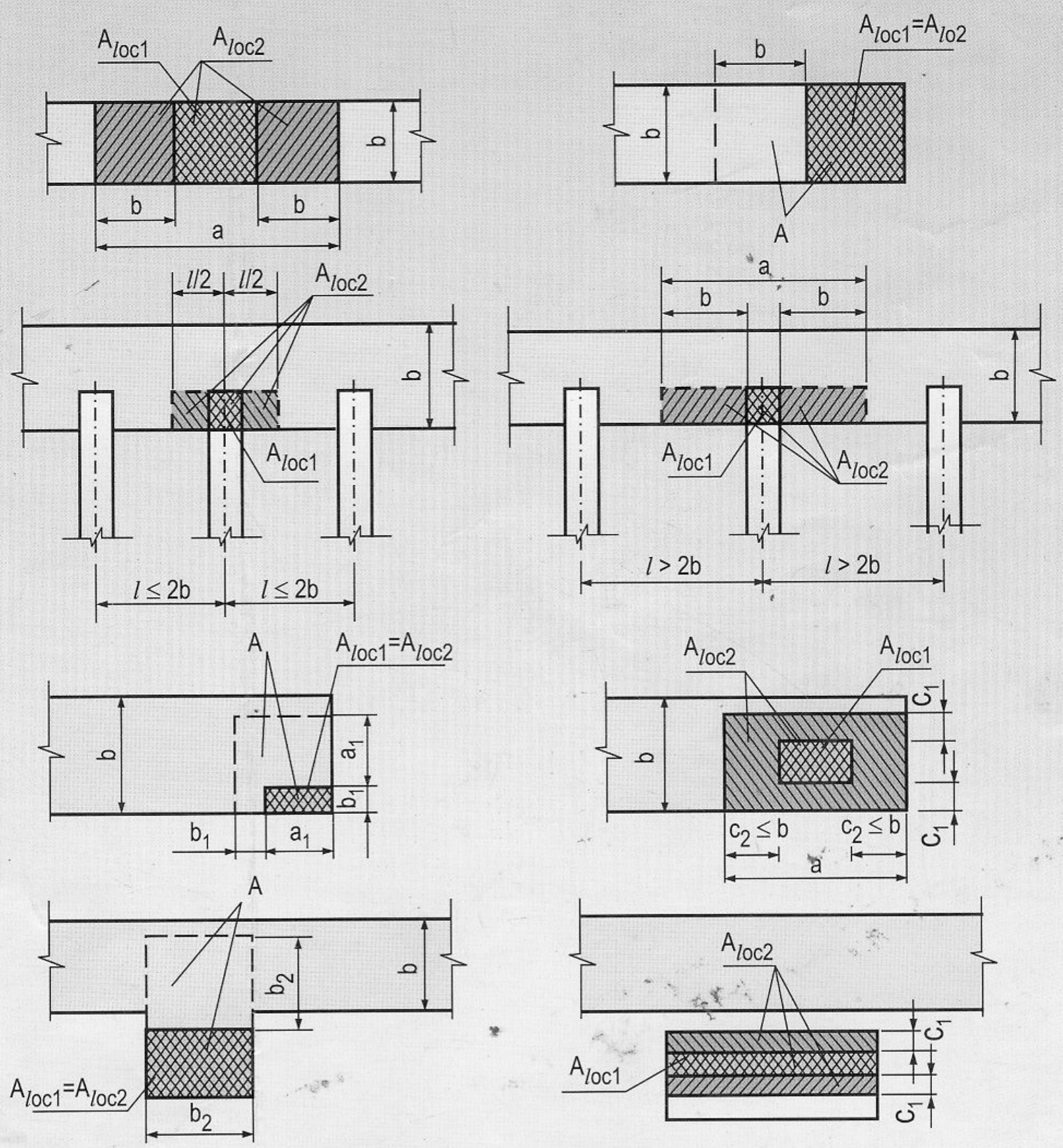
GS. TS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG

TÍNH TOÁN THỰC HÀNH
CẤU KIÊN BÊ TÔNG CỐT THÉP
THEO TIÊU CHUẨN TCXDVN 356 - 2005



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

GS. TS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG

TÍNH TOÁN THỰC HÀNH
CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP
THEO TIÊU CHUẨN TCXDVN 356 - 2005
TẬP II

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2008

LỜI NÓI ĐẦU

Tập 1 tính toán thực hành cấu kiện bêtông cốt thép trình bày các cấu kiện chịu mômen uốn và lực cắt. Tài liệu đã được nhiều bạn đọc đón nhận và hoan nghênh. Tác giả xin chân thành cảm ơn

Tập 2 này trình bày việc tính toán các cấu kiện chịu nén, kéo, xoắn, làm việc cục bộ và về nứt, biến dạng. Các điều kiện và công thức tính toán được dựa vào Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bêtông và bêtông cốt thép TCXDVN356-2005. Thỉnh thoảng, ở một vài chỗ có mở rộng và bổ sung chút ít theo kết quả nghiên cứu của tác giả, những chỗ đó trên cơ bản vẫn dựa vào tiêu chuẩn đã nêu.

