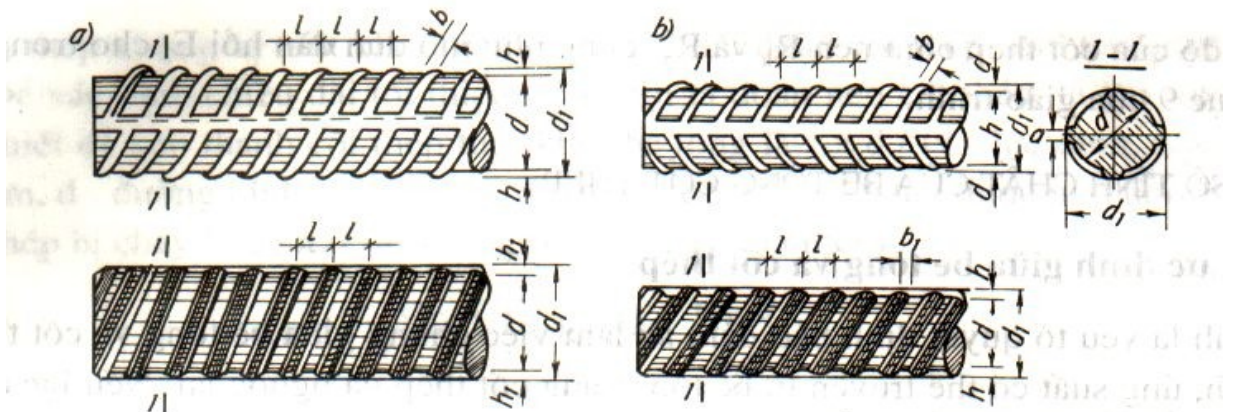
H.3.7. Thí nghiệm xác định lực dính

3.2.3. Một vài đặc điểm của sự phối hợp làm việc giữa bê tông và cốt thép

1. Lực dính giữa bê tông và cốt thép

Lực dính là yếu tố chủ yếu bảo đảm cho sự làm việc đồng thời giữa cốt thép và bê tông. Nhờ có lực dính, ứng suất có thể truyền từ bê tông sang cốt thép và ngược lại. Nếu vì một lý do nào đó mà lực dính không tồn tại nữa thì kết cấu BTCT sẽ bị phá hoại.

Lực dính có thể xác định bằng thí nghiệm kéo một thanh thép khỏi khối bê tông. Vì không biết được quy luật biến thiên của lực dính dọc theo chiều dài đoạn thép ngập trong bê tông nên người ta thường dùng trị số trung bình $\bar{\tau}$ của lực dính (h.3.7).



H.3.6. Một vài loại thép có gờ. a) Nhóm A-II; b) Nhóm A-III và A-IV

$$\bar{\tau} = \frac{N}{S} = \frac{N}{\pi dl}$$

với l là chiều dài đoạn cốt thép nằm trong bê tông,

d - đường kính thanh cốt thép,

N là lực kéo thanh cốt thép tuột khỏi bê tông.

Trị số trung bình của lực dính $\bar{\tau}$ trong khoảng từ 2 đến 4 MPa.

Lực dính phụ thuộc vào cấp độ bền bê tông và tính chất bề mặt của cốt thép. Độ chặt của bê tông càng lớn, tuổi bê tông càng cao và tỉ lệ nước – xi măng càng nhỏ thì lực dính càng lớn. Cốt thép có gờ thì lực dính với bê tông lớn hơn so với cốt thép trơn.

Để duy trì lực dính, chiều dài đoạn cốt thép trong bê tông phải đủ lớn để không tuột khỏi bê tông. Chiều dài tối thiểu của đoạn cốt thép trong bê tông - gọi là đoạn neo cốt thép, được xác định như sau: lực cần thiết để kéo thanh cốt thép tuột khỏi bê tông là $\tau \pi dl$ (τ - lực dính, xác định bằng thực nghiệm; d - đường kính cốt thép; l - đoạn neo cốt thép) không được nhỏ hơn lực kéo làm cho cốt thép bị chảy là $\sigma_p \pi d^2/4$ (σ_p - giới hạn chảy của thép):

$$\tau \pi dl \geq \frac{\sigma_p \pi d^2}{4} \Rightarrow l \geq \frac{\sigma_p d}{4\tau}.$$

Ví dụ: cốt thép nhóm A-II, $\sigma_p = 300 \text{ MPa}$, nếu lấy $\tau = 3 \text{ MPa}$ thì chiều dài đoạn neo phải là:

$$l \geq \frac{300d}{4 \times 3} = 25d.$$

2. Ứng suất nội tại trong bê tông cốt thép

Như đã biết, bê tông có các hiện tượng co ngót và từ biến. Khi trong bê tông không có cốt thép, biến dạng do co ngót và từ biến là biến dạng tự do. Nhưng khi có cốt thép, vì có lực dính nên biến dạng của bê tông bị cốt thép cản trở.

Khi bê tông co ngót giảm thể tích, sự có mặt của cốt thép làm cho bê tông chịu ứng suất kéo, còn cốt thép chịu ứng suất nén. Nếu ứng suất kéo trong bê tông vượt quá cường độ chịu nén, bê tông sẽ bị nứt.

Khi bê tông từ biến, nếu cấu kiện chịu nén, thì sự cản trở biến dạng từ biến làm cho ứng suất nén trong bê tông giảm đi, còn ứng suất nén trong cốt thép tăng lên. Ta nói rằng trong bê tông và trong cốt thép có sự phân phối lại ứng suất do từ biến.

Ngoài co ngót và từ biến, sự thay đổi độ ẩm, nhiệt độ, sự hình thành khe nứt, biến dạng dẻo của bê tông và thép cũng gây ra sự phân phối lại ứng suất trong bê tông và cốt thép.

3.3. VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

3.3.1. Phương pháp tính theo ứng suất cho phép

Cho đến nay đã có ba phương pháp tính toán cấu kiện BTCT.

Phương pháp tính theo ứng suất cho phép dựa trên quan niệm cho rằng BTCT làm việc như một vật liệu đàn hồi, áp dụng các công thức tính toán đã được thiết lập trong môn Sức bền vật liệu, có xét đến đặc điểm của vật liệu bê tông và thép. Vận dụng giai đoạn II của trạng thái ứng suất - biến dạng, với các giả thiết sau:

- xem biểu đồ ứng suất trong vùng nén của bê tông có dạng tam giác;
- bê tông vùng kéo không làm việc, toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu;
- tiết diện phẳng trước và sau khi biến dạng;
- cốt thép và bê tông vùng nén biến dạng tuyến tính, tức là tuân theo định luật Hooke;
- quy đổi cốt thép thành bê tông theo tỉ lệ mô đun đàn hồi để có thể tính toán BTCT như một vật liệu đồng nhất.

Cho biến dạng của bê tông ngang mức cốt thép và biến dạng của cốt thép bằng nhau do sự làm việc đồng thời, theo định luật Hooke có thể viết:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}.$$

Suy ra

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = \alpha \sigma_b$$

trong đó $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ có giá trị khoảng từ 7 đến 10, nghĩa là ứng suất trong cốt thép lớn gấp α lần ứng suất trong bê tông ngang mức cốt thép. Vì thế trong tiết diện quy đổi, diện tích cốt thép A_s được thay thế bằng một diện tích bê tông tương đương là αA_s .

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo và ứng suất trong bê tông chịu nén, những đại lượng không được vượt quá ứng suất cho phép tương ứng, được xác định theo các công thức của Sức bền vật liệu đối với tiết diện quy đổi.

Kết quả tính toán theo ứng suất cho phép thường sai khác đáng kể so với kết quả nghiên cứu thực nghiệm. Sở dĩ như vậy là vì bê tông không phải là vật liệu hoàn toàn đàn hồi như giả thiết mà vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Ở vùng nén, biểu đồ ứng suất trong bê tông có dạng đường cong. Tỉ số mô đun đàn hồi của cốt thép và bê tông (α) là một đại lượng thay đổi, bởi vì với sự phát triển của biến dạng dẻo thì mô đun đàn hồi của bê tông giảm đi, điều đó chưa được kể đến trong tính toán. Kết quả là ứng suất trong cốt thép tính theo phương pháp ứng suất cho phép sẽ lớn hơn giá trị thực tế. Ngoài ra, khi đã bị nứt, bê tông vùng kéo không còn làm việc đồng thời với cốt thép; coi biến dạng của bê tông và biến dạng cốt thép bằng nhau là không hợp lý.

Trong phương pháp ứng suất cho phép, một hệ số an toàn chung cho toàn kết cấu được sử dụng mà giá trị của nó không có cách xác định với một cơ sở đầy đủ.

3.3.2. Phương pháp tính theo nội lực phá hoại

Phương pháp tính theo nội lực phá hoại không chấp nhận giả thiết vật liệu đàn hồi mà có xét đến tính dẻo của bê tông, do đó sự làm việc của vật liệu trong kết cấu được phản ánh đúng đắn hơn; tuy nhiên phương pháp này cũng chỉ dùng một hệ số an toàn chung như phương pháp tính theo ứng suất cho phép.

Phương pháp tính theo nội lực phá hoại dựa trên các giả thiết sau:

- khả năng chịu lực của cấu kiện được tính toán theo sơ đồ phá hoại, trường hợp phá hoại dẻo, bê tông và cốt thép đồng thời đạt đến ứng suất giới hạn;
- biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng nén có dạng cong, nhưng trong tính toán được thay thế bằng hình chữ nhật;
- hệ số an toàn về độ bền k lấy bằng tỉ số giữa nội lực phá hoại và nội lực trong giai đoạn sử dụng;

Không sử dụng giả thiết tiết diện phẳng, định luật Hooke và tỉ số $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ khi tính toán nội lực phá hoại.

Khả năng chịu lực của cấu kiện tại một tiết diện được xác định từ điều kiện cân bằng tác dụng của ngoại lực và nội lực, chẳng hạn đối với cấu kiện chịu uốn cốt thép đơn:

$$M_u = kM = A_s \sigma_y z = A_{bc} R_u z$$

trong đó $z = h_o - x/2$.

Hệ số an toàn về độ bền k được xác định tùy thuộc loại kết cấu, đặc trưng phá hoại và loại tổ hợp tải trọng, có giá trị trong khoảng 1,5÷ 2,5.

Nhược điểm cơ bản của phương pháp tính theo nội lực phá hoại là sử dụng một hệ số an toàn chung, trong khi kết cấu chịu ảnh hưởng của rất nhiều yếu tố tác động như: sự khác nhau của đặc tính vật liệu bê tông và thép, sự sai khác giữa trị số tải trọng thực tế so với trị số tải trọng được đưa vào các phép tính toán, điều kiện làm việc của bê tông và cốt thép v.v... Tuy vậy so với phương pháp tính theo ứng suất cho phép thì phương pháp tính theo nội lực phá hoại đã có tiến bộ hơn, nhờ dựa vào một số giả thiết phản ánh đầy đủ hơn sự làm việc của hai loại vật liệu, nhất là tính dẻo của cốt thép.

3.3.3. Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn

Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn (TTGH) ngoài việc xét đến tính dẻo của bê tông, còn xét khả năng thay đổi của tải trọng và cường độ vật liệu. Mỗi yếu tố tham gia vào quá trình tính toán đều được xét đến khả năng thay đổi bằng một hệ số tính toán độc lập. Phương pháp này phản ánh khá toàn diện sự làm việc của kết cấu, hiện đang được xem là phương pháp tiên tiến. Quy phạm nhiều nước trên thế giới cũng như nước ta quy định áp dụng phương pháp tính theo trạng thái giới hạn trong tính toán thiết kế công trình xây dựng dân dụng – công nghiệp, giao thông và thủy lợi.

Khái niệm TTGH được xây dựng với hai nhóm: nhóm thứ nhất là các TTGH về khả năng chịu lực và ổn định; nhóm thứ hai là các TTGH về biến dạng và nứt.

Các giả thiết được sử dụng trong phương pháp tính theo TTGH gồm có:

- cường độ cấu kiện được tính toán ở giai đoạn phá hoại (giai đoạn III); biểu đồ ứng suất cong của bê tông vùng nén được lấy là hình chữ nhật;
- tính toán về việc sử dụng bình thường xuất phát từ giai đoạn I hoặc II của trạng thái ứng suất và biến dạng trên tiết diện của kết cấu, tùy theo trường hợp tính toán;
- sử dụng nhiều hệ số tính toán thay vì chỉ một hệ số an toàn chung: hệ số tin cậy về tải trọng (hệ số vượt tải), hệ số tin cậy về vật liệu, hệ số điều kiện làm việc của bê tông và của cốt thép.

3.4. NỘI DUNG VÀ YÊU CẦU TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN (TTGH)

TTGH là trạng thái mà nếu vượt qua nó, kết cấu sẽ không còn làm việc được nữa hoặc không còn đảm bảo sự làm việc bình thường như bị phá hoại, bị mất ổn định, biến dạng hoặc chuyển vị quá lớn, khe nứt quá rộng (đối với những kết cấu được phép nứt với một bề rộng giới hạn) hoặc phát sinh khe nứt (đối với những kết cấu không được phép nứt).

3.4.1. Yêu cầu tính toán theo nhóm TTGH thứ nhất: về cường độ và ổn định

Tính toán cấu kiện theo nhóm TTGH về cường độ và ổn định là đảm bảo cho kết cấu BTCT không bị phá hoại và không bị mất ổn định trong suốt quá trình sử dụng; nói cách khác, kết cấu phải đủ khả năng chịu lực dưới tác dụng của các nguyên nhân được xét đến trong tính toán; điều này được thể hiện qua điều kiện cường độ viết dưới dạng tổng quát sau:

$$T \leq T_p$$

T - nội lực do tải trọng tính toán gây ra;

T_p - khả năng chịu lực của cầu kiện, phụ thuộc vào cường độ tính toán của bê tông và cốt thép, các hệ số tính toán và các kích thước hình học của cầu kiện; đây chính là nội lực mà nếu vượt qua nó thì cầu kiện bị phá hoại (theo tính toán).

Nội lực tính toán T đối với cầu kiện BTCT là ký hiệu chung cho các nội lực M , N và Q (mômen uốn, lực dọc, lực cắt và do tải trọng tính toán gây ra) là những đại lượng được sử dụng trong tính toán các cầu kiện cơ bản. Khi thiết kế phải xác định nội lực tính toán theo tổ hợp tải trọng bất lợi nhất, trong đó khả năng thay đổi của mỗi tải trọng được xét bằng cách sử dụng hệ số tin cậy về tải trọng n .

Nội dung tính toán kết cấu BTCT theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất gồm có:

- xác định các đặc trưng hình học của tiết diện;
- xác định diện tích cốt thép cần thiết và bố trí một cách hợp lý;
- kiểm tra khả năng chịu lực của cầu kiện.

Các nội dung tính toán đều nhằm đảm bảo điều kiện cường độ $T \leq T_p$.

3.4.2. Yêu cầu tính toán theo nhóm TTGH thứ hai: về biến dạng và nứt

Tùy theo yêu cầu cụ thể, cầu kiện sẽ được tính toán sao cho chuyển vị và khe nứt không vượt quá mức cho phép:

$$f \leq [f]$$

f - chuyển vị hoặc bề rộng khe nứt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra (trong kết cấu BTCT, chuyển vị được xét đến thường chỉ là độ võng);

$[f]$ - chuyển vị hoặc bề rộng khe nứt cho phép, do tiêu chuẩn thiết kế quy định.

Đối với những cầu kiện không được phép nứt, cần phải tính toán sao cho:

$$T_n \leq T_{\text{crc}}$$

T_n - nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra,

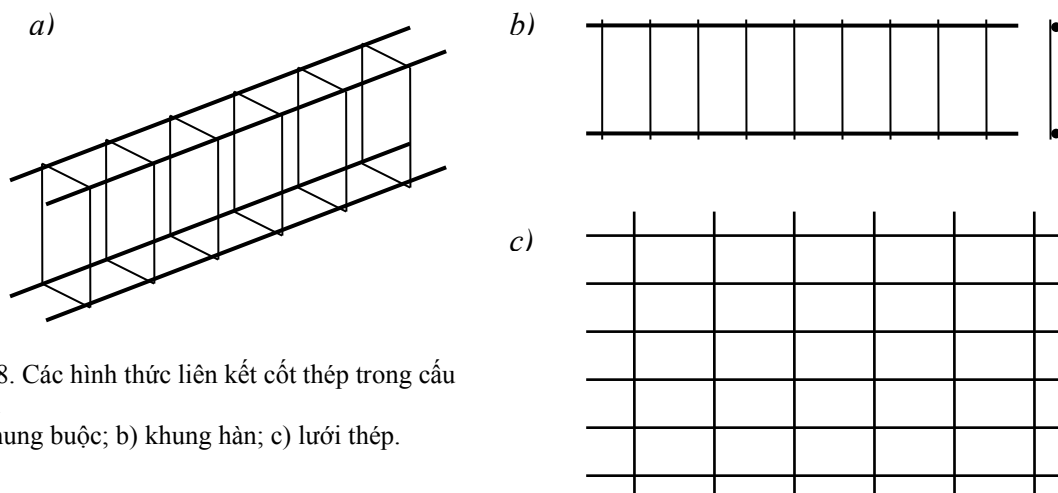
T_{crc} - nội lực gây ra khe nứt cho cầu kiện.

3.5. CHỈ DẪN CHUNG VỀ CẤU TẠO CỦA CẦU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

Các cầu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý về hình dáng, kích thước và sự bố trí cốt thép, nhằm bảo đảm khả năng chịu lực và sự làm việc bình thường trong suốt thời gian sử dụng công trình.

3.5.1. Bố trí cốt thép trong cầu kiện

Theo chức năng, cốt thép trong cầu kiện có hai loại: cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo (cốt thép thi công).



H.3.8. Các hình thức liên kết cốt thép trong cầu kiện.

a) khung buộc; b) khung hàn; c) lưới thép.

Cốt thép chịu lực được xác định theo tính toán. Tỷ số phần trăm cốt thép μ % (còn gọi là hàm lượng cốt thép) so với diện tích mặt cắt phải nằm trong khoảng giữa $\mu_{\min}$ và $\mu_{\max}$. Tỷ số tối thiểu $\mu_{\min}$ và tỷ số tối đa $\mu_{\max}$ sẽ được xác định cho từng loại cầu kiện cụ thể.