Tiêu chuẩn thiết kế chỉ đưa ra những nguyên tắc và điều kiện cơ bản. Cần vận dụng chúng vào tính toán thực hành theo nhiều dạng khác nhau, nhiều bài toán khác nhau. Tài liệu này nhằm mục tiêu vừa nêu vì là tài liệu tính toán thực hành nên tác giả không đi sâu vào việc chứng minh công thức mà tập trung chủ yếu vào việc vận dụng. Bạn đọc muốn tìm hiểu sâu hơn về lý thuyết xin tham khảo giáo trình Kết cấu Bêtông cốt thép của Trường Đại học Xây dựng do PGS. TS Phan Quang Minh chủ biên, trong đó tác giả có tham gia biên soạn.

Nguyên tắc chung về thiết kế kết cấu bêtông cốt thép đã được trình bày trong tập 1, ở đây không nhắc lại. Riêng trong phần phụ lục có đưa lại các số liệu cơ bản, cần thiết.

Tài liệu này thuộc hệ thống giáo trình và tham khảo của Trường Đại học Xây dựng. Tài liệu được dùng rộng rãi để học tập, làm đồ án và thiết kế thực tế.

Tác giả xin hoan nghênh và biết ơn các bạn đọc chỉ ra, góp ý kiến cho những chỗ còn thiếu sót, chưa rõ ràng hoặc chưa được vừa ý để tác giả có thể bổ sung, sửa chữa làm cho tài liệu được hoàn thiện hơn. Mọi góp ý xin gửi về Phòng Biên tập sách Khoa học kỹ thuật xây dựng - Nhà Xuất bản Xây dựng. ĐT: 04.9741954.

Tác giả

Chương 1

CẤU KIỆN CHỊU NÉN

1.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ CẤU KIỆN CHỊU NÉN

1.1.1. Nội lực

Cấu kiện chịu nội lực chủ yếu là lực nén N. Ngoài ra có thể thêm mômen uốn M (đi kèm với M có thể có lực cắt Q). Phân biệt hai trường hợp: nén đúng tâm, nén lệch tâm.

Nén đúng tâm khi trên tiết diện của cấu kiện chỉ có một lực nén N đặt đúng trọng tâm (mômen uốn M = 0).

Nén lệch tâm khi trên tiết diện có đồng thời lực nén N và mômen uốn M.

Giá trị N, M được lấy từ kết quả tổ hợp nội lực do việc tính toán kết cấu đem lại. Khi tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm thường phải chọn một số cặp nội lực và tính toán với tất cả các cặp đó.

1.1.2. Tiết diện

Tiết diện cấu kiện chịu nén thường là vuông, chữ nhật hoặc tròn.

Với tiết diện chữ nhật (hoặc vuông) cần phân biệt chiều cao và chiều rộng. Chiều cao h là cạnh trong phương mặt phẳng uốn, chiều rộng b là cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn. Thông thường nên chọn $h = (1,5 \div 3)b$ tuy vậy cũng có thể gặp trường hợp $h < b$.

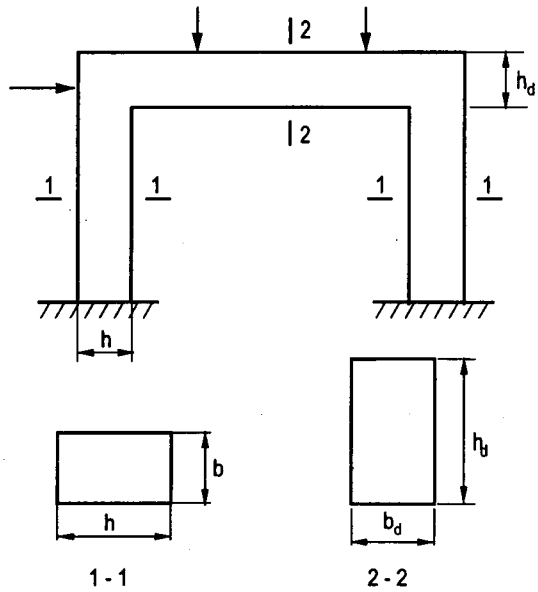
Kích thước tiết diện cột thường được chọn trong giai đoạn thiết kế cơ sở, được dựa vào kinh nghiệm thiết kế, dựa vào các kết cấu tương tự hoặc cũng có thể tính toán sơ bộ dựa vào lực nén N được xác định một cách gần đúng. Diện tích tiết diện cột là A:

$$A = \frac{kN}{R_b} \qquad (1\text{-}1)$$

R_b - cường độ tính toán về nén của bêtông;

k - hệ số, với trường hợp nén lệch tâm lấy $k = 1,3 \div 1,5$.

Khi chọn kích thước tiết diện cấu kiện, ngoài điều kiện về khả năng chịu lực còn cần kể đến điều kiện về ổn định (hạn chế độ mảnh), về kiến trúc và thuận tiện cho thi công.



Hình 1.1. *Tiết diện cột (b×h) và tiết diện dầm (b_d×h_d)*

1.1.3. Chiều dài tính toán l_0

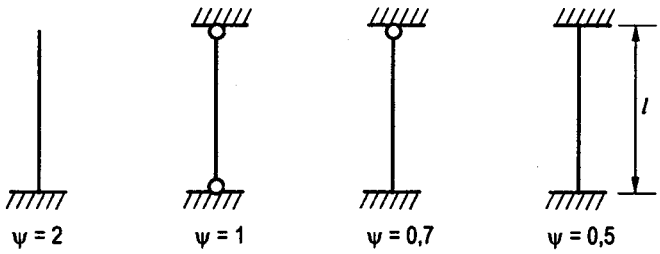
Gọi l - chiều dài của cột, bằng khoảng cách giữa hai liên kết (hoặc từ liên kết đến đầu tự do).

Gọi l_0 - chiều dài tính toán:

$$l_0 = \psi l \tag{1-2}$$

ψ - hệ số phụ thuộc vào liên kết ở hai đầu cột.

Với các liên kết lí tưởng như trên hình 1.2, hệ số ψ cho trên hình vẽ. Với các liên kết thực tế cần phân tích khả năng ngăn cản chuyển vị của nó để đưa về các trường hợp gần với liên kết lý tưởng:



Hình 1.2. *Hệ số ψ ứng với các liên kết lý tưởng*

a) Khung một tầng, một nhịp, có mái khá cứng đủ để truyền được tải trọng ngang:

- Khi liên kết xà với cột là khớp: $\psi = 1,5$.
- Khi liên kết xà với cột là cứng: $\psi = 1,3$.

b) Khung một tầng, nhiều nhịp có mái như ở mục a, lấy ψ ở mục a nhân với:

0,9 - Khi nhà có hai nhịp.

0,8 - Khi nhà có từ ba nhịp trở lên.

c) Khung nhiều tầng có từ hai nhịp trở lên, có liên kết cứng giữa dầm và cột:

- Khi sàn đổ toàn khối: $\psi = 0,7$.
- Khi sàn lắp ghép: $\psi = 1,0$.

d) Khung nhiều tầng một nhịp có liên kết cứng giữa dầm và cột, sàn đổ toàn khối.

- Tầng giáp với móng: $\psi = 1,0$.
- Các tầng trên: $\psi = 1,25$.

e) Khung như mục d, sàn lắp ghép, lấy ψ ở mục d nhân với 1,25.

g) Khung nhà công nghiệp một tầng. Lấy ψ theo quy định riêng cho từng đoạn cột (bảng 31 điều 6.2.2.16. của tiêu chuẩn TCXDVN356-2005).

1.1.4. Hạn chế độ mảnh

Độ mảnh của cấu kiện λ được xác định và hạn chế như sau:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{gh} \qquad (1\text{-}3)$$

i - bán kính quán tính của tiết diện. Với tiết diện chữ nhật cạnh b (hoặc h) thì i = 0,288b (0,288h). Với tiết diện tròn đường kính D thì i = 0,25D;

λ_{gh} - độ mảnh giới hạn. Với cột nhà $\lambda_{gh} = 100 \div 120$. Với các cấu kiện khác $\lambda_{gh} = 200$.