Cốt thép cấu tạo có nhiều công dụng: liên kết với cốt thép chịu lực thành một khung thép có độ cứng nhất định để có thể đổ bê tông, chịu các ứng suất tập trung, ứng suất do co ngót của bê tông và ứng suất do thay đổi nhiệt độ. Cốt thép cấu tạo thường không tính toán mà được bố trí theo kinh nghiệm hoặc theo quy định của quy phạm. Tuy được gọi là cốt thép cấu tạo nhưng trong nhiều trường hợp chúng đóng một vai trò quan trọng đối với sự làm việc của kết cấu BTCT; nếu thiếu hoặc bố trí không hợp lý, kết cấu có thể không phát huy hết khả năng chịu lực hoặc bị hư hỏng cục bộ.

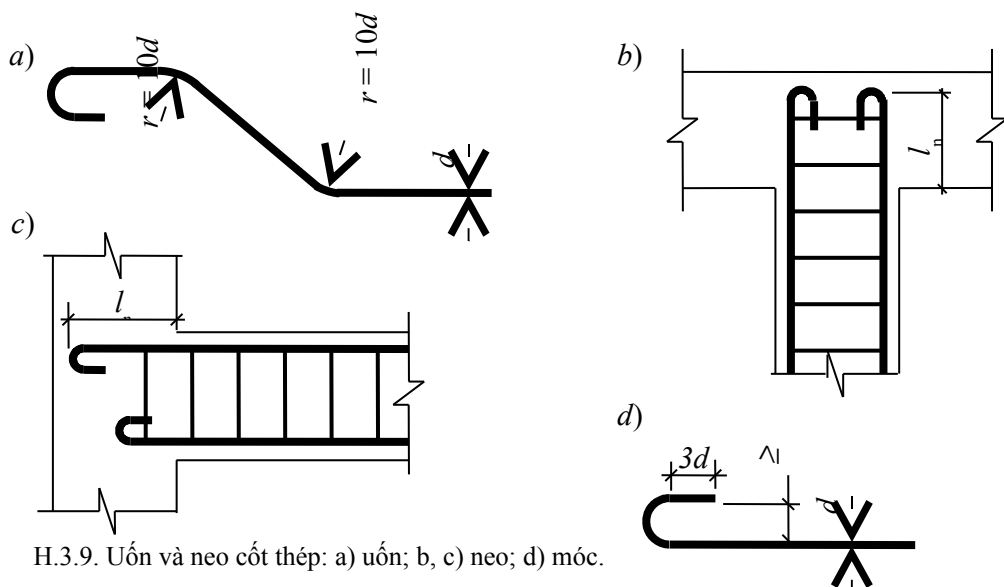
Các loại cốt thép không chỉ được tính toán về diện tích cần thiết, mà còn phải được bố trí một cách hợp lý trong cầu kiện. Hai yếu tố chính cần được phối hợp khi bố trí cốt thép là đường kính và khoảng cách giữa các thanh cốt thép.

Đối với cốt thép chịu lực, khi diện tích đã được xác định, đường kính cốt thép và khoảng cách giữa chúng có quan hệ với nhau. Đường kính cốt thép quá lớn hoặc quá bé đều giảm tác dụng chịu lực của cầu kiện. Khi tính toán và cấu tạo các loại cầu kiện cụ thể sẽ có chỉ dẫn về việc chọn đường kính cốt thép. Về mặt khoảng cách, khe hở giữa các thanh cốt thép nói chung không được nhỏ hơn 30 mm khi đổ bê tông theo phương nằm ngang và không được nhỏ hơn 50 mm khi đổ bê tông theo phương thẳng đứng. Mặt khác, khoảng cách cốt thép nói chung không được lớn hơn 200 mm trong các bản mỏng dưới 150 mm và không lớn hơn 400 mm trong cột và dầm. Khoảng cách cốt thép quá lớn thì sự phân bố nội lực trên tiết diện không đều, ảnh hưởng không tốt đến khả năng truyền lực qua lại giữa cốt thép và bê tông. Nhưng khoảng cách quá nhỏ thì lớp bê tông bao bọc xung quanh bề mặt cốt thép bị giảm, khả năng truyền lực cũng giảm, hơn nữa còn gây khó khăn cho thi công.

Trong cầu kiện, các thanh cốt thép không đặt rời rạc mà phải được liên kết với nhau bằng buộc hoặc hàn, tạo thành các *khung thép* (h.3.8,a) hoặc *lưới thép* (h.3.8,b).

3.5.2. Neo, uốn và nối cốt thép

Uốn cốt thép thường gặp khi bố trí cốt xiên trong cầu kiện. Góc uốn cốt xiên không được quá nhỏ để tránh sự ép nát bê tông; bán kính cong của chỗ uốn thường được lấy là $r = 10d$ (h.3.9,a). Cốt đai cũng được uốn để bao quanh các thanh cốt dọc (cốt xiên và cốt đai gọi chung là cốt ngang).



H.3.9. Uốn và neo cốt thép: a) uốn; b, c) neo; d) móc.

Cốt thép phải được neo để tránh bị kéo tuột khỏi bê tông. Trong khung và lưới thép buộc, các thanh chịu kéo bằng thép tròn trơn cần được uốn móc ở hai đầu. Cốt thép tròn trơn dùng trong khung và lưới hàn, cũng như cốt thép có gờ thì không cần uốn móc. Đoạn cốt thép kể từ đầu mút đến vị trí mà cốt thép được tính toán với toàn bộ khả năng chịu lực của nó (h.3.4,b,c) gọi là đoạn neo. Dựa vào kết quả thí nghiệm, quy phạm quy định chiều dài tối thiểu của đoạn neo $l_{n,min}$ (xem bảng 3.1), còn chiều dài đoạn neo l_n được xác định theo công thức sau:

$$l_n \geq \left(m \frac{R_s}{R_b} + \lambda \right) d \geq l_{n,min} \quad (3.13)$$

d - đường kính cốt thép dọc được neo;

m và λ - các hệ số trong bảng 2.1;

R_s, R_b - cường độ chịu nén tính toán của thép và bê tông.

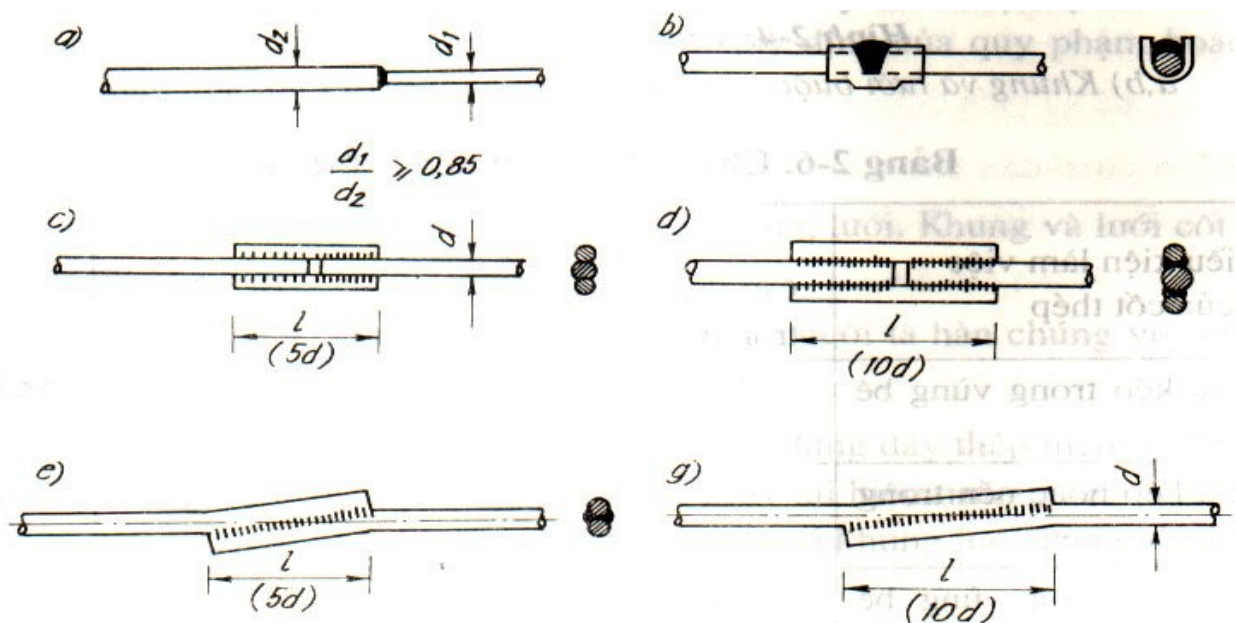
Khi chiều dài đoạn neo tính theo (3.13) không đủ và thanh cốt thép không có móc, thì cần thiết phải có thiết bị neo đặc biệt.

Nối cốt thép là trường hợp thường gặp khi các thanh cốt thép không đủ chiều dài. Theo quy định, cốt thép chỉ được nối ở những vị trí có nội lực không lớn. Có thể nối chồng (h.3.10) hoặc nối hàn (h.3.11). Nối chồng (buộc) chỉ được thực hiện với các thanh cốt thép chịu nén và không được nối chồng những thanh có đường kính lớn hơn 30 mm.

Bảng 3.1. Chiều dài tối thiểu của đoạn neo $l_{n,min}$.

Điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số m		Hệ số λ	$l_{n,min}$
	cốt thép trơn	cốt thép gờ		
Cốt chịu kéo được neo trong vùng bê tông chịu kéo	1,2	0,7	11	$25d; 250 \text{ mm}$
Cốt chịu kéo hoặc nén được neo trong vùng	0,8	0,5	8	$15d; 200 \text{ mm}$

bê tông chịu nén				
Mối nối chồng trong vùng bê tông chịu kéo	1,55	0,9	11	30d; 250 mm
Mối nối chồng trong vùng bê tông chịu nén	1	0,65	8	15d; 200 mm



H.3.11. Nối hàn cốt thép. a) hàn đối đầu khi $d \geq 10mm$; b) hàn máng; c, d) hàn có thanh nẹp; e, f) hàn chồng.

3.5.3. Lớp bê tông bảo vệ

Lớp bê tông bảo vệ tính từ mép cấu kiện đến mép gần nhất của cốt thép (h.3.12). Nó có tác dụng đảm bảo sự làm việc đồng thời của cốt thép và bê tông trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu, đồng thời bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn do môi trường bên ngoài. Trong mọi trường hợp, chiều dày lớp bê tông bảo vệ (C) không được nhỏ hơn đường kính (d) của cốt thép được bảo vệ và không nhỏ hơn:

a) Đối với cốt thép dọc chịu lực:

- trong bản và tường có chiều dày h:

+ $h \leq 100 \text{ mm}$: 10 mm (15 mm)

+ $h > 100 \text{ mm}$: 15 mm (20 mm)

- trong dầm và dầm sườn có chiều cao h:

+ $h < 250 \text{ mm}$: 15 mm (20 mm)

+ $h \geq 250 \text{ mm}$: 20 mm (25 mm)

- trong cột: 20 mm (25 mm)

- trong dầm móng: 30 mm

- móng:

+ lắp ghép: 30 mm

+ đổ bê tông tại chỗ khi có bê tông lót 35 mm

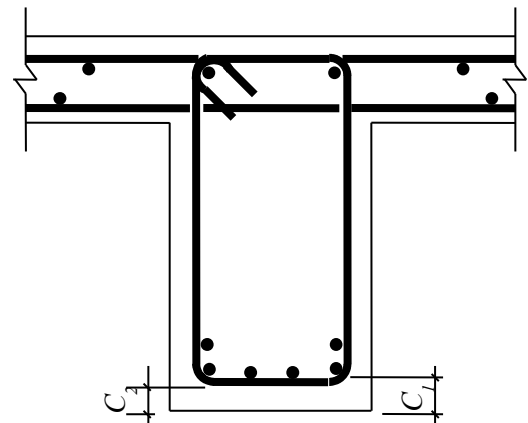
- + đổ bê tông tại chỗ khi không có bê tông lót 70 mm.
- 20 mm trong cột và dầm có $h > 100 \text{ mm}$;
- 30 mm trong móng lắp ghép và dầm có $h > 250 \text{ mm}$;
- 35 mm trong móng đổ bê tông tại chỗ khi có bê tông lót;
- 70 mm trong móng đổ bê tông tại chỗ khi không có bê tông lót.

b) Đối với cốt đai, cốt phân bố và cốt cấu tạo:

- Khi chiều cao tiết diện nhỏ hơn 250 mm: 10 mm (15 mm)
- Khi chiều cao tiết diện $\geq 250 \text{ mm}$: 15 mm (20 mm).

(Các trị số trong ngoặc áp dụng cho kết cấu ngoài trời hoặc những nơi ẩm ướt; đối với kết cấu trong vùng chịu ảnh hưởng của môi trường biển, chiều dày lớp bê tông bảo vệ lấy theo quy định của tiêu chuẩn hiện hành TCXDVN 327:2004).

H.3.12. Lớp bê tông bảo vệ:
 C_1 : của cốt dọc; C_2 : của cốt đai



3.5.4. Mối nối trong kết cấu lắp ghép

Đề liên kết các bộ phận của kết cấu lắp ghép, khi thi công phải chừa các đầu cốt thép ra ngoài hoặc bố trí sẵn các chi tiết thép; sau khi lắp ghép thì hàn nối các đầu cốt thép hoặc các chi tiết thép của các bộ phận lại với nhau rồi đổ bê tông lấp kín chỗ nối.

Theo tính chất làm việc, có mối nối cứng và mối nối khớp. Mối nối khớp có cấu tạo đơn giản, chỉ cần đặt trực tiếp bộ phận này lên bộ phận kia và dùng các liên kết để tránh dịch chuyển. Mối nối cứng có nhiệm vụ chịu mômen nên phải được cấu tạo chắc chắn như trong kết cấu toàn khối.

Theo đặc điểm cấu tạo, có có mối nối khô và mối nối ướt. Mối nối khô được thực hiện bằng cách hàn các chi tiết đặt sẵn ở đầu các bộ phận lắp ghép và dùng vữa bê tông lấp kín để bảo vệ cốt thép. Mối nối ướt thực hiện bằng cách hàn các đầu cốt thép chịu lực chừa sẵn lại với nhau và đổ bê tông chèn kín chỗ nối. Trong mối nối ướt, khi bê tông đủ cường độ cần thiết thì mối nối mới bắt đầu phát huy khả năng chịu lực.

3.6. SỰ HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BTCT

Bê tông và cốt thép cùng chịu tải trọng cho đến khi kết cấu bị phá hoại. Với thanh chịu kéo, sau khi bê tông bị nứt, cốt thép chịu toàn bộ lực kéo và thanh bị xem là bị phá hoại khi ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy. Với cột chịu nén, sự phá hoại bắt đầu khi ứng suất trong bê tông đạt cường độ chịu nén. Sự phá hoại của dầm chịu uốn có thể bắt đầu từ cốt thép ở vùng kéo khi ứng suất trong nó đạt giới hạn chảy hoặc bắt đầu từ vùng nén khi ứng suất trong bê tông đạt cường độ chịu nén.

BTCT có thể bị hư hỏng do các tác dụng cơ học, hoá học và sinh học của môi trường.

Về cơ học, bê tông có thể bị bào mòn do mưa và dòng chảy, đặc biệt là trong công trình thủy lợi, giao thông. Để chống lại các tác dụng cơ học, cần bảo đảm cường độ cần thiết cho bê tông và độ đặc chắc ở bề mặt công trình.

Về sinh học, các loại rong, rêu, hà, vi khuẩn ở sông, biển gây tác dụng phá hoại bề mặt bê tông.

Về hoá học, bê tông bị xâm thực bởi các chất hoá học như axit, muối tồn tại trong môi trường.

Cốt thép có thể bị xâm thực do tác dụng hoá học và điện phân của môi trường. Khi cốt thép bị rỉ, thể tích lớp rỉ tăng lên nhiều lần so với thể tích kim loại ban đầu, nó chèn ép lên bê tông, gây ra vết nứt, phá hỏng lớp bảo vệ. Sự xuất hiện vết nứt quá rộng làm cho cốt thép dễ bị rỉ. Trong môi trường có hơi nước mặn, môi trường có nhiệt độ và độ ẩm cao, cốt thép bị rỉ nhanh hơn. Ngoài ra, ứng suất cao, sự gia công nguội cũng làm cho cốt thép dễ bị rỉ.

Chống rỉ cho cốt thép là một yêu cầu hết sức quan trọng. Việc làm sạch bề mặt cốt thép và dùng nước sạch là điều bắt buộc khi thi công đổ bê tông.

BTCT còn bị hư hỏng do quá trình lão hoá dẫn đến sự suy thoái của lực dính; vật liệu có thể trở thành rời rạc, làm mất khả năng chịu lực của bê tông.

Ngoài những nguyên nhân trên, công trình BTCT còn bị hư hỏng do những sai lầm chủ quan của con người trong thiết kế, thi công và quản lý.

Ngày nay với những thành tựu mới về phương pháp kiểm tra chất lượng vật liệu, với những thiết bị đo truyền sóng siêu âm, sự xuất hiện của vật liệu polyme, công nghệ chế tạo cấu kiện ứng lực trước v.v... đã xuất hiện một lĩnh vực công nghệ mới về gia cố, phục hồi khả năng chịu lực của kết cấu BTCT, đem lại giá trị kinh tế, kỹ thuật rất lớn.

3.7. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU UỐN

Cấu kiện chịu uốn là những cấu kiện chịu các thành phần nội lực là mômen và lực cắt. Dựa theo hình dáng và hình thức chịu lực, cấu kiện chịu uốn được phân thành hai loại chính: bản và dầm.

3.7.1. Cấu tạo của bản

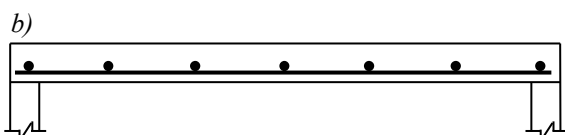
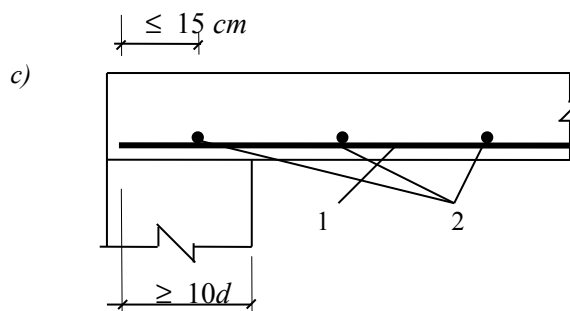
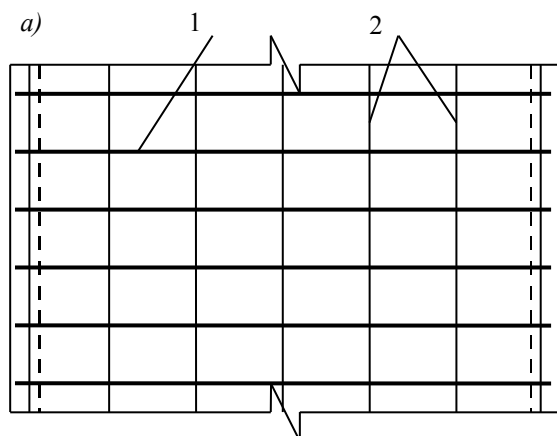
Bản là những cấu kiện có chiều dày khá nhỏ so với hai kích thước còn lại; tải trọng tác dụng theo phương thẳng góc với mặt phẳng bản. Trong kết cấu xây dựng dân dụng và công nghiệp, chiều dày bản sàn h trong khoảng $6 \div 12 \text{ cm}$. Trong kết cấu công trình giao thông và thủy lợi, h thường lớn hơn nhiều. Với bản kiểu dầm (bản làm việc một phương), chiều dày bản không nhỏ hơn $1/25$ so với nhịp của bản; với bản làm việc hai phương, chiều dày bản khoảng $1/30$ so với nhịp. Bê tông bản sàn thường dùng các cấp độ bền B12,5, B15 và B20.

Cốt thép trong bản gồm hai loại: cốt chịu lực và cốt phân bố.

Cốt chịu lực của bản (cốt số 1, h.3.13,a) thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II, được tính toán theo mômen uốn; được cấu tạo thành lưới hàn hoặc lưới buộc. Đường kính cốt chịu lực $d = 6 \div 12 \text{ mm}$. Khoảng cách giữa các thanh cốt chịu lực, để dễ đổ bê tông, không nhỏ hơn 7 cm , nhưng cũng không lớn hơn 20 cm .

Trong bản làm việc hai phương, cốt thép theo cả hai phương đều là cốt chịu lực.

b)



H.3.13. Bố trí cốt thép trong bản một nhịp.

a) mặt bằng; b) mặt cắt; c) gối tựa đơn.

1. cốt chịu lực; 2. cốt phân bố.

Trong bản kiểu dầm, cốt chịu lực là cốt theo phương làm việc chủ yếu của bản. Cốt theo phương thẳng góc với cốt chịu lực là cốt phân bố (cốt cấu tạo, (cốt số 2, h.3.13,a), có tác dụng giữ vị trí các cốt chịu lực khi đổ bê tông, phân bố ảnh hưởng của nội lực đều đặn hơn và chịu các ứng suất chưa được xét tới trong tính toán như ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi gây ra. Cốt phân bố có đường kính $6 \div 8 \text{ mm}$, số lượng không ít hơn 10% so với số lượng cốt chịu lực tại vị trí có mômen uốn lớn nhất. Về vị trí, cốt phân bố đặt gần trục trung hòa hơn cốt chịu lực (h.3.13,b). Cốt phân bố không cần tính toán mà được chọn và bố trí với khoảng cách $25 \div 35 \text{ cm}$ và thường dùng thép nhóm A-I.

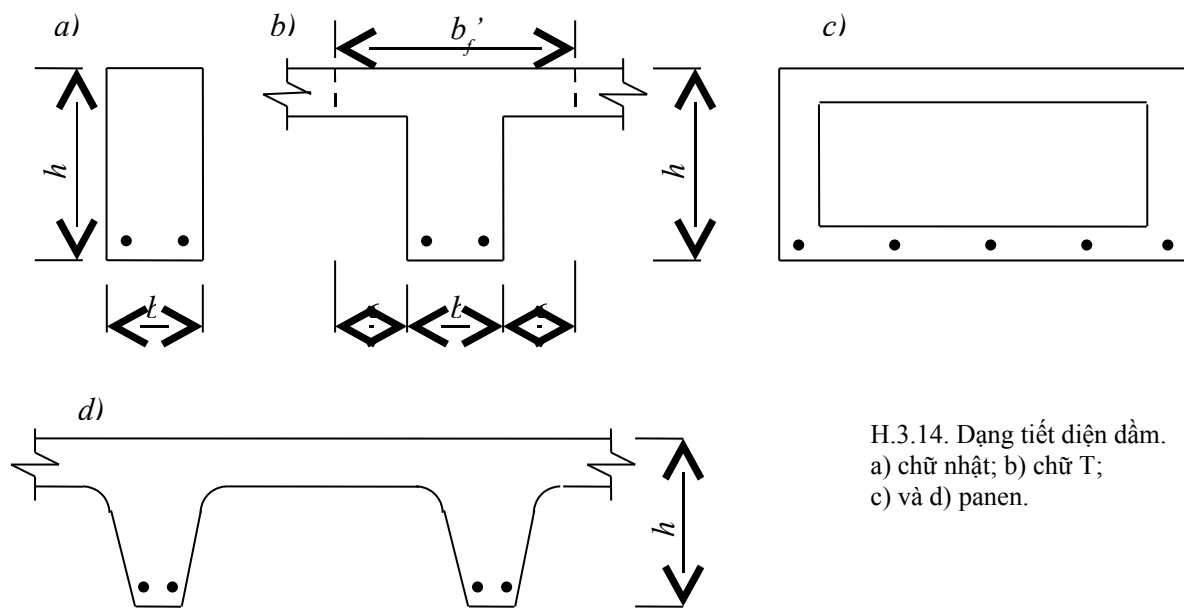
Tại gối tựa, cốt chịu lực phải được kéo sâu quá mép gối một đoạn không ít hơn $10d$ (d là đường kính cốt chịu lực) và trong phạm vi gối tựa phải có cốt phân bố (h.3.13,c).

Các cốt chịu lực và cốt phân bố không đặt rời rạc mà được liên kết với nhau bằng cách buộc hoặc hàn thành lưới. Khi mặt bằng công trình lớn, thường dùng lồng thép hàn cuộn được chế tạo sẵn, rải theo phương chịu lực của bản. Chỉ khi mặt bằng nhỏ mới dùng lồng thép buộc tại chỗ.

Phần tính toán và cấu tạo bản BTCT sẽ trình bày kỹ hơn trong chương Sản BTCT toàn khối. Chương này chủ yếu xét về dầm.

3.7.2. Cấu tạo của dầm

Dầm là loại cấu kiện có các kích thước tiết diện khá nhỏ so với chiều dài. Dầm BTCT có các dạng tiết diện thường dùng là chữ nhật, chữ T, chữ I và hộp; thường gặp nhất là chữ nhật (h.3.14,a) và chữ T (h.3.14,b). Với tiết diện chữ nhật, tỉ số giữa chiều rộng và chiều cao hợp lý nhất là $b/h = 1/4 \div 1/2$; tỉ số giữa chiều cao và nhịp dầm h/l nằm trong khoảng $1/12 \div 1/8$.



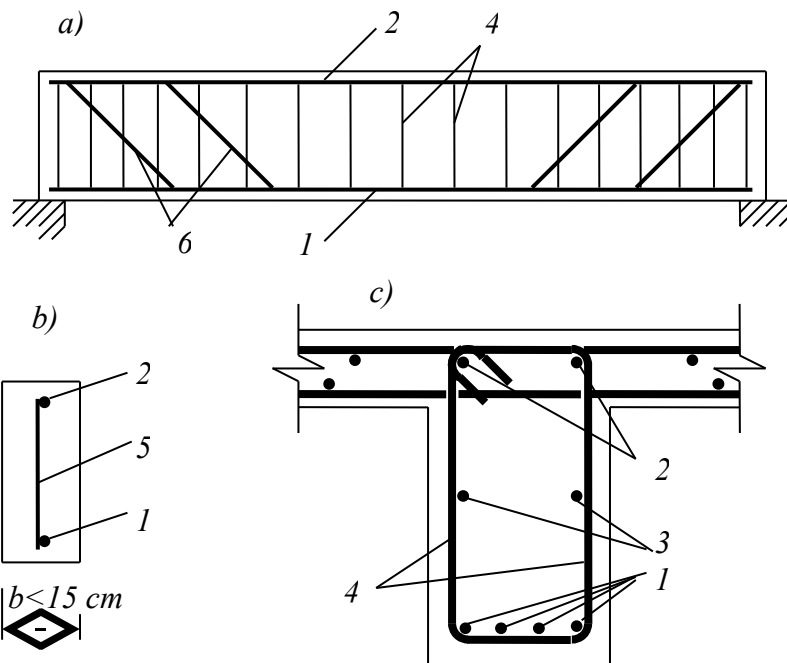
H.3.14. Dạng tiết diện dầm.
a) chữ nhật; b) chữ T;
c) và d) panen.

Các loại cốt thép trong dầm gồm có: cốt dọc chịu lực, cốt dọc thi công, cốt đai và cốt xiên.

Cốt dọc chịu lực thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II, đường kính d trong khoảng $12 \div 32 \text{ mm}$. Khe hở giữa các cốt phải đủ để đổ bê tông, trong mọi trường hợp không được nhỏ hơn đường kính cốt thép, không nhỏ hơn kích thước lớn nhất của cốt liệu. Chiều dày lớp bảo vệ chọn theo yêu cầu cấu tạo đã nêu ở mục 2.3.3 và tối thiểu phải là 3 cm . Trong dầm có bề rộng $b > 15 \text{ cm}$, phải có ít nhất hai thanh cốt dọc chịu lực; khi $b \leq 15 \text{ cm}$ có thể chỉ bố trí một thanh. Các cốt dọc chịu lực có thể bố trí thành một hoặc vài lớp.

Cốt dọc thi công đặt theo yêu cầu cấu tạo, có nhiệm vụ giữ vị trí các cốt đai trong lúc thi công và chịu ứng suất do co ngót và sự thay đổi nhiệt độ. Chúng có đường kính $d = 10 \div 12 \text{ mm}$, thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II. Theo chiều cao dầm, các cốt dọc phải được bố trí với khoảng cách không lớn hơn 40 cm ; vì vậy, nếu chiều cao dầm lớn hơn 50 cm , phải đặt thêm cốt dọc phụ như các thanh số 3 trên hình 3.15,c. Tổng diện tích các cốt dọc thi công không nhỏ hơn $0,1\%$ diện tích sườn dầm.

Cốt xiên và cốt đai trong dầm có tác dụng chịu lực cắt – nguyên nhân chính gây ra khe nứt nghiêng ở những đoạn dầm gần gối tựa. Cốt xiên thường dùng trong khung thép buộc, và thường là do cốt dọc uốn lên. Góc uốn cốt xiên thường là 45° ; nếu chiều cao dầm nhỏ hơn 30 cm , góc uốn có thể là 30° . Khi chiều cao dầm lớn hơn 80 cm , góc uốn là 60° . Trong khung thép hàn, thường tính toán sao cho không phải dùng đến cốt xiên; khi đó cốt đai phải dày lên để đủ khả năng chịu lực cắt.



H.3.15. Cốt thép trong dầm.

a) cắt dọc dầm; b) đai một nhánh; c) đai hai nhánh.

1. cốt dọc chịu lực; 2 và 3. cốt cầu tạo; 4 và 5. cốt đai; 6. cốt xiên.

Cốt đai trong khung thép buộc thường dùng nhóm thép A-I, là loại cốt bao quanh các cốt dọc, có đường kính $6 \div 8 \text{ mm}$; khi chiều cao dầm $h > 80 \text{ cm}$ thì dùng đường kính $8 \div 10 \text{ mm}$. Khoảng cách giữa các cốt đai được xác định theo tính toán, nhưng trong mọi trường hợp không quá 30 cm trên đoạn $1/4$ nhịp dầm kể từ gối tựa và không quá 50 cm trên đoạn giữa dầm. Mỗi vòng cốt đai bao quanh không quá 5 thanh cốt dọc chịu kéo và không quá 3 thanh cốt dọc chịu nén. Do yêu cầu đó nên khi có nhiều cốt dọc thì cốt đai phải đặt thêm nhánh phụ. Khi bề rộng dầm b nhỏ hơn 15 cm và chỉ có một thanh cốt dọc thì cốt đai chỉ gồm một nhánh (h.3.15,b).

Những yêu cầu cấu tạo của cốt đai được trình bày kỹ hơn ở mục 3.6.2 [3].

3.8. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT VỀ CƯỜNG ĐỘ

3.8.1. Tiết diện chữ nhật cốt đơn

a) Sơ đồ và các công thức cơ bản của trường hợp cốt đơn

Cốt đơn là trường hợp chỉ có cốt thép ở miền chịu kéo (ký hiệu là cốt thép S), còn miền chịu nén không có cốt thép, hoặc có nhưng không được xét đến trong tính toán.

Sơ đồ tính trên hình 3.16 vẽ cho trường hợp mômen căng phía dưới của dầm; miền chịu nén là phần vạch chéo. Dựa vào giai đoạn phá hoại, trường hợp phá hoại dẻo: ứng suất nén do bê tông chịu, còn ứng suất kéo chỉ do cốt thép chịu. Thực tế các khe nứt không kéo dài đến sát trục trung hòa nên vẫn có một phần nhỏ bê tông chịu kéo, nhưng không được xét đến, nghĩa là bê tông ở miền chịu kéo coi như hoàn toàn không có tác dụng chịu kéo. Bê tông ở miền chịu nén có biểu đồ ứng suất dạng đường cong (xem hình 2.1,d của [3]), nhưng để tiện lợi cho tính toán, biểu đồ cong được thay bằng biểu đồ phân bố đều, với trị số bằng cường độ chịu nén tính toán R_b của bê tông. Còn ứng suất kéo trong cốt thép được lấy bằng cường độ chịu kéo tính toán R_s của thép.

Ở giai đoạn phá hoại, mômen uốn tác dụng tại tiết diện đang xét có trị số bằng mômen phá hoại, ký hiệu là M_p .

Từ phương trình cân bằng mômen của các lực tác dụng tại tiết diện đối với trục $s-s$ (trục đi qua trọng tâm các cốt thép S và thẳng góc với mặt phẳng uốn - h.3.16,b):

$$\sum M \Big|_{s-s} = 0 \Leftrightarrow M_p - R_b b x (h_0 - x/2) = 0$$

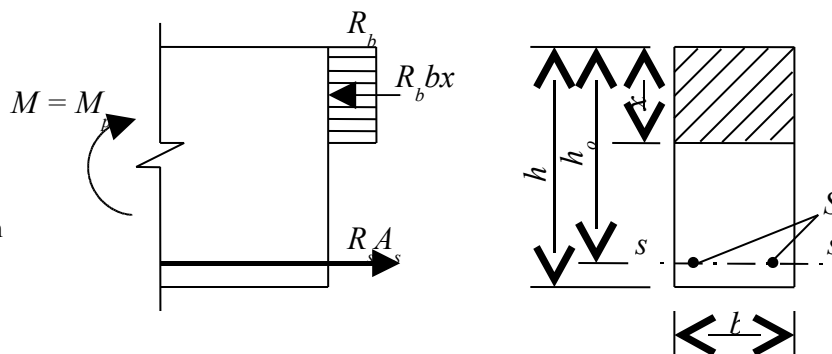
viết được điều kiện cường độ dưới dạng:

$$M \leq M_p = R_b b x (h_0 - x/2). \quad (3.1)$$

Từ phương trình cân bằng hình chiếu $\Sigma F = 0$ của các lực lên trục của cầu kiện suy ra:

$$R_b b x = R_s A_s \quad (3.2)$$

H.3.16. Để tính tiết diện chữ nhật cốt đơn



Trong các công thức trên:

M - mômen uốn tính toán, chính là mômen uốn do tải trọng tính toán thuộc tổ hợp bất lợi nhất gây ra;

R_b - cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

R_s - cường độ chịu kéo tính toán của thép;

x - chiều cao miền chịu nén của tiết diện;

h_0 - chiều cao hữu ích của tiết diện: $h_0 = h - a$;

a - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện, được chọn trước dựa theo yêu cầu về chiều dày lớp bảo vệ;

b, h - chiều rộng và chiều cao tiết diện chữ nhật;

A_s - tổng diện tích tiết diện các cốt thép chịu lực.

Các công thức 3.1 và 3.2 là những công thức cơ bản. Chúng chỉ đúng với sơ đồ tính trên hình 3.4 của [3], nghĩa là chỉ đúng nếu bê tông và cốt thép đều phát huy hết cường độ của chúng. Như đã nêu ở mục 3.2, muốn đạt được điều này thì cốt thép không được bố trí quá nhiều. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy một lượng cốt thép vừa phải là tương đương với *chiều cao miền chịu nén x được hạn chế* sao cho:

$$x \leq \xi_r h_0 \quad (3.3)$$

trong đó ξ_r là một hệ số phụ thuộc vào cấp độ bền chịu nén của bê tông và nhóm cốt thép, được xác định bằng công thức thực nghiệm (2.11), trị số ghi ở bảng 5, phụ lục B [3].

b) Hàm lượng cốt thép

Đối với cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật, cốt thép đơn, hàm lượng cốt thép là tỉ số phần trăm giữa diện tích cốt thép A_s và diện tích hữu ích của tiết diện: $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ (%).

$$\text{Đặt} \quad \xi = \frac{x}{h_0} \quad (3.4)$$

và gọi ξ là chiều cao tương đối của miền chịu nén, từ 3.2 có $\frac{A_s}{bh_o} = \frac{x}{h_o} \times \frac{R_b}{R_s}$, hay là:

$$\mu = \xi \frac{R_b}{R_s} \quad (3.5)$$

Mặt khác điều kiện $x \leq \xi_r h_o$ tương đương với $\xi \leq \xi_r$, nên từ 3.3 suy ra

$$\mu \leq \xi_r \frac{R_b}{R_s} = \mu_{\max} \quad (3.6)$$

Vậy điều kiện (3.3) - điều kiện hạn chế chiều cao miền chịu nén $x \leq \xi_r h_o$ - là tương đương với hạn chế hàm lượng cốt thép μ không được vượt quá hàm lượng tối đa $\mu_{\max} = \xi_r \frac{R_b}{R_s}$.

Mặt khác hàm lượng cốt thép quá nhỏ cũng có thể gây phá hoại đột ngột, tương tự như cấu kiện bê tông (không có cốt thép), cho nên phải khống chế một hàm lượng tối thiểu $\mu_{\min}$. Tiêu chuẩn thiết kế quy định hàm lượng tối thiểu của cốt thép S đối với cấu kiện chịu uốn là:

$$\mu_{\min} = 0,05\%.$$

c) Tính diện tích cốt thép cần thiết

Bài toán tính cốt thép đơn đặt ra như sau: biết các kích thước tiết diện (b, h), cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép, mômen uốn M do tải trọng tĩnh toán gây ra, yêu cầu tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện đang xét.