1.1.5. Cốt thép

Cốt thép trong cấu kiện chịu nén có các loại: cốt thép dọc chịu lực, cốt thép dọc cấu tạo, cốt thép ngang (đai).

a) Cốt thép dọc chịu lực

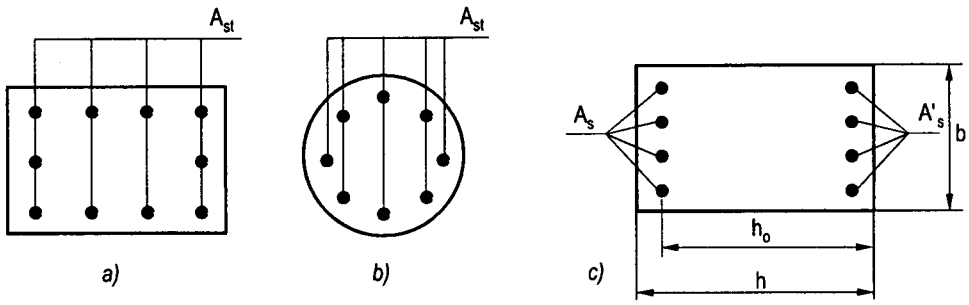
Có thể đặt cốt thép dọc chịu lực theo chu vi tiết diện (hình 1.3a, b), có diện tích toàn bộ là A_{st}. Với tiết diện chữ nhật nên đặt cốt thép tập trung theo chiều rộng b (hình 1.3c) và ký hiệu là A_s và A'_s, lúc này $A_{st} = A_s + A'_s$. Khi đặt $A_s = A'_s$ có trường hợp cốt thép đối xứng. Nếu $A_s \neq A'_s$ - cốt thép không đối xứng.

Đường kính cốt thép dọc có thể chọn trong khoảng $\phi = 12 \div 40$. Với tiết diện có cạnh từ 200mm trở lên nên chọn $\phi \geq 16$.

Đặt các tỉ lệ cốt thép như sau:

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{A_b};\ \mu = \frac{A_s}{A_b};\ \mu' = \frac{A'_s}{A_b}.$$

A_b - diện tích tiết diện bêtông. Với tiết diện chữ nhật đặt cốt thép tập trung theo cạnh b lấy $A_b = bh_0$.



Hình 1.3. *Các cách đặt cốt thép dọc chịu lực*

Tiêu chuẩn TCXDVN356 quy định μ và μ' đều phải lớn hơn giá trị μ_{min} cho trong bảng 1.1.

Bảng 1.1. Giá trị μ_{min} của cấu kiện chịu nén

$\lambda = \frac{l_0}{i}$	≤ 17	17÷35	35÷83	>83
μ_{min} (%)	0,0005 (0,05%)	0,001(0,1%)	0,002(0,2%)	0,0025(0,25%)

Khi đặt thép theo chu vi thì lấy A_b là diện tích toàn bộ tiết diện và $\mu_t \geq 2\mu_{min}$.

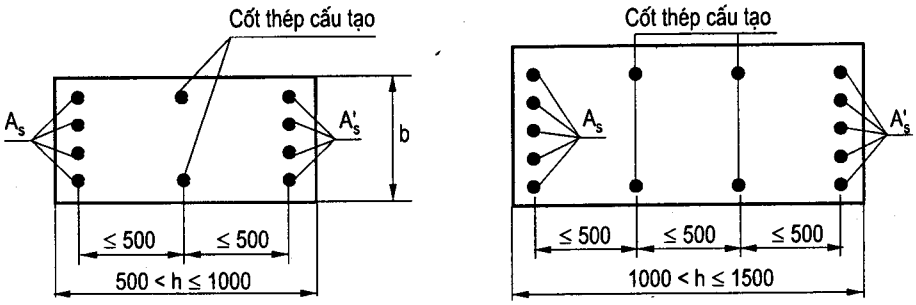
Khi khả năng chịu lực của cấu kiện được sử dụng không quá 50% thì có thể lấy μ_{min} = 0,0005 (0,05%) không phụ thuộc độ mảnh.

Tiêu chuẩn TCXDVN356-2005 không đề cập đến việc hạn chế giá trị cực đại của cốt thép. Tuy vậy trong thiết kế thực tế nên hạn chế $\mu_t \leq \mu_{max}$. Giá trị μ_{max} được chọn tùy thuộc quan điểm sử dụng vật liệu. Khi cần hạn chế việc sử dụng quá nhiều thép người ta lấy μ_{max} = 0,03 (3%). Để bảo đảm sự làm việc chung giữa thép và bêtông thường lấy μ_{max} = 0,06.