Thay $x = \xi h_o$ vào điều kiện cường độ (3.1) và viết lại dưới dạng:

$$\begin{aligned} M &\leq M_p = R_b b \xi h_o (h_o - \xi h_o / 2) = R_b b h_o^2 \xi (1 - \xi / 2) \\ M &\leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 \end{aligned} \quad (3.7)$$

trong đó

$$\alpha = \xi (1 - \xi / 2) \quad (3.8)$$

và phương trình cân bằng lực (3.2) được viết lại dưới dạng:

$$\xi R_b b h_o = R_s A_s \quad (3.9)$$

Để tính diện tích cốt thép cần thiết, trước hết chọn a - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện; $h_o = h - a$; từ (3.7) tính được hệ số α :

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} \quad (3.10)$$

Do (3.8) nên có thể ký hiệu:

$$\alpha_r = \xi_r (1 - \xi_r / 2).$$

α_r là trị số giới hạn của hệ số α , và điều kiện $x \leq \xi_r h_o$ tương đương với $\alpha \leq \alpha_r$. Do vậy:

- nếu theo 3.10 tính được $\alpha \leq \alpha_r$, thì tương ứng có

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (3.11)$$

(hoặc có thể tra ξ ở bảng 6 phụ lục B) và từ 3.9 suy ra diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} \quad (3.12)$$

Nếu lưu ý $\xi R_b b h_o = R_s A_s$ (3.9) thì điều kiện cường độ còn có thể viết dưới dạng:

$$M \leq M_p = R_s A_s h_o (1 - \xi / 2)$$

hay là

$$M \leq M_p = \gamma R_s A_s h_o \quad (3.13)$$

trong đó

$$\gamma = 1 - \xi / 2 \quad (3.14)$$

Từ (3.13) có một công thức khác để tính diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{\gamma R_s h_o} \quad (3.15)$$

- nếu theo (3.10) tính được $\alpha > \alpha_r$, thì cần tăng các kích thước tiết diện (tốt nhất là tăng chiều cao h), rồi tính lại từ đầu.

d) Kiểm tra cường độ

Với một tiết diện đã được bố trí cốt thép, cần xác định mômen uốn tính toán M_p mà cấu kiện có thể chịu được tại tiết diện đó.

Từ (3.9) suy ra chiều cao tương đối của miền chịu nén:

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} \quad (3.16)$$

- nếu $\xi \leq \xi_r$ thì tương ứng có α theo (3.8): $\alpha = \xi (1 - \xi / 2)$;

- nếu $\xi > \xi_r$ nghĩa là cốt thép quá nhiều (tương đương với $\mu > \mu_{\max}$), khi đó để đơn giản tính toán, có thể lấy ξ bằng trị số giới hạn ξ_r , tương đương với $\alpha = \alpha_r$.

Có α , theo (3.7) tính được khả năng chịu lực: $M_p = \alpha R_b b h_o^2$ và điều kiện để cấu kiện không bị phá hoại là:

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2.$$

Ví dụ 3.1. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50$ (cm), bê tông B15, hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhóm A-II, hệ số điều kiện làm việc của cốt thép $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện có mômen uốn do tải trọng tính toán $M = 96,4$ kNm.

Giải:

Với bê tông B15, với $\gamma_{b2} = 1$, tra bảng 1 phụ lục A [3] được cường độ chịu nén tính toán $R_b = 1 \times 8,5$ MPa.

Cốt thép nhóm A-II, với $\gamma_s = 1$, tra bảng 3 phụ lục A [3] được cường độ chịu kéo tính toán $R_s = 1 \times 280 \text{ MPa}$.

$\alpha_r = 0,439$ (bảng 5 phụ lục B [3]); $M = 96,4 \text{ kNm} = 96,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$.

Tính cốt thép đơn:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{96,4 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 450^2} = 0,28 < \alpha_r = 0,439.$$

$$\alpha = 0,28 \Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,28} = 0,34.$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,34 \times 200 \times 450 \times \frac{8,5}{280} = 929 \text{ mm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{929}{200 \times 450} = 1,03\% > \mu_{\min} = 0,05\%$ (hợp lý).

Ví dụ 3.2. Cũng các số liệu như ví dụ 3.1, nhưng với $M = 165 \text{ kNm}$.

Giải:

$M = 165 \text{ kNm} = 165 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$.

Tính cốt thép đơn:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 450^2} = 0,479 > \alpha_r = 0,439$$

(do kích thước tiết diện quá nhỏ).

Thử tăng chiều cao thành $h = 550 \text{ mm}$, chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 550 - 50 = 500 \text{ mm}$.

$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 500^2} = 0,388 < \alpha_r = 0,439$. Như vậy với $h = 55 \text{ cm}$, tính cốt đơn là hợp lý.

$$\alpha = 0,388 \Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,388} = 0,526.$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,526 \times 200 \times 500 \times \frac{8,5}{280} = 15,97 \text{ cm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{15,97}{200 \times 500} = 1,6\% > \mu_{\min} = 0,05\%$ (hàm lượng cốt thép hợp lý).

Ví dụ 3.3. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50 \text{ (cm)}$, bê tông B15, hệ số $\gamma_{b2} = 1$; cốt thép nhóm A-II, hệ số $\gamma_s = 1$. Ở miền chịu kéo, tại một tiết diện cốt thép được bố trí 3φ 22 ($A_s =$

11,4 cm²) với $a = 5 \text{ cm}$. Xác định mômen uốn tính toán M_p mà cầu kiện có thể chịu được tại tiết diện đó.

Giải:

Bê tông B15, với $\gamma_{b2} = 1$, có $R_b = 8,5 \text{ MPa}$.

Cốt thép nhóm A-II, với $\gamma_s = 1$ có $R_s = 280 \text{ MPa}$.

$\xi_r = 0,650$; $\alpha_r = 0,439$ (bảng 5 phụ lục B).

$$a = 50 \text{ mm} \quad \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm};$$

Theo (3.18) tính được chiều cao tương đối của miền chịu nén:

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1140}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,417;$$

$$\xi = 0,417 < \xi_r = 0,650 \Rightarrow \alpha = \xi (1 - \xi / 2) = 0,417 \times (1 - 0,417/2) = 0,33;$$

Khả năng chịu lực tại tiết diện:

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,33 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 113602500 \text{ Nmm} = 113,6 \text{ kNm}.$$

3.8.2. Tiết diện chữ nhật cốt kép

a) Trường hợp tính cốt kép

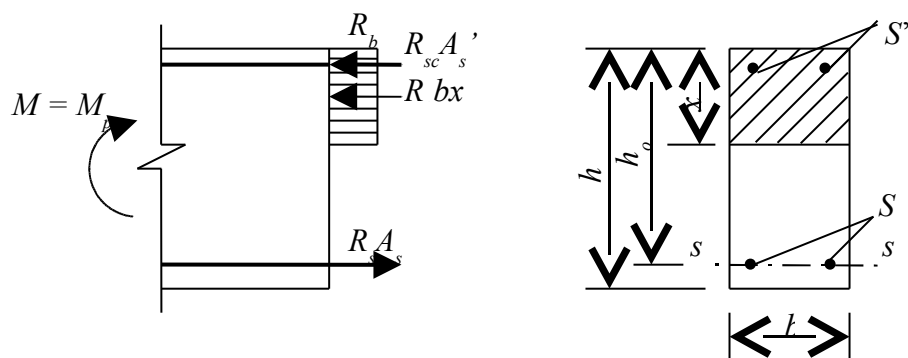
Như đã biết, khi tính cốt đơn mà hệ số $\alpha > \alpha_r$, thì cần tăng các kích thước tiết diện. Nhưng nếu không thể tăng kích thước tiết diện thì có thể tính toán bố trí cả cốt thép ở miền chịu nén để trợ lực cho bê tông. Cốt kép là trường hợp tính cốt thép ở miền chịu kéo và miền chịu nén. Tuy nhiên cũng chỉ nên tính cốt thép kép nếu tính cốt đơn được hệ số $\alpha \leq 0,5$. Khi $\alpha > 0,5$ mà tính cốt thép kép là không kinh tế.

Tóm lại chỉ đặt vấn đề tính cốt thép kép đối với tiết diện chữ nhật khi $\alpha_r < \alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} \leq 0,5$.

b) Sơ đồ và các công thức cơ bản của trường hợp tiết diện chữ nhật cốt kép

Sơ đồ tính cốt thép kép vẽ trên hình 3.17.

H.3.17. Để tính cốt thép kép tiết diện chữ nhật



Điều kiện cường độ cũng tương tự như trường hợp cốt thép đơn (3.1), chỉ thêm vào vế phải số hạng do sự có mặt của cốt thép chịu nén (ký hiệu là cốt thép S'):

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A_s' (h_o - a') \quad (3.19)$$

Phương trình cân bằng lực trong trường hợp này là:

$$R_b b x + R_{sc} A_s' = R_s A_s \quad (3.20)$$

a' - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép chịu nén S' đến mép biên chịu nén của tiết diện;

R_{sc} - cường độ tính toán của cốt thép chịu nén;

A_s' - diện tích tiết diện của cốt thép chịu nén S' .

Cũng như trường hợp cốt đơn, để cho hai công thức trên đúng, chiều cao miền chịu nén x phải thỏa mãn điều kiện $x \leq \xi_r h_o$. Ngoài ra để cốt thép chịu nén phát huy hết cường độ thì nó không được đặt quá gần trục trung hòa, cụ thể chiều cao miền chịu nén x không được nhỏ hơn $2a'$. Viết gọn lại, điều kiện hạn chế về chiều cao miền chịu nén khi tính cốt kép là:

$$2a' \leq x \leq \xi_r h_o. \quad (3.21)$$

c) Tính diện tích cốt thép kép tiết diện chữ nhật

Thường gặp hai dạng bài toán tính cốt thép kép tiết diện chữ nhật.

Bài toán 1. Biết các kích thước tiết diện, cấp bê tông, nhóm cốt thép, mômen uốn M do tải trọng tính toán gây ra, hệ số α khi tính cốt đơn thỏa mãn điều kiện $\alpha_r < \alpha \leq 0,5$. Yêu cầu tính cốt kép.

Tương tự trường hợp cốt đơn, ở đây vẫn dùng các ký hiệu:

$$\xi = \frac{x}{h_o},$$

$$\alpha = \xi (1 - \xi / 2),$$

khi đó điều kiện cường độ (3.19) của trường hợp cốt kép có thể viết lại dưới dạng

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 + R_{sc} A_s' (h_o - a') \quad (3.22)$$

Do số ẩn số nhiều hơn số phương trình nên bài toán thường được giải quyết bằng cách chọn trước chiều cao miền chịu nén x bằng chiều cao tối đa $\xi_r h_o$ để lợi dụng hết khả năng chịu nén của bê tông; điều này tương đương với chọn hệ số $\alpha = \alpha_r$, từ đó tính được diện tích cần thiết của cốt thép chịu nén theo công thức:

$$A_s' = \frac{M - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (3.23)$$

Từ 3.20 tính được:

$$A_s = \xi_r b h_o \frac{R_b}{R_s} + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (3.24)$$

Bài toán 2. Biết các dữ kiện như bài toán 1 và diện tích cốt thép chịu nén A_s' . Yêu cầu tính diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết A_s .

Từ (3.22) suy ra công thức tính hệ số α khi biết trước diện tích cốt thép chịu nén A_s' :

$$\alpha = \frac{M - R_{sc} A_s' (h_o - a')}{R_b b h_o^2} \quad (3.25)$$

Tuỳ theo trị số α , có các khả năng xảy ra:

1. Nếu theo (3.25) tính được $\alpha \leq \alpha_r$ thì:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad (\text{hoặc tra bảng 5 phụ lục B});$$

$$x = \xi h_0;$$

a) nếu $x \geq 2a'$ thì từ phương trình (3.20) suy ra công thức tính diện tích cốt thép chịu kéo A_s :

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (3.26)$$

b) nếu $x < 2a'$ (do diện tích cốt thép chịu nén A_s' lớn hơn yêu cầu), thì lấy $x = 2a'$. Khi đó, ở giai đoạn phá hoại, từ phương trình cân bằng mômen đối với trục $s'-s'$ đi qua trọng tâm các cốt thép chịu nén S' và thẳng góc với mặt phẳng uốn:

$$M_p = R_s A_s (h_0 - a') \quad (3.27)$$

suy ra điều kiện cường độ dưới dạng

$$M \leq M_p = R_s A_s (h_0 - a') \quad (3.28)$$

và từ đây, công thức tính diện tích cốt thép chịu kéo là:

$$A_s = \frac{M}{R_s (h_0 - a')} \quad (3.29)$$

2. Ngược lại, nếu $\alpha > \alpha_r$, nghĩa là diện tích cốt thép A_s' cho trước chưa đủ, thì coi như chưa biết A_s' và giải quyết theo cách của bài toán 1.

d) Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật cốt kép

Biết các kích thước tiết diện (b, h), cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép, diện tích cốt thép chịu nén A_s' và diện tích cốt thép chịu kéo A_s ; các khoảng cách a và a' . Yêu cầu xác định tại tiết diện đang xét, cấu kiện có khả năng chịu được mômen uốn tính toán M_p là bao nhiêu.

Trước hết giả sử chiều cao miền chịu nén x thỏa mãn điều kiện hạn chế (3.21): $2a' \leq x \leq \xi h_0$, từ (3.20) suy ra x theo công thức:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b} \quad (3.30)$$

- Nếu $2a' \leq x \leq \xi h_0$ (đúng với giả thiết), thì khả năng chịu lực tính theo điều kiện cường độ (3.19):

$$M_p = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A_s' (h_0 - a').$$

- Nếu $x > \xi h_0$ (dư cốt thép chịu kéo) thì lấy $x = \xi h_0$ rồi cũng tính khả năng chịu lực theo công thức trên.

- Nếu $x < 2a'$ thì lấy $x = 2a'$, tính khả năng chịu lực theo (3.28):

$$M_p = R_s A_s (h_0 - a').$$

Cấu kiện có đủ khả năng chịu lực nếu $M \leq M_p$.

Ví dụ 3.4. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50$ (cm), bê tông cấp B15, $\gamma_{b2} = 0,9$; cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 148,3$ kNm.

Giải:

Bê tông B15, $\gamma_{b2} = 0,9$: tra bảng 1 phụ lục A, có $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65 \text{ MPa}$.

Cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$: tra bảng 4 phụ lục A, có $R_s = 280 \text{ MPa}$.

$\xi_r = 0,681$; $\alpha_r = 0,449$ (bảng 5 phụ lục B).

$M = 148,3 \text{ kNm} = 148,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Chọn $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$.

Nếu tính cốt thép đơn thì:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{148,3 \times 10^6}{7,65 \times 200 \times 450^2} = 0,479;$$

$\alpha_r = 0,449 < \alpha < 0,5 \Rightarrow$ vậy nếu không tăng tiết diện thì có thể tính cốt thép kép.

Chọn cốt thép chịu nén nhóm A-I, cường độ chịu nén tính toán $R_{sc} = 225 \text{ MPa}$. Chọn khoảng cách $a' = 30 \text{ mm}$. Tính theo bài toán 1, áp dụng các công thức (3.23) và (3.24) tính diện tích tiết diện cốt thép chịu nén và cốt thép chịu kéo cần thiết:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} = \frac{165 \times 10^6 - 0,449 \times 7,65 \times 200 \times 450^2}{225 \times (450 - 30)} = 307 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = \xi_r b h_o \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} = 0,681 \times 200 \times 450 \times \frac{7,65}{280} + 307 \times \frac{225}{280} = 2205 \text{ mm}^2.$$

Ví dụ 3.5. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 55 \text{ (cm)}$, bê tông cấp B15, $\gamma_{b2} = 0,9$; cốt thép nhóm A-II, $\gamma_s = 1$. Tính diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 150 \text{ kNm}$; tại tiết diện đó đã biết cốt thép chịu nén 2φ 14, nhóm A-I (308 mm^2) với $a' = 3 \text{ cm}$.

Giải:

Bê tông B15, $\gamma_{b2} = 0,9$: tra bảng 1 phụ lục A, có $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65 \text{ MPa}$.

Cốt thép chịu kéo nhóm A-II, $\gamma_s = 1$: tra bảng 4 phụ lục A, có $R_s = 280 \text{ MPa}$.

$\xi_r = 0,681$; $\alpha_r = 0,449$ (bảng 5 phụ lục B).

$M = 150 \text{ kNm} = 150 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$.

Cốt thép chịu nén nhóm A-I: $R_{sc} = 225 \text{ MPa}$.

Chọn $a = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_o = h - a = 550 - 50 = 500 \text{ mm}$.

Tính α theo 3.25 (bài toán 2):

$$\alpha = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} = \frac{150 \times 10^6 - 225 \times 308 \times (500 - 30)}{7,65 \times 200 \times 500^2} = 0,307;$$

$$\alpha = 0,307 < \alpha_r = 0,449;$$

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,307} = 0,379;$$

Chiều cao miền chịu nén:

$$x = \xi h_o = 0,379 \times 500 = 189,5 \text{ mm};$$

$$x = 189,5 \text{ mm} > 2a' = 60 \text{ mm}.$$

Diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết:

$$A_s = \xi \frac{R_b}{R_s} b h_0 + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} = 0,379 \times 200 \times 500 \times \frac{7,65}{280} + 308 \times \frac{225}{280} = 1283 \text{ mm}^2.$$

Ví dụ 3.6. Dầm có tiết diện chữ nhật $b \times h = 20 \times 50 \text{ (cm)}$, bê tông cấp B15; $\gamma_{b2} = 1$. Tại tiết diện có mômen uốn tính toán $M = 120 \text{ kNm}$, cốt thép chịu nén 2φ 12-A-I ($A_s' = 2,26 \text{ cm}^2$) với $a' = 3 \text{ cm}$; cốt thép chịu kéo 3φ 12-A-II ($A_s = 11,4 \text{ cm}^2$), $a = 4 \text{ cm}$; hệ số $\gamma_s = 1$ Kiểm tra khả năng chịu lực tại tiết diện đó.

Giải:

Tra bảng được các cường độ: $R_b = 8,5 \text{ MPa}$; $R_s = 280 \text{ MPa}$; $R_{sc} = 225 \text{ MPa}$.

$\xi_r = 0,650$; $\alpha_r = 0,439$ (bảng 5 phụ lục B);

$M = 120 \text{ kNm} = 120.10^6 \text{ Nmm}$.

$$h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ cm}.$$

Với giả thiết $2a' \leq x \leq \xi_r h_0$, tính chiều cao miền chịu nén x theo công thức (3.30):

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b} = \frac{280 \times 1140 - 225 \times 226}{8,5 \times 200} = 158 \text{ mm};$$

$$2a' = 60 \text{ mm}; \xi_r h_0 = 0,650 \times 460 = 299 \text{ mm};$$

$$2a' < x < \xi_r h_0 \text{ (đúng với giả thiết).}$$

Khả năng chịu lực:

$$\begin{aligned} M_p &= R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A_{sc} (h_0 - a') = \\ &= 8,5 \times 200 \times 158 \times (460 - 158/2) + 225 \times 226 \times (460 - 30) = \\ &= 124150800 \text{ Nmm} = 124 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

$M = 120 \text{ kNm} < M_p = 124 \text{ kNm} \Rightarrow$ cấu kiện đủ khả năng chịu lực tại tiết diện tính toán.

3.9. TÍNH TOÁN CỐT THÉP ĐAI

Theo tiêu chuẩn thiết kế, khi cấu kiện dùng bê tông nặng, nếu thỏa mãn điều kiện:

$$Q \leq 0,6 R_{bt} b h_0 \quad (3.32)$$

thì khe nứt nghiêng không hình thành, khi đó không cần tính toán về cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt, cốt thép đai chỉ cần bố trí theo yêu cầu cấu tạo.

Khi $Q > 0,6 R_{bt} b h_0$ thì phải tính toán cốt thép đai.

3.9.1. Yêu cầu cấu tạo đối với cốt đai

Cốt đai có đường kính được chọn từ 6 đến 8 mm; khi chiều cao dầm $h > 80 \text{ cm}$, chọn đường kính từ 8 đến 10 mm.

Tiêu chuẩn thiết kế quy định trong kết cấu kiểu dầm có chiều cao lớn hơn 150 mm, cũng như trong bản có nhiều lỗ rỗng (hoặc kết cấu tương tự nhiều sườn) có chiều cao lớn hơn 150 mm, cần phải đặt cốt thép ngang. Khoảng cách giữa các cốt đai (còn gọi là bước cốt đai, ký hiệu là s) quy định như sau:

- trên đoạn dầm gần gối tựa, một khoảng bằng $\frac{1}{4}$ nhịp kể từ gối tựa khi dầm chịu tải phân bố đều, còn khi có tải tập trung - bằng khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung gần gối tựa nhất, nhưng không nhỏ hơn $\frac{1}{4}$ nhịp):

$$s \leq h/2; s \leq 150 \text{ mm khi chiều cao dầm } h \leq 450 \text{ mm};$$

$$s \leq h/3; s \leq 30 \text{ cm khi chiều cao dầm } h > 450 \text{ mm}.$$

- trên các đoạn còn lại của nhịp khi chiều cao tiết diện lớn hơn 300 mm:

$$s \leq 3h/4; s \leq 500 \text{ mm}.$$

3.9.2. Tính toán cốt đai

Từ điều kiện cường độ theo theo lực cắt, rút ra bước cốt đai s theo yêu cầu chịu lực cắt:

$$s \leq s_1 = \frac{8(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{Q^2} \times R_{sw}A_w \quad (3.33)$$

Để các tiết diện nghiêng nằm trong phạm vi giữa hai cốt đai kề nhau, tại đó chỉ có bê tông chịu lực cắt, phải thỏa mãn điều kiện bước cốt đai sau:

$$s \leq s_0 = \frac{1,5(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2}{Q} \quad (3.34)$$

Cuối cùng, bước cốt đai được lấy là trị số nhỏ hơn trong các trị số s_1, s_0 tính theo các công thức (3.33), (3.34) và phải thỏa mãn yêu cầu cấu tạo đã nêu ở trên.

Ví dụ 3.11. Dầm đơn tiết diện chữ nhật $b \times h = 25 \times 70$ (cm), nhịp $l = 8$ m; bê tông cấp B15, $\gamma_{bt} = 1$; cốt thép nhóm A-II, $\gamma_{bt} = 1$; $h_o = 63$ cm, tải trọng phân bố đều, lực cắt lớn nhất $Q = 200$ kN. Yêu cầu tính cốt thép ngang.

Giải:

Bê tông B15: $R_{bt} = 0,75$ MPa; $R_b = 8,5$ MPa; $E_b = 23 \times 10^3$ MPa.

Xét yêu cầu tính cốt thép ngang :

Lực cắt $Q = 200000$ N $> 0,6R_{bt}bh_o = 0,6 \times 0,75 \times 250 \times 630 = 70875$ N: riêng bê tông không đủ chịu cắt, cần tính cốt thép ngang.

Chiều cao dầm $h = 700$ mm $\Rightarrow$ theo yêu cầu cấu tạo thì bước cốt đai s phải thỏa mãn điều kiện:

$$s \leq h/3 = 700/3 = 233 \text{ mm và } s \leq 300 \text{ mm} \Rightarrow s \leq 233 \text{ mm}.$$

Căn cứ yêu cầu cấu tạo, có thể chọn cốt đai 2 nhánh, $\phi 8$, $s = 200$ mm, thép nhóm A-I, $R_w = 175$ MPa. Tính lực cắt Q_{wb} do bê tông và cốt đai chịu:

$$q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s} = \frac{175 \times 2 \times 50,3}{200} = 88 \text{ N/mm};$$

$$Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 q_w} = \sqrt{8 \times 1 \times 0,75 \times 250 \times 630^2 \times 88} = 228890 \text{ N.}$$

(với tiết diện chữ nhật $\varphi_f = 0$; cấu kiện không có lực dọc $\varphi_n = 0 \Rightarrow 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1$).

$Q = 200000 \text{ N} < Q_{wb} = 228890 \text{ N}$. Vậy cốt đai được chọn như trên cùng với bê tông là đủ khả năng chịu cắt, không cần cốt xiên.

Kiểm tra lại điều kiện 3.45 (điều kiện chịu lực cắt trên dãi nghiêng giữa các vết nứt xiên):

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_o \quad :$$

- Hệ số $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$, trong đó $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{23 \times 10^3} = 9,13$;

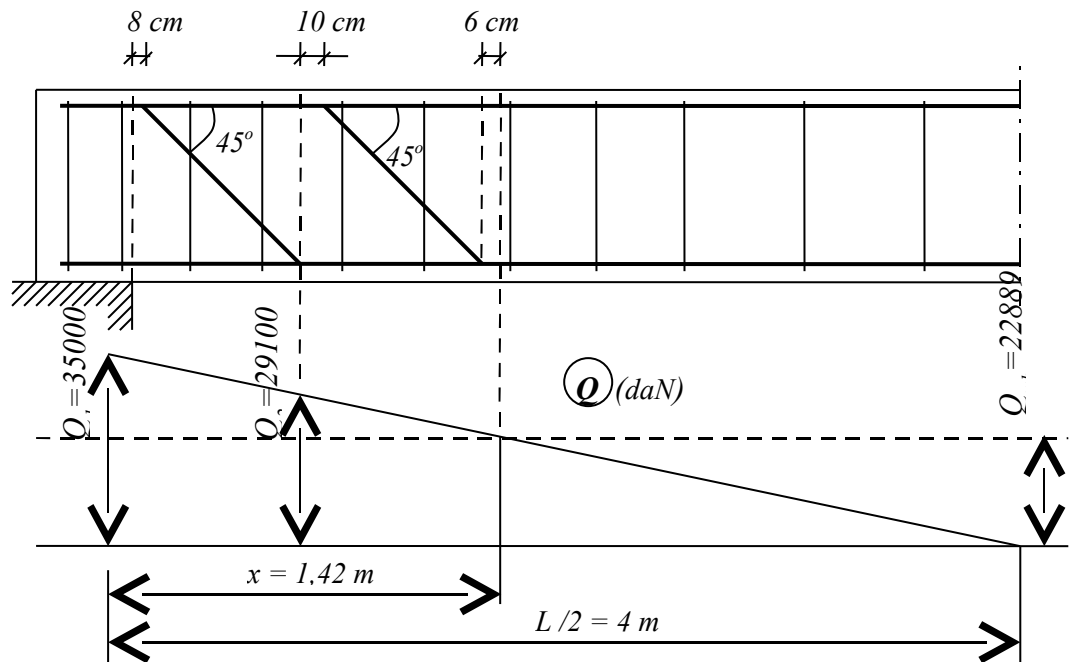
$$\mu_w = \frac{A_w}{b s} = \frac{2 \times 50,3}{250 \times 200} = 2 \times 10^{-3} ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 9,13 \times 2 \times 10^{-3} = 1,09 < 1,3.$$

- Hệ số $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b = 1 - 0,01 \times 8,5 = 0,915$.

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_o = 0,3 \times 1,09 \times 0,915 \times 8,5 \times 250 \times 630 = 400560 \text{ N} > Q = 200000 \text{ N}.$$

Vậy điều kiện (3.45) thỏa mãn, không cần tăng kích thước tiết diện.



H.3.18. Hình
của ví dụ 3.12

3.9.3. Các biện pháp cấu tạo

Ngoài việc tính toán như trên đây, cấu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý tại những vị trí sau:

- đoạn neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do ;
- vị trí cốt dọc được uốn làm cốt xiên;
- vị trí cốt dọc bị cắt bớt ở gần gối tựa .

3.9.4. Neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do

Cốt dọc phải được neo chắc chắn vào gối tựa tự do để tránh bị tuột (h.3.13), gây ra sự phá hoại theo tiết diện nghiêng đi qua mép gối. Chiều dài đoạn neo l_n được xác định theo công thức 2.7 [3]. Khi bê tông đủ khả năng chịu cắt ($Q \leq 0,6R_{bt}bh_o$ - lực cắt nhỏ) thì chiều dài đoạn neo $l_n \geq 5d$; để an toàn thường lấy $l_n = 10d$. Khi $Q > 0,6R_{bt}bh_o$ thì $l_n \geq 15d$.

Khi không thể bố trí chiều dài đoạn neo đủ lớn, thì phải có biện pháp tăng cường đặc biệt cho đoạn neo, như dùng những mẫu thép hình hàn vào đầu mút cốt dọc.

3.9.5. Vị trí uốn cốt dọc làm cốt xiên và vị trí cắt bớt cốt dọc chịu kéo

Những vị trí này ở hai bên các gối tựa trung gian của dầm liên tục. Cốt thép dọc giữa nhịp, đi về gối tựa, do mômen giảm nên một số thanh có thể được uốn làm cốt xiên và uốn lên phía trên để chịu mômen âm. Cốt số 2 trên hình 3.19 là một trường hợp như vậy. Ở tiết diện I-I (mép gối - mômen âm), khả năng chịu lực của cốt số 2 được tận dụng hết. Để cho tiết diện nghiêng N_I-N_I (đi qua điểm đặt của hợp lực vùng nén ở ngang mép gối tựa) đủ cường độ thì tay đòn nội lực Z_i phải không nhỏ hơn tay đòn Z_s . Để thỏa mãn điều này, một cách gần đúng và thiên về an toàn, điểm uốn cốt thép ở vùng kéo được lấy cách xa mép gối tựa một đoạn đủ lớn: $C \geq h_o/2$.

Đi xa gối tựa trung gian thì mômen âm giảm, có thể cắt bớt một số thanh cốt dọc không còn cần thiết cho sự chịu lực. Giả sử thanh số 2 trên hình 3.19, sau khi phát huy hết khả năng chịu mômen âm, tại tiết diện III-III có thể được cắt bớt. Tiết diện III-III được gọi là vị trí cắt lý thuyết. Tuy vậy, để đảm bảo cường độ trên tất cả các tiết diện nghiêng N_2-N_2 (xuất phát từ điểm đặt hợp lực vùng nén tại tiết diện III-III) thì thanh số 2 phải được kéo dài thêm một đoạn W sao cho các cốt đai trên phạm vi đó đủ khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng. Chiều dài đoạn W được tính theo công thức:

$$W = \frac{Q_o - Q_{inc}}{2q_w} + 5d \geq 20d$$

trong đó:

Q_o - lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết (tại tiết diện III-III);

$$Q_{inc} = R_{sw}A_{inc}\sin\alpha \quad ;$$

A_{inc} - diện tích của lớp cốt xiên (nếu có) nằm trong vùng cắt bớt cốt thép;

d - đường kính cốt dọc bị cắt bớt;

$$q_w - \text{nội lực trong cốt đai, xác định theo công thức (3.42):} \quad q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s}.$$

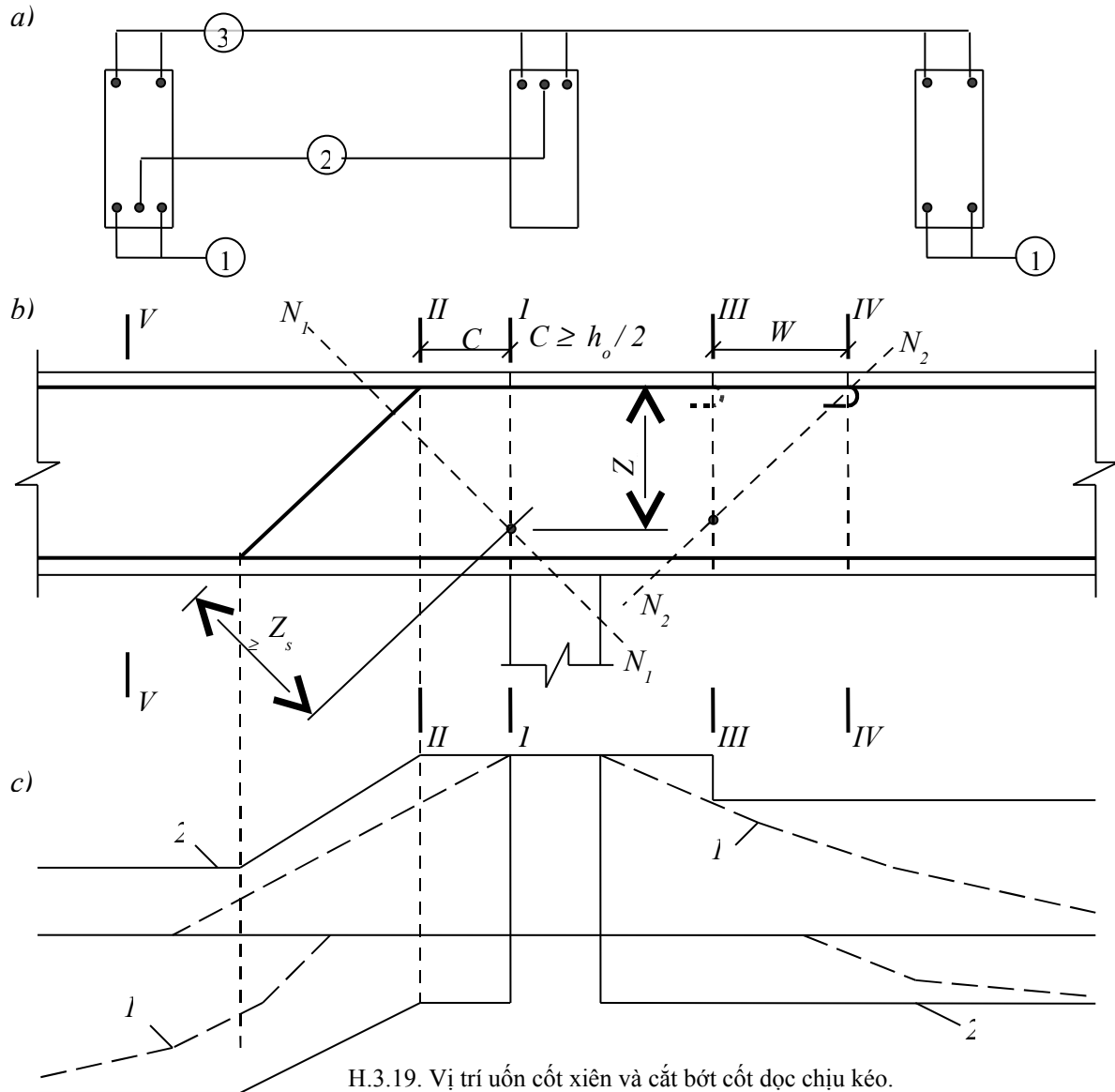
Ví dụ 3.13. Tính đoạn kéo dài W của một thanh cốt dọc chịu kéo, đường kính $d = 20$ mm, ở vùng mômen âm, biết lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết là $Q_o = 150$ kN, trong đoạn có cốt đai thuộc nhóm thép A-I ($R_w = 175$ MPa), 2 nhánh, ϕ 8, khoảng cách $s = 150$ mm, không có cốt xiên.

$$\text{Giải. } Q_o = 150 \text{ kN; } Q_{inc} = 0; q_w = \frac{R_{sw}A_w}{s} = \frac{175 \times 2 \times 50,3}{150} = 117 \text{ N/mm}.$$

Thay vào công thức (3.66) tính được :

$$W = \frac{Q_o - Q_{inc}}{2q_w} + 5d = \frac{150000 - 0}{2 \times 117} + 5 \times 20 = 740 \text{ mm} > 20d = 400 \text{ mm}.$$

Vậy có thể lấy $W = 740 \text{ mm}$.



H.3.19. Vị trí uốn cốt xiên và cắt bớt cốt dọc chịu kéo.
I - - - biểu đồ bao mômen; 2 — biểu đồ bao vật liệu.

3.9. CẤU KIỆN CHỊU NÉN

Cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén thường gặp nhất dưới dạng cột và các thanh nén của dầm. Tùy theo vị trí lực tác dụng, cấu kiện có thể thuộc loại nén đúng tâm (h.3.20,a), nén lệch tâm

phẳng (h.3.20,b,c) hoặc nén lệch tâm xiên. Cấu kiện chịu nén và chịu uốn đồng thời cũng được đưa về nén lệch tâm để tính toán.

3.9.1 ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CỦA CẤU KIỆN CHỊU NÉN

1. Dạng tiết diện và độ mảnh của cấu kiện chịu nén

Cấu kiện chịu nén thường có các dạng tiết diện hình vuông, hình chữ nhật, chữ I, chữ T, hình hộp, hình tròn, đa giác đều, hình vành khuyên. Với tiết diện chữ nhật, tỉ số hợp lý giữa chiều cao h và chiều rộng b của tiết diện nằm trong khoảng $1,5 \div 3$.