Khoảng cách giữa trục các thanh thép dọc chịu lực không được quá 400mm. Khi đổ bêtông mà cốt thép ở vị trí thẳng đứng thì khoảng hở bên trong giữa hai mép thanh thép không được nhỏ hơn 50mm, khi kiểm soát một cách có hệ thống kích thước cốt liệu bêtông thì khoảng hở vừa nêu có thể giảm đến 35mm nhưng không được nhỏ hơn 1,5 lần kích thước lớn nhất của cốt liệu thô.

b) Cốt thép dọc cấu tạo

Trong tiết diện chữ nhật khi đặt cốt thép chịu lực tập trung theo cạnh b mà h > 500mm thì phải đặt cốt thép dọc cấu tạo vào khoảng giữa của cạnh h để cho khoảng cách theo phương cạnh h giữa trục các thanh cốt thép không vượt quá 500mm (hình 1.4). Đường kính cốt thép dọc cấu tạo chọn trong khoảng ϕ12÷ϕ16.



Hình 1.4. *Cốt thép dọc cấu tạo*

Khi đặt cốt thép dọc chịu lực theo chu vi thì không cần đặt thêm cốt thép cấu tạo.

c) Cốt thép đai

Đường kính cốt thép đai: $\phi_d \geq \frac{1}{4}\phi_{max}$ và 5mm.

Khoảng cách cốt đai: $a_d \leq k\phi_{min}$ và a_*.

ϕ_{max}, ϕ_{min} - đường kính cốt thép dọc lớn nhất và bé nhất.

Khi $R_{sc} \leq 400$MPa lấy k = 15 và $a_* = 500$mm.

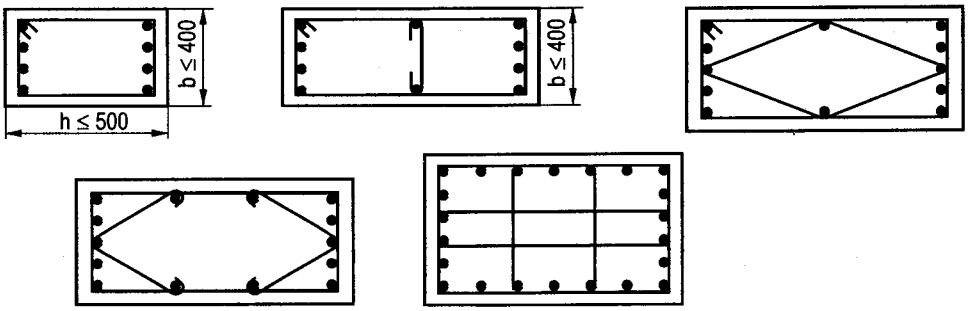
Khi $R_{sc} > 400$MPa lấy k = 12 và $a_* = 400$mm.

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

Nếu tỉ lệ cốt thép dọc chịu nén $\mu' > 1{,}5\%$ ($\mu_t > 3\%$) thì k = 10 và $a_* = 300$ (không phụ thuộc R_{sc}).

Trong đoạn nối chồng cốt thép dọc cần tăng dày cốt thép đai.

Về hình thức cốt thép đai cần bao quanh toàn bộ cốt thép dọc và giữ cho cốt thép dọc chịu nén không bị mất ổn định, bị cong, bật ra khỏi bêtông. Muốn vậy các thanh cốt thép dọc chịu lực (tối thiểu là cách một thanh) cần được đặt vào chỗ uốn của cốt thép đai và các chỗ uốn này cách nhau không quá 400mm theo cạnh tiết diện (hình 1.5). Khi cạnh tiết diện không quá 400mm và trên cạnh có không quá 4 thanh cốt thép dọc được phép dùng một cốt thép đai bao quanh toàn bộ cốt thép dọc.



Hình 1.5. *Một số hình thức của cốt thép đai*

Đầu mút cốt thép đai phải được neo chắc chắn theo tiêu chuẩn đối với cốt thép chịu kéo.

1.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN NÉN ĐÚNG TÂM

1.2.1. Điều kiện và công thức

Nén đúng tâm là trường hợp lý tưởng, trong thực tế rất ít gặp. Tính toán theo điều kiện $N \leq N_{gh}$ với:

$$N_{gh} = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st}) \quad (1\text{-}4)$$

N - nội lực nén do tải trọng tính toán;

N_{gh} - khả năng chịu lực của tiết diện ở trạng thái giới