Để bảo đảm ổn định, độ mảnh lớn nhất của cấu kiện chịu nén không được vượt quá trị số giới hạn:

$$\lambda_r = \frac{l_o}{r} \leq 120 \quad (3.35)$$

$$\text{hay} \quad \lambda_b = \frac{l_o}{b} \leq 31 \quad (3.36)$$

trong đó r – bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện;

b - cạnh ngắn của tiết diện nếu tiết diện có dạng chữ nhật ;

l_o - chiều dài tính toán của cấu kiện:

$$l_o = \psi l \quad (3.37)$$

l - chiều dài thực của cấu kiện, hệ số ψ phụ thuộc hình thức liên kết hai đầu cấu kiện. Đối với các cấu kiện thường gặp, tiêu chuẩn thiết kế quy định lấy chiều dài tính toán l_o của các cấu kiện như sau:

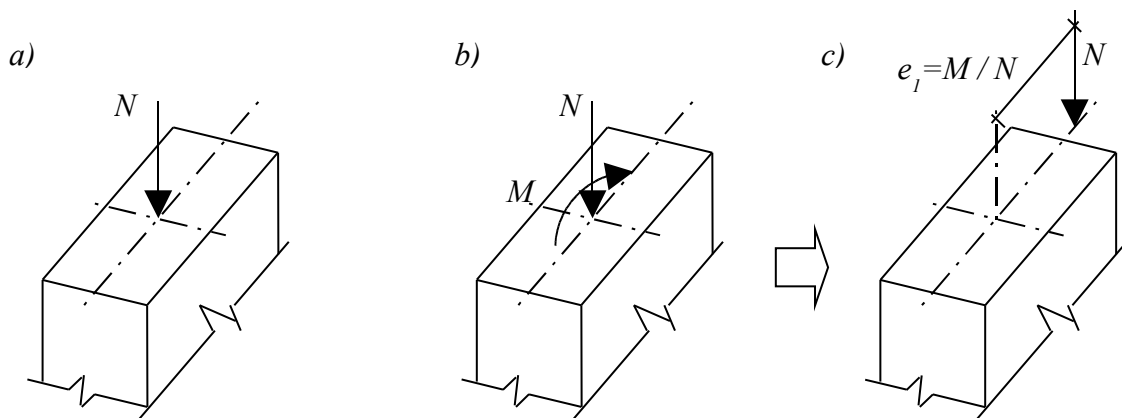
a) Đối với cột nhà nhiều tầng có số nhịp từ 2 trở lên, liên kết giữa dầm cột là liên kết cứng:

$$l_o = H \text{ với kết cấu sàn lắp ghép;}$$

$$l_o = 0,7H \text{ với kết cấu sàn toàn khối}$$

(H là chiều cao tầng).

b) Đối với cột nhà một tầng liên kết khớp với các kết cấu chịu lực mái và đối với các cấu kiện của dầm và vòm, l_o lấy theo các bảng 31 và 32 của TCXDVN 356 : 2005.



H.3.20. Cấu kiện chịu nén. a) Nén đúng tâm; b) Nén + uốn; c) Nén lệch tâm.

2. Bố trí cốt thép trong cấu kiện chịu nén

Cốt dọc chịu lực

Cốt dọc chịu lực trong cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng phải được bố trí ở cả hai cạnh thẳng góc với mặt phẳng uốn của tiết diện (cốt thép kép). Nếu là cấu kiện chịu nén đúng tâm thì các cốt thép luôn được bố trí đối xứng trên tiết diện. Nếu là cấu kiện chịu nén lệch tâm, cốt thép có thể bố trí đối xứng hoặc không đối xứng tùy từng trường hợp.

Trong cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên, hợp lý nhất là bố trí cốt thép theo cả chu vi của tiết diện.

Cốt thép ở phía chịu kéo (hoặc chịu nén ít hơn) của tiết diện được ký hiệu là S với diện tích tiết diện A_s , cốt thép ở phía chịu nén (hoặc chịu nén nhiều) được ký hiệu là S' với diện tích tiết diện A_s' . Diện tích tiết diện bê tông ký hiệu là A_b .

Đường kính cốt thép dọc (d) trong cấu kiện chịu nén không được nhỏ hơn 12 mm và không được lớn hơn 40 mm khi cấu kiện dùng bê tông nặng có cấp độ bền thấp hơn B25.

Hàm lượng các cốt thép S và S' là các tỉ số :

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} (\%); \quad \mu' = \frac{A_s'}{A_b} (\%). \quad (3.38)$$

Hàm lượng tối thiểu của các cốt thép S và S' được lấy tùy thuộc vào độ mảnh nhỏ nhất của cấu kiện $\lambda_{\min} = l_0 / r_{\max}$, hoặc $\lambda_h = l_0 / h$ đối với tiết diện chữ nhật (h là cạnh song song với mặt phẳng tác dụng của mômen uốn) theo bảng 4.1.

Bảng 4.1.

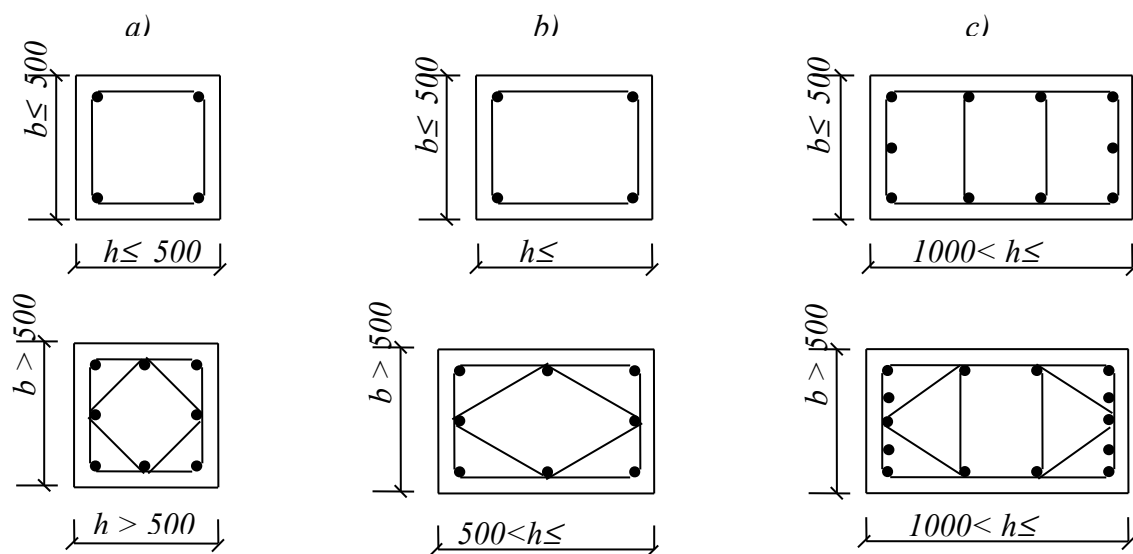
Hàm lượng thép tối thiểu $\mu_{\min}, \mu'_{\min} (\%)$	Khi độ mảnh của cấu kiện
0,05	$\lambda_{\min} \leq 17, \lambda_h \leq 5$
0,1	$17 < \lambda_{\min} \leq 35, 5 < \lambda_h \leq 10$
0,2	$35 < \lambda_{\min} \leq 83, 10 < \lambda_h \leq 24$
0,25	$\lambda_{\min} > 83, \lambda_h > 24$

Tổng hàm lượng cốt thép $\mu + \mu'$ không nên vượt quá 3,5% ; hợp lý nhất trong khoảng (0,5 ÷ 1,5)%.

Với tiết diện chữ nhật, cốt thép được bố trí như trên hình 4.2. Khi các cạnh nhỏ hơn 500 mm, thường chỉ có 4 thanh cốt dọc ở các góc và khi đó có một vòng cốt đai bao quanh các cốt dọc (h.4.2,a).

Cốt dọc cầu tạo

Khi có một cạnh lớn hơn 500 mm, thì dọc theo cạnh lớn phải đặt thêm cốt dọc phụ sao cho cứ cách không quá 400 mm phải có một cốt dọc. Những cốt dọc phụ này còn gọi là cốt giá, cốt cầu tạo, với đường kính được chọn 12÷ 14 mm.



H.3.21. Bố trí cốt thép trong cầu kiện chịu nén. a) Nén đúng tâm; b và c) Nén lệch

Cốt đai

Cốt đai có đường kính không nhỏ hơn $\frac{1}{4}$ lần đường kính lớn nhất của cốt dọc chịu lực, thường là từ 6 đến 8 mm. Khoảng cách giữa các cốt đai (s) không lớn hơn 15 lần đường kính nhỏ nhất của cốt dọc chịu lực, đồng thời $s \leq 400$ mm. Trong đoạn nối cốt thép dọc, yêu cầu s không lớn hơn 10 lần đường kính nhỏ nhất của cốt dọc chịu lực và phải có ít nhất 4 cốt đai.

Theo cạnh ngắn của tiết diện, mỗi cốt đai không được bao quanh nhiều hơn 4 thanh cốt dọc chịu kéo; trường hợp có nhiều hơn 4 thanh cốt dọc chịu kéo thì phải đặt thêm cốt đai phụ (h.3.21,c).

3.9.2. Cầu kiện chịu nén đúng tâm

Nén đúng tâm là trường hợp đặc biệt, khi độ lệch tâm bằng $e_1 = 0$ và không kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a , chẳng hạn khi xác định sức chịu tải của cọc BTCT theo vật liệu làm cọc.

Khả năng chịu lực của cầu kiện chịu nén đúng tâm được xác định theo công thức:

$$N_p = \varphi (R_b A_b + R_{sc} A_s) \quad (3.39)$$

R_b, R_{sc} – cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cốt thép;

A_b, A_s – diện tích tiết diện bê tông và cốt thép.

φ – hệ số uốn dọc ($\varphi \leq 1$), tra bảng 7 phụ lục B [3].

Bằng công thức 3.70 có thể tính được diện tích tiết diện cốt thép cần thiết khi biết lực nén tính toán tác dụng lên cấu kiện hoặc kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện khi đã bố trí cốt thép.

3.9.3 Tính gần đúng cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật

Nén lệch tâm xiên là trường hợp phổ biến trong kết cấu công trình, xảy ra khi lực dọc N không nằm trong mặt phẳng đối xứng nào, hoặc là khi lực dọc N tác dụng đúng tâm kết hợp với một mômen M mà mặt phẳng tác dụng của nó không trùng với mặt phẳng đối xứng nào (h.4.7 [3]). Tuy nhiên đây là trường hợp tính toán khá phức tạp nên trong tính toán thiết kế người ta thường đơn giản hoá, đưa về nén lệch tâm phẳng để tính toán.

Gọi α là góc hợp giữa mặt phẳng uốn và trục x mômen uốn M được phân tích ra hai thành phần như sau:

$$M_x = M \cos \alpha; \quad M_y = M \sin \alpha$$

hay có thể biểu thị:

$$M_x = Ne_{1x}; \quad M_y = Ne_{1y}$$

trong đó $e_{1x} = e_1 \cos \alpha$; $e_{1y} = e_1 \sin \alpha$ là độ lệch tâm theo phương x và phương y , chúng là các độ lệch tâm tĩnh.

Khi tính toán còn phải kể đến các độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ax} và e_{ay} . Xác định độ lệch tâm ban đầu e_{ox} và e_{oy} theo hướng dẫn ở mục 4.2.1 [3].

Ký hiệu c_x và c_y lần lượt là các cạnh song song với trục x và trục y của tiết diện (h.4.8). Quy định điều kiện để đưa về tính toán theo nén lệch tâm phẳng là $0,5 \leq \frac{c_x}{c_y} \leq 2$, nghĩa là cạnh dài của tiết diện không lớn hơn hai lần cạnh ngắn.

Đưa về tính toán theo nén lệch tâm phẳng theo phương x hay phương y là tùy thuộc vào tỉ lệ

các mômen $\frac{M_x}{M_y}$ và tỉ lệ các cạnh $\frac{c_x}{c_y}$,

cụ thể như sau:

- Khi $\frac{M_x}{c_x} > \frac{M_y}{c_y}$ thì tính theo phương

x . Khi đó ký hiệu:

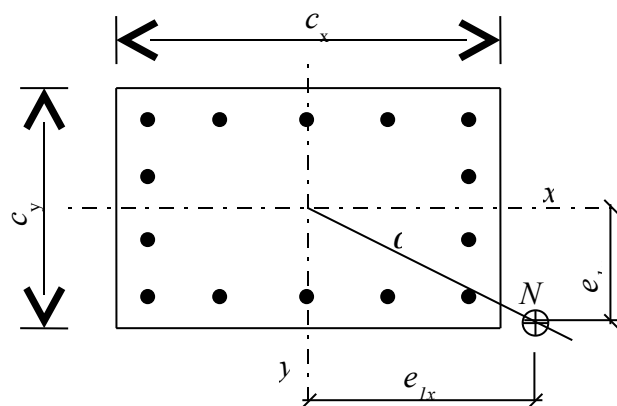
$$b = c_y;$$

$$h = c_x;$$

$$M_1 = \eta_x M_x;$$

$$M_2 = \eta_y M_y;$$

$$e_a = e_{ax} + 0,2e_{ay}.$$



H.3.22

- Khi $\frac{M_y}{c_y} > \frac{M_x}{c_x}$ thì tính theo phương

y. Khi đó ký hiệu:

$$b = c_x;$$

$$h = c_y;$$

$$M_1 = \eta_y M_y;$$

$$M_2 = \eta_x M_x;$$

$$e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax}.$$

- Các hệ số xét ảnh hưởng uốn dọc η_x và η_y trong các công thức trên, khi tính toán nên lệch tâm xiên, nên xác định theo công thức đơn giản: tính lực dọc tới hạn N_{cr} theo công thức:

$$N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_o^2} \quad (3.40)$$

(trong đó N_{cr} không phụ thuộc vào cốt thép); hệ số $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$.

I và l_o là mômen quán tính của tiết diện và chiều dài tính toán của cầu kiện; khi tính theo phương x thì đó là I_x và l_{ox} ; khi tính theo phương y thì đó là I_y và l_{oy} .

Nếu độ mảnh nhỏ, bỏ qua ảnh hưởng uốn dọc:

$$\text{- khi } \lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} < 8 \text{ thì lấy } \eta_x = 1;$$

$$\text{- khi } \lambda_y = \frac{l_{oy}}{c_y} < 8 \text{ thì lấy } \eta_y = 1.$$

Sau khi đã xác định phương x hay phương y , việc tính toán cốt thép được thực hiện theo hướng dẫn sau:

$$1. \text{ Xác định sơ bộ chiều cao miền chịu nén: } x_1 = \frac{N}{R_b b}. \quad (3.41)$$

$$2. \text{ Hệ số tính đổi: } m_o = 1 - \frac{0,6x_1}{h_o} \quad \text{khi } x_1 \leq h_o; \quad (3.42)$$

$$m_o = 0,4 \quad \text{khi } x_1 > h_o. \quad (3.43)$$

$$3. \text{ Mômen uốn tính đổi: } M = M_1 + m_o \frac{h}{b} M_2. \quad (3.44)$$

4. Độ lệch tâm tĩnh:
$$e_1 = \frac{M}{N}.$$

5. Độ lệch tâm ban đầu: $e_o = e_1 + e_a$ nếu cấu kiện thuộc kết cấu tĩnh định;
 $e = \max(e_1, e_a)$ nếu cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh.

6. Độ mảnh:
$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

trong đó
$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{c_y}.$$

7. Khi $\varepsilon \leq 0,3$ tính theo trường hợp nén lệch tâm rất bé, chuyển sang bước 8;

khi $\varepsilon > 0,3$ và $x > \xi_r h_o$ tính theo trường hợp nén lệch tâm bé, chuyển sang bước 9; khi
 $\varepsilon > 0,3$ và $x \leq \xi_r h_o$ tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn, chuyển sang bước 10 (trong
đó $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o}$). Tính được diện tích cốt thép cần thiết, chuyển sang bước 11.

8. Khi nén lệch tâm rất bé, tính toán như nén đúng tâm có điều chỉnh:

- Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm:
$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}; \quad (3.45)$$

- Hệ số uốn dọc phụ thêm:
$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} \quad (3.46)$$

trong đó hệ số uốn dọc φ lấy như sau: khi $\lambda \leq 8$ bỏ qua uốn dọc, lấy $\varphi = 1$; khi
 $8 < \lambda \leq 30$ tra bảng 7 phụ lục B hoặc tính theo công thức:

$$\varphi = 1,028 + 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda \quad (3.47)$$

- Tổng diện tích cốt thép dọc chịu lực:

$$A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b}. \quad (3.48)$$

9. Khi nén lệch tâm bé:

- Tính lại chiều cao vùng nén:
$$x = \left(\xi_r + \frac{1 - \xi_r}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h \quad (3.49)$$

trong đó $\varepsilon = \frac{e_o}{h}.$

- Tổng diện tích cốt thép dọc chịu lực:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{0,4 R_{sc} Z_s} \quad (3.50)$$

trong đó

$$e = \eta e_o + h/2 - a;$$

$$Z_s = h - 2a;$$

R_{sc} - cường độ chịu nén tính toán của cốt thép.

10. Khi nén lệch tâm lớn, tổng diện tích cốt thép

$$A_{st} = \frac{N(e - h_o + x_1/2)}{0,4R_{sc}Z_s}. \quad (3.51)$$

11. Nếu tổng hàm lượng cốt thép $\mu_{st} = \frac{A_{st}}{bh} \geq 2\mu_{\min}$ thì tiết diện đã chọn là hợp lý ($\mu_{\min}$ -

hàm lượng tối thiểu ở mỗi phía). Ngược lại, nếu $\mu_{st} < 2\mu_{\min}$ (có những trường hợp tính được diện tích cốt thép âm) thì giảm kích thước tiết diện rồi tính lại; khi không thể giảm kích thước tiết diện, cần bố trí cốt thép với tổng hàm lượng tối thiểu là $2\mu_{\min}$.

Ví dụ 4.13. Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh có tiết diện như hình 3.23. Chiều dài tính toán theo hai phương $l_{ox} = l_{oy} = 3,4 \text{ m}$. Nội lực tính toán $N = 1000 \text{ kN}$, $M_x = 200 \text{ kNm}$, $M_y = 150 \text{ kNm}$. Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_{ax} = 3 \text{ cm}$, $e_{ay} = 2 \text{ cm}$. Bê tông B20; $\gamma_{b2} = 0,9$; cốt thép nhóm A-II; $\gamma_s = 1$. Tính cốt thép dọc chịu lực.

Giải. $\frac{M_x}{c_x} = \frac{200}{0,6} = 333 \text{ kN};$

$$\frac{M_y}{c_y} = \frac{150}{0,4} = 375 \text{ kN}; \quad \frac{M_y}{c_y} > \frac{M_x}{c_x} \text{ nên tính}$$

theo phương y. Lấy $b = c_x = 600 \text{ mm}$, $h = c_y = 400 \text{ mm}$. Xét ảnh hưởng uốn dọc:

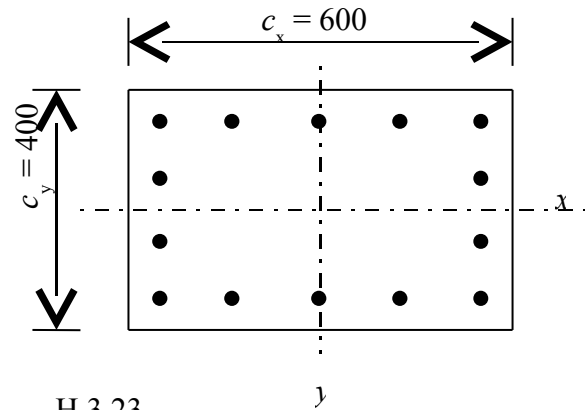
$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} = \frac{3400}{600} = 5,7 < 8. \text{ Vậy bỏ qua uốn dọc theo phương x.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{c_y} = \frac{3400}{400} = 8,5 > 8. \text{ Tính } \eta_y:$$

$$I_y = \frac{400 \times 600^3}{12} = 70 \times 10^8 \text{ mm}^4;$$

Bê tông B20 có $E_b = 27.10^3 \text{ MPa}$; $R_b = 0,9 \times 11,5 \text{ MPa} = 10,35 \text{ MPa}$.

$$N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_o^2} = \frac{2,5 \times 27 \times 10^3 \times 70 \times 10^8}{3400^2} = 408 \times 10^5 \text{ N} = 40800 \text{ kN}.$$



H.3.23

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1000}{40800}} = 1,026$$

$$M_1 = \eta_y M_y = 1,026 \times 150 = 153,9 \text{ kNm}; \quad M_2 = \eta_x M_x = 1 \times 200 = 200 \text{ kNm}$$

$$e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax} = 20 + 0,2 \times 30 = 26 \text{ mm}$$

Chiều cao miền chịu nén (sơ bộ): $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1000 \times 10^3}{10,35 \times 600} = 161 \text{ mm}$.

Chọn $a = a' = 40 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$;

$$Z_s = h - 2a = 400 - 2 \times 40 = 320 \text{ mm}.$$

$$x_1 = 161 \text{ mm} < h_o \Rightarrow \text{hệ số tính đổi} \quad m_o = 1 - \frac{0,6x_1}{h_o} = 1 - \frac{0,6 \times 161}{360} = 0,73$$

Mômen uốn tính đổi: $M = M_1 + m_o \frac{h}{b} M_2 = 153,9 + 0,73 \times \frac{400}{600} \times 200 = 251 \text{ kNm}$.

Độ lệch tâm tĩnh: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{251}{1000} = 0,251 \text{ m} = 251 \text{ mm}$.

Độ lệch tâm ban đầu: $e_o = \max(e_1, e_a) = 251 \text{ mm}$.

$$\varepsilon_o = \frac{e_o}{h_o} = \frac{251}{360} = 0,7; \quad \xi \cdot h_o = 0,656 \times 360 = 236 \text{ mm}.$$

$\varepsilon_o > 0,3$ và $x_1 < \xi \cdot h_o \Rightarrow$ tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1,026 \times 251 + 400/2 + 40 = 418 \text{ mm}.$$

Tổng diện tích cốt thép

$$A_{st} = \frac{N(e - h_o + x_1/2)}{0,4R_{sc}Z_s} = \frac{1000 \times 10^3 \times (418 - 360 + 161/2)}{0,4 \times 280 \times 320} = 3850 \text{ mm}^2.$$

Tỉ lệ cốt thép $\mu_{st} = \frac{A_{st}}{bh} = \frac{3850}{600 \times 400} = 1,6\% \geq 2\mu_{\min} = 0,4\%$. Như vậy là hợp lý.

Có thể chọn 14φ 20 ~ 4399 mm², bố trí như hình 3.23.

Chương 4

KẾT CẤU THÉP

Phần này trình bày một số khái niệm sơ lược về vật liệu và cách tính toán kết cấu thép trong công trình xây dựng. Do hạn chế của chương trình, ở đây chỉ giới thiệu về cấu kiện chịu kéo và cấu kiện chịu nén.

Hiện nay ở nước ta, các công trình dân dụng và công nghiệp được thiết kế theo tiêu chuẩn của nhiều nước như Việt Nam, Nga, Mỹ, Anh..., trong công trình cầu sử dụng tiêu chuẩn 22TCN 272-05, được dịch từ AASHTO. Trong tài liệu này, quy cách thép xây dựng, các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu cũng như công thức tính toán được lấy theo quy phạm thiết kế kết cấu thép của Mỹ AISC/ASD.

Quy phạm AISC/ASD áp dụng phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép. Cơ sở của phương pháp này như sau: mọi cấu kiện và các liên kết phải được tính toán sao cho ứng suất gây ra do tải trọng sử dụng không được vượt quá ứng suất cho phép.

Ứng suất cho phép lấy bằng ứng suất giới hạn (như giới hạn chảy F_y hoặc ứng suất tới hạn F_{cr}) chia cho một hệ số an toàn FS (viết tắt của “factor of safety”). Hệ số an toàn được đưa ra nhằm đảm bảo một lượng dự trữ về khả năng chịu lực cho kết cấu cũng như các cấu kiện, để xét đến khả năng quá tải (tải trọng vượt quá mức dự kiến khi sử dụng bình thường) và khả năng kích thước tiết diện bị thiếu hụt hoặc do cường độ của thép có thể thấp hơn giá trị tối thiểu đã quy định.

Đối với dầm và cấu kiện chịu kéo, quy phạm AISC quy định hệ số an toàn $FS = 1,67$ là giá trị cơ bản khi thiết kế theo ứng suất cho phép. Ứng suất cho phép lấy bằng giới hạn chảy F_y chia cho FS, nghĩa là:

$$\frac{F_y}{1,67} = 0,6F_y$$

còn đối với các cấu kiện khác, giá trị FS có khác.

4.1. VẬT LIỆU CỦA KẾT CẤU THÉP

Thép dùng trong kết cấu xây dựng là thép cacbon thấp hoặc thép hợp kim thấp, được chế tạo thành thép hình, thép thanh dẹt và thép tấm.

1. Vật liệu thép

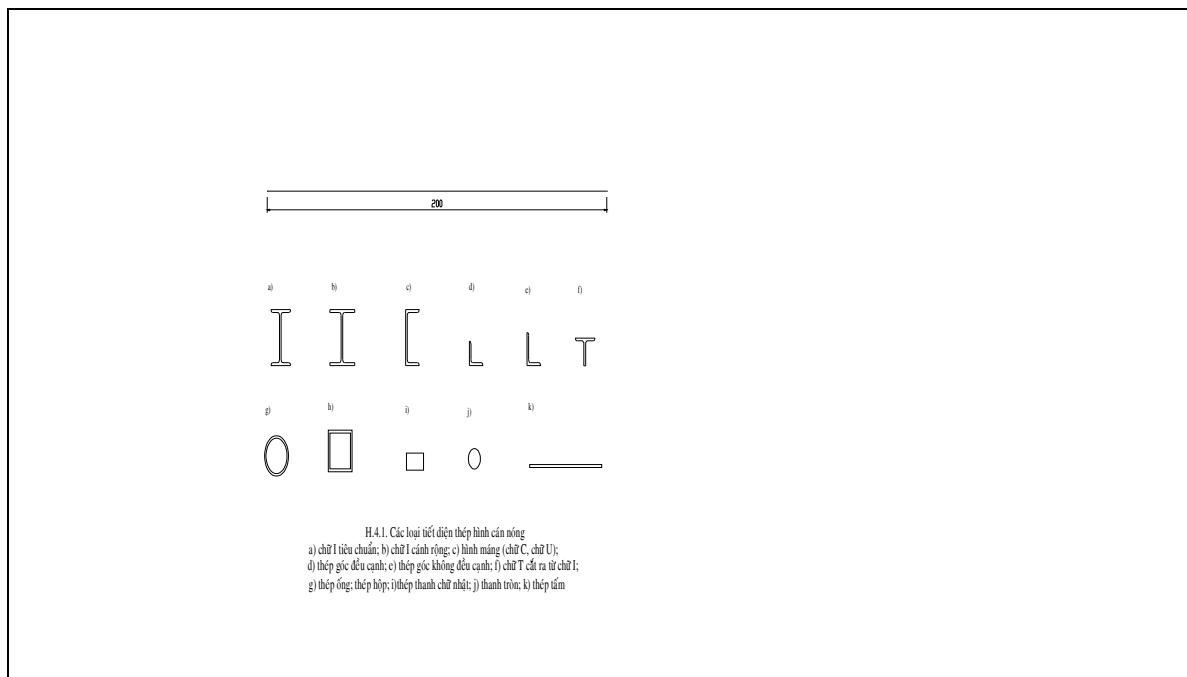
Tiêu chuẩn ASTM quy định 16 loại thép sử dụng trong kết cấu nhà. Sau đây là một số loại trong số đó.

Loại thép	Ứng suất chảy F_y , kN/cm ²	Cường độ kéo đứt F_u , kN/cm ²	Ghi chú
A36	22	40 - 55	Dày trên 200 mm
	25		Dày đến 200 mm
A514	62	69 – 89,5	Dày 65 – 150 mm
	69	76 – 89,5	Dày đến 65 mm
A572 cấp 42	29	41,5	Dày đến 150 mm

cấp 50	34,5	45	Dày đến 100 mm
cấp 60	41,5	52	Dày đến 32 mm
cấp 65	45	55	Dày đến 32 mm

2. Thép hình

Thép hình được chế tạo bằng phương pháp cán nóng, thông thường là thép góc (tiết diện hình chữ L), chữ C (hay chữ U) và chữ I.



Thép chữ I tiêu chuẩn ký hiệu bằng chữ S (viết tắt từ “standard”). Kích cỡ thép I tiêu chuẩn trong phạm vi S24×106 đến S3×4.1 (h.4.1,a).

Thép chữ I dùng rộng rãi nhất là loại cánh rộng, được ký hiệu bằng chữ W (viết tắt từ “wide flange”) kèm theo chiều cao tiết diện tính bằng *inch* (in) và trọng lượng trên một đơn vị dài tính bằng *pound/food* (lb/ft). Loại này có cánh rộng hơn và bụng mỏng hơn so với thép chữ I tiêu chuẩn. Ví dụ W18×60 là thép I cánh rộng có chiều cao tiết diện 18 in và nặng 60 lb/ft (1 lb/ft = 1,487 kg/m). Có rất nhiều loại kích cỡ của thép I cánh rộng, loại lớn nhất là W44×285, loại nhỏ nhất là W4×13 và W6×9 (h.4.1,b).

Thép chữ I không phải loại S cũng không phải loại W, ký hiệu là M (“miscellaneous” – pha tạp), có kích cỡ từ M14×18 đến M6×4.4.

Thép chữ C (viết tắt từ “channel” – máng) gồm các kích cỡ từ C15×50 đến C3×4.1. Thép máng pha tạp ký hiệu MC, kích cỡ từ MC18×58 đến MC6×12 (h.4.1,c).

Thép góc gồm 2 loại: đều cạnh và không đều cạnh, ký hiệu là L, cạnh dài, cạnh ngắn và bề dày, tính bằng in. Cỡ lớn nhất là L9×4×5/8 đối với thép góc không đều cạnh và L8×8×1/8 đối với thép góc đều cạnh; cỡ nhỏ nhất là L1×1×1/8 (h.4.1,d,e).

Thép hình chữ T là thép cắt ra từ thép chữ I (loại S, W hay M), ký hiệu là ST, WT hay MT. Ví dụ thép WT5×44 có chiều cao danh nghĩa 5 in, trọng lượng 44 lb/ft, được cắt ra từ WT10×88 (h.4.1,f).

Thép ống tròn gồm loại tiêu chuẩn (“standard”), rất dày (“extra strong”) và cực dày (“double-extra strong”), tùy theo chiều dày ống, và được ký hiệu theo đường kính. Ví dụ ống 8 in, double-extra strong có đường kính ngoài 8,625 in và chiều dày thành ống 0,875 in; ống 8 in, standard thì có đường kính ngoài 8,625 và chiều dày thành ống 0,322 in (h.4.1,g).

Thép hình hộp chữ nhật được ký hiệu bằng các kích thước ngoài và chiều dày. Ví dụ thép hộp 14×6×1/2 (h.4.1,h).

Thép thanh dẹt được cán từ phôi, có chiều rộng đến 6 in hoặc 8 in, dày từ 0,23 in trở lên (h.4.1,i).

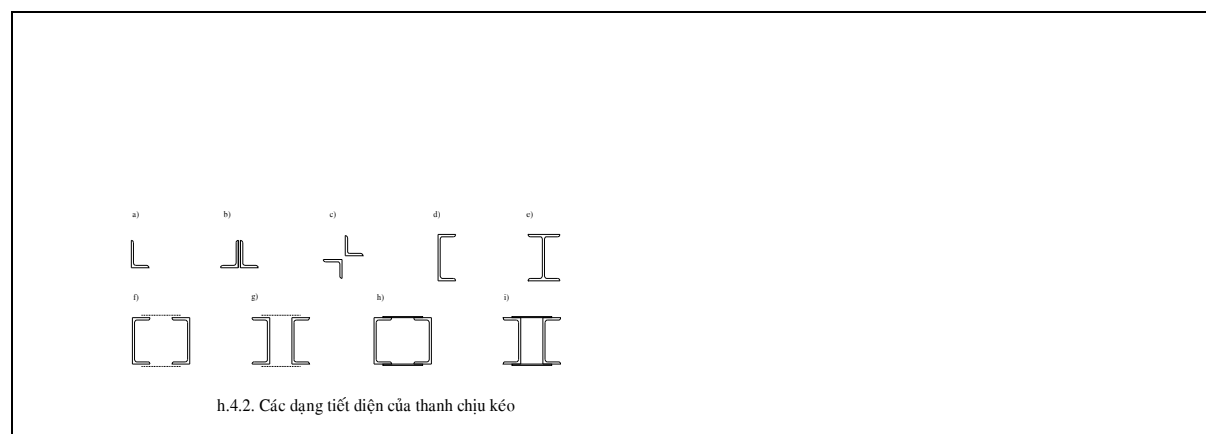
3. Thép tấm

Thép tấm là loại được cán mỏng và rộng hơn thép dẹt; chiều rộng có thể trên 48 in, dày từ 0,18 in trở lên (h.4.1,k).

4.2. CẤU KIỆN CHỊU KÉO

1. Các dạng tiết diện cấu kiện chịu kéo

Cấu kiện thép chịu kéo gặp trong thanh cánh dưới của dàn cầu, dàn mái, hệ thống giằng trong kết cấu nhà. Thanh kéo có thể được làm bằng thép thanh tròn hoặc vuông, thanh dẹt hay tấm, thép hình đơn hoặc ghép bằng thép góc. Nhiều trường hợp cấu kiện chịu kéo được làm bằng dây cáp.



H.4.2. Các dạng tiết diện của thanh chịu kéo

- a) thép góc đơn; b và c) hai thép góc ghép; d) thép máng đơn; e) thép chữ I cánh rộng; f và g) hai thép máng ghép dùng bản nối; h và i) tổ hợp thép máng và thép tấm.

2. Diện tích tiết diện

Diện tích toàn bộ tiết diện khi chưa xét đến sự giảm diện tích do các lỗ bulông hoặc đinh tán gọi là **diện tích tiết diện nguyên**, ký hiệu A_g .

Diện tích tiết diện đã trừ đi phần giảm do các lỗ bulông hoặc đinh tán gọi là **diện tích tiết diện thực**, ký hiệu A_n :

$$A_n = A_g - ntd \quad (1)$$

với d – đường kính lỗ; t – chiều dày thép; n – số lỗ trên tiết diện đang xét.

Theo quy phạm AISC, đường kính lỗ d được lấy bằng đường kính thân bulông cộng thêm 1/8 in (hay 3,2 mm) để xét đến việc đột hay khoan lỗ không chính xác, làm tăng đường kính lỗ.

Khi các lỗ được bố trí so le như trên, sự kéo đứt có thể xảy ra theo tiết diện thẳng góc với trục cầu kiện (tiết diện AB) hoặc theo tiết diện dích dắc (AC). Diện tích thực của tiết diện dích dắc có thể được tính gần đúng theo công thức:

$$A_n = A_g - ntd + ts^2/4g \quad (2)$$

với n – số lỗ trên đường dích dắc; s và g – các khoảng cách như trên hình 4.3,b.

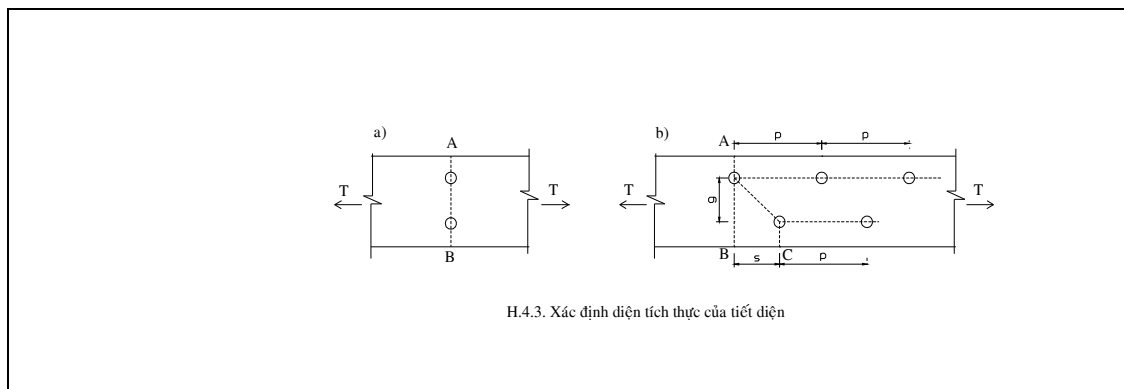
Khi tính toán cầu kiện chịu kéo, để xét tới sự tập trung ứng suất ở vùng gần mép lỗ (khi có lỗ bulông hoặc đỉnh tán) hoặc gần mép cầu kiện hoặc khi ở vùng đầu cầu kiện có bộ phận (cánh, bụng dầm) không được liên kết, người ta đưa ra khái niệm **diện tích hữu hiệu**, ký hiệu A_e :

- đối với liên kết bulông hoặc đỉnh tán:

$$A_e = UA_n \quad (3)$$

- đối với liên kết hàn:

$$A_e = UA_g \quad (4)$$



H.4.3. Xác định diện tích thực của tiết diện

trong đó A_g - diện tích tiết diện nguyên; A_n - diện tích thực; U là hệ số hữu hiệu, lấy như sau:

- đối với thép hình W, S hay M có chiều rộng cánh không nhỏ hơn 2/3 chiều cao, liên kết tại các cánh bằng mối hàn hoặc bulông, đỉnh tán với ít nhất 3 đỉnh trên một hàng theo phương của lực, $U=0,9$;
- đối với thép hình W, S hay M không đáp ứng các điều kiện trên đây và với mọi thép hình khác, kể cả tiết diện tổ hợp, liên kết bằng mối hàn hoặc bulông, đỉnh tán với ít nhất 3 đỉnh trên một hàng theo phương của lực, $U=0,85$;
- đối với mọi cầu kiện liên kết bằng bulông, đỉnh tán mà chỉ có 2 đỉnh trên một hàng theo phương của lực, $U=0,75$;
- khi tất cả các bộ phận của cầu kiện đều được liên kết thì $U=1$.

3. Tính cầu kiện chịu kéo

Cầu kiện chịu kéo có thể bị phá hoại do sự chảy tại tiết diện nguyên hoặc sự kéo đứt tại tiết diện hữu hiệu tại chỗ liên kết.

Tại tiết diện nguyên:

- Khả năng chịu lực (hay còn gọi là độ bền danh nghĩa):

$$T_n = F_y A_g$$

F_y – giới hạn chảy; A_g – diện tích tiết diện nguyên.

- Lực kéo T do tải trọng sử dụng không được vượt quá lực kéo cho phép (điều kiện bền):

$$T \leq \frac{F_y A_g}{FS} = \frac{F_y A_g}{1,67} = 0,6F_y A_g.$$

$0,6F_y$ chính là ứng suất cho phép tại tiết diện nguyên.

Tại tiết diện thực hoặc tiết diện hữu hiệu:

$$T_n = F_u A_e$$

F_u – giới hạn bền; A_e – diện tích tiết diện hữu hiệu.

Điều kiện bền:

$$T \leq \frac{F_u A_e}{FS} = \frac{F_u A_e}{2} = 0,5F_u A_e.$$

$0,5F_u$ là ứng suất cho phép đối với tiết diện thực.

Ví dụ 4.1. Chọn tiết diện thanh kéo gồm hai thép góc, loại thép A36, chịu lực kéo 600 kN do tĩnh tải và hoạt tải. Thanh liên kết với bản mã bằng đường hàn góc.

Giải: Thanh liên kết hàn nên tiết diện thực bằng tiết diện nguyên ($A_n = A_g$), hệ số hữu hiệu $U = 0,85$.

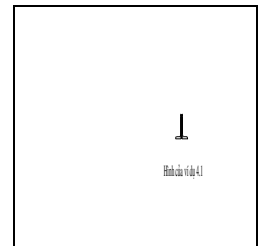
Từ điều kiện bền:

$$T \leq 0,5F_u A_e = 0,5F_u U A_n$$

Suy ra diện tích cần thiết của tiết diện nguyên (gồm 2 thép góc):

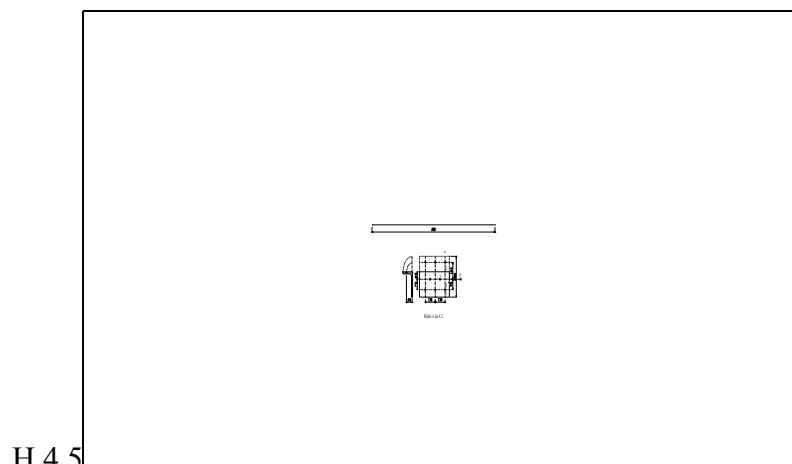
$$A_g \geq \frac{T}{0,5F_u U} = \frac{600}{0,5 \times 40 \times 0,85} = 40,3 \text{ cm}^2.$$

H.4.4. Hình của VD 4.1



Từ đó dựa vào bảng quy cách thép góc, sẽ chọn được số hiệu thép góc.

Ví dụ 4.2. Xác định khả năng chịu kéo của một thanh thép góc $80 \times 110 \times 10$, liên kết bằng hai hàng bulông M20 trên cánh dài và một hàng trên cánh ngắn, lỗ bulông tiêu chuẩn. Thép A572, cấp 50. đường kính thân bulông 20 mm.



H.4.5

Giải: Thanh có các hàng lỗ so le nên cần phải xác định xem tiết diện nào là nguy hiểm nhất.

Khi tính diện tích tiết diện, đường kính thân bulông phải tính thêm 3,2 mm:

$$20 + 3,2 = 23 \text{ mm.}$$

Để tính diện tích tiết diện, cần khai triển thép góc thành lên mặt phẳng. Bề rộng lấy bằng tổng bề rộng của hai cạnh trừ đi bề dày, nghĩa là bằng $180 + 110 - 10 = 280 \text{ mm}$.

Diện tích thực của tiết diện thẳng *abde* (qua 2 lỗ bulông):

$$A_n = A_g - ntd = 280 \times 10 - 2 \times 23 \times 1 = 2330 \text{ mm}^2.$$

Diện tích thực của tiết diện thẳng *abde* (qua 3 lỗ bulông):

$$A_n = A_g - ntd + ts^2/4g = 280 \times 10 - 3 \times 23 \times 1 + \left[\frac{65^2}{4 \times 75} + \frac{65^2}{4 \times 120} \right] = 2339 \text{ mm}^2.$$

Vậy phải tính theo tiết diện thẳng *abde* vì diện tích thực nhỏ hơn.

Diện tích thực $A_n = 2330 \text{ mm}^2$; diện tích hữu hiệu $A_e = U A_n = 0,85 \times 2330 = 1980 \text{ mm}^2$.

Thép A572, cấp 50 có: $F_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$; $F_u = 44,8 \text{ kN/cm}^2$.

Ứng suất cho phép trên tiết diện nguyên: $F_t = 0,6 \times 34,5 = 20,7 \text{ kN/cm}^2$.

Ứng suất cho phép trên tiết diện hữu hiệu: $F_t = 0,5 \times 44,8 = 22,4 \text{ kN/cm}^2$.

Khả năng chịu kéo tính tại tiết diện nguyên: $T_n = F_y A_g = 20,7 \times 28,30 = 586 \text{ kN}$.

Khả năng chịu kéo tính tại tiết diện hữu hiệu: $T_n = T_n = F_u A_e = 22,4 \times 19,8 = 443 \text{ kN}$.

Vậy khả năng chịu kéo của cầu kiện là 443 kN.

4.3. CẦU KIỆN CHỊU NÉN

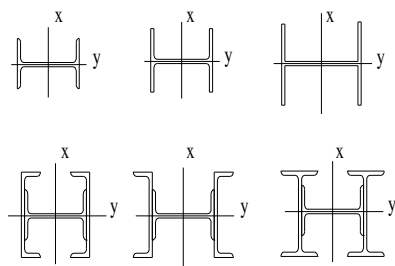
1. Các dạng tiết diện cầu kiện chịu nén

Cầu kiện thép chịu nén gặp trong cột. Tiết diện có hai hình thức: hở và kín.

Tiết diện hở có dạng chữ H là dạng thông dụng nhất (h.4.6).

Cột tiết diện chữ H có ưu điểm là dễ liên kết với các cầu kiện khác, dễ thỏa mãn các yêu cầu về kiến trúc của công trình, hình thức đơn giản, dễ chế tạo:

- Tiết diện bằng thép hình tiêu chuẩn (h.4.3,a) là loại đơn giản nhất nhưng chỉ phù hợp khi chiều dài tính toán $l_x \gg l_y$.



H.4.6. Các dạng tiết diện chữ H của cột hở

H.4.6. Các dạng tiết diện chữ H của cột hở

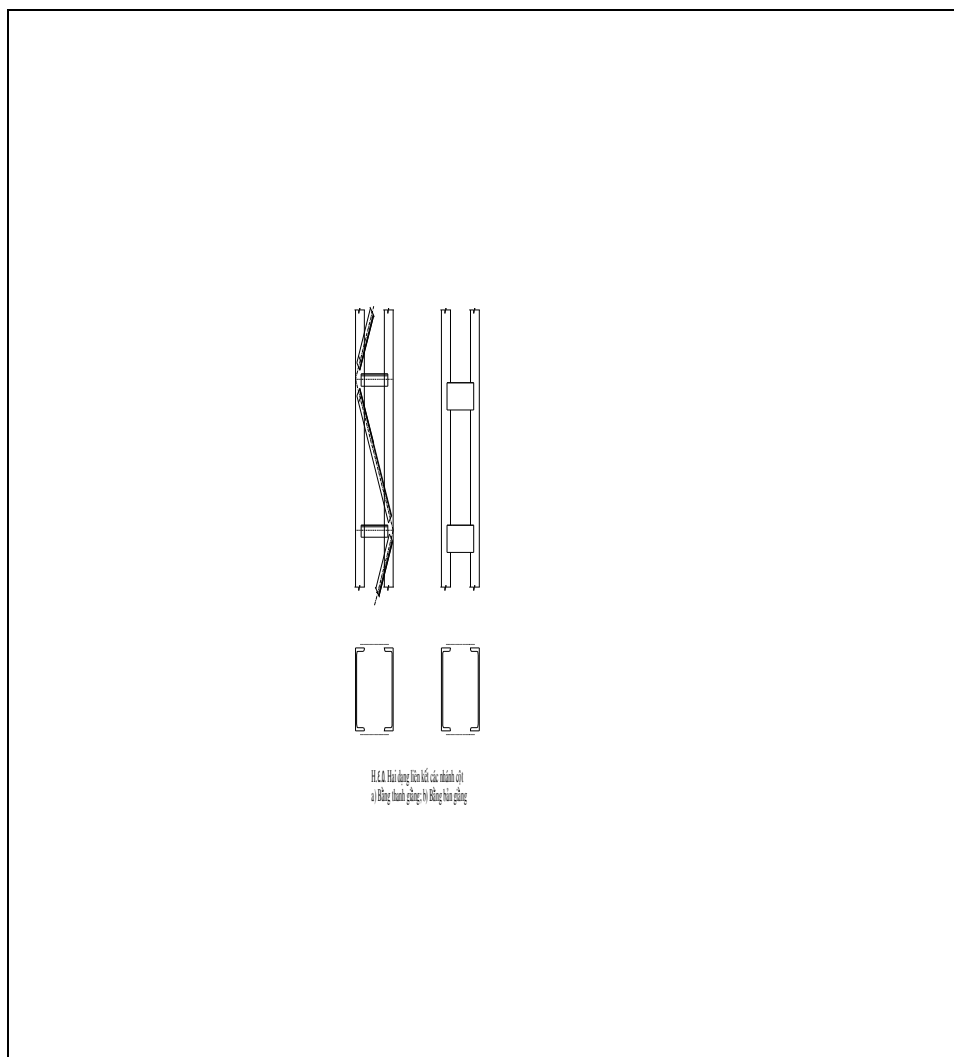
- a) Thép I tiêu chuẩn; b) Thép I cánh rộng; c) Chữ I tổ hợp;
d và e) Ghép chữ I với 2 chữ C; f) Ghép 3 chữ I.



H.4.7. Một số dạng tiết diện của cột kín

H. 4.7. Một số dạng tiết diện kín của cột

Hình 4.7 vẽ vài dạng tiết diện cột rỗng và liên kết giữa các nhánh cột trong trường hợp cột hai nhánh.



H.4.8. Hai dạng liên kết các nhánh cột. a) bằng bản giằng; b) bằng thanh giằng.

2. Tính toán cấu kiện chịu nén

Khi tính toán cấu kiện chịu nén, một đại lượng quan trọng là độ mảnh của cấu kiện phải được xét đến.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{kl}{r}$$

λ - độ mảnh, l - chiều dài thực của cấu kiện; $l_0 = kl$ - chiều dài tính toán; r - bán kính quán tính của tiết diện.

Hệ số chiều dài tính toán k xác định theo sơ đồ liên kết hai đầu cột, theo bảng:

Sơ đồ	Hệ số k theo lý thuyết	Hệ số k theo quy phạm
2 đầu ngàm	0,5	0,65
1 đầu ngàm, 1 đầu khớp	0,7	0,8
2 đầu khớp	1	1
1 đầu ngàm, 1 đầu ngàm trượt	1	1,2

1 đầu ngàm, 1 đầu tự do	2	2,1
1 đầu khớp, 1 đầu ngàm trượt	2	2

Độ mảnh giới hạn:

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}}$$

E – môđun đàn hồi của thép, lấy bằng 200 GPa; F_y – giới hạn chảy của thép.

Ứng suất cho phép F_a :

- Khi độ mảnh nhỏ ($\lambda < \lambda_c$):

$$F_a = \frac{8 \left(1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_c^2} \right) F_y}{5 + 3 \frac{\lambda}{\lambda_c} - \frac{\lambda^3}{\lambda_c^3}}$$

- Khi độ mảnh lớn ($\lambda \geq \lambda_c$):

$$F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}.$$

Điều kiện bền:

$$f_a \leq F_a$$

f_a – ứng suất nén do tải trọng làm việc: $f_a = P/A_g$;

A_g – diện tích tiết diện nguyên;

P – lực nén dọc trục do tải trọng làm việc.

Ví dụ 4.3. Kiểm tra tiết diện cột có kích thước như hình 4.9. Thép A572, cấp 50. Chiều dài cột 18,2 m; lực nén đúng tâm $P=400$ kN. Hệ số $k=1$ theo phương trục x-x; còn theo phương trục y-y có nhiều gối tựa sao cho chiều dài tính toán $l_{oy} = 3$ m.

Giải: Thép A572, cấp 50 có: $F_y = 34,5$ kN/m².

Đặc trưng hình học của tiết diện:

- diện tích: $A = 2 \times 150 \times 8 + 400 \times 6 = 4800$ mm²;

- mômen quán tính:

$$I_x = 2 \times 150 \times 8 \times 204^2 + \frac{6 \times 400^3}{12} = 131870000 \text{ mm}^4;$$

$$I_y = 2 \times \frac{8 \times 150^3}{12} = 4500000 \text{ mm}^4;$$

- bán kính quán tính: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{131870000}{4800}} = 182$ mm;



$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4500000}{4800}} = 33,5 \text{ mm.}$$

Độ mảnh: $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} = \frac{1 \times 18200}{182} = 100 ;$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{r_y} = \frac{3000}{33,5} = 89,5 .$$

Giá trị độ mảnh lớn $\lambda_x = 100$ là quyết định đối với khả năng chịu lực; và

$$\lambda_x = 100 < \lambda_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{2 \times 20000}{34,5}} = 107 .$$

Ứng suất cho phép:

$$F_a = \frac{8 \left(1 - \frac{\lambda^2}{2\lambda_c^2} \right) F_y}{5 + 3 \frac{\lambda}{\lambda_c} - \frac{\lambda^3}{\lambda_c^3}} = \frac{8 \left(1 - \frac{100^2}{2 \times 107^2} \right) \times 34,5}{5 + 3 \frac{100}{107} - \frac{100^3}{107^3}} = 10,14 \text{ kN/cm}^2.$$

Ứng suất làm việc:

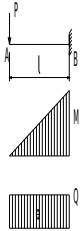
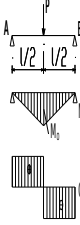
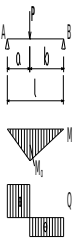
$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{400}{40} = 10 \text{ kN/cm}^2.$$

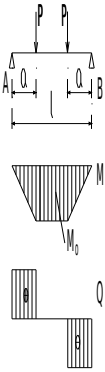
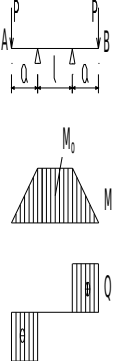
$f_a < F_a$, cấu kiện làm việc an toàn.

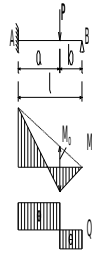
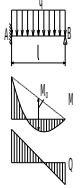
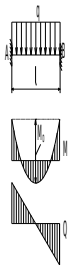
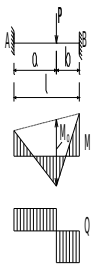
TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 2737-1995. Tiêu chuẩn về tải trọng và tác động.
2. PGS.TS Vũ Mạnh Hùng. Sổ tay thực hành kết cấu công trình. NXB Xây dựng, 1999.
3. PGS.TS Nguyễn Hữu Lân. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép. NXB Xây dựng, 2008.
4. GS. Đoàn Định Kiến. Tính toán kết cấu thép theo tiêu chuẩn AISC/ASD. NXB Xây dựng, 2009.

PHỤ LỤC. Bảng tra nội lực dầm một nhịp

Sơ đồ dầm	Mômen uốn	Lực cắt
	$M_A = -Pl$	$Q_A = Q_B = -P$
	$M_B = -\frac{ql^2}{2}$ $M_o = \frac{ql^2}{8}$	$Q_B = -ql$
	$M_o = \frac{Pl}{4}$	$Q_A = -Q_B = \frac{P}{2}$
	$M_o = \frac{Pab}{l}$	$Q_A = \frac{Pb}{l};$ $Q_B = -\frac{Pa}{l}$

	$M_o = \frac{ql^2}{8}$	$Q_A = -Q_B = \frac{ql}{2}$
	$M_o = Pa$	$Q_A = -Q_B = P$
	$M_o = Pa$	$Q_A = -Q_B = -P$
	$M_A = M_B = -\frac{qa^2}{2};$ $M_o = \frac{ql^2}{8}$	$Q_A^{tr} = -qa;$ $Q_A^{ph} = ql/2;$ $Q_B^{tr} = -ql/2;$ $Q_B^{ph} = +qa;$

	$M_A = -\frac{Pab}{2l} \left(1 + \frac{b}{l} \right);$ $M_o = \frac{Pab}{l}$	$Q_A = \frac{Pb}{2l} \left(3 - \frac{b^2}{l^2} \right);$ $Q_B = Q_A - P =$ $= -\frac{Pa^2}{2l^2} \left(3 - \frac{a}{b} \right)$
	$M_A = -\frac{ql^2}{8};$ $M_o = \frac{ql^2}{8}$	$Q_A = \frac{5}{8}ql;$ $Q_B = -\frac{3}{8}ql$
	$M_A = M_B = -\frac{ql^2}{12};$ $M_o = \frac{ql^2}{8}$	$Q_A = -Q_B = \frac{ql}{2}$
	$M_A = -P \frac{ab^2}{l^2};$ $M_B = -P \frac{a^2b}{l^2}$	$Q_A = P \frac{(3a+b)b^2}{l^3};$ $Q_B = -P \frac{(a+3b)a^2}{l^3}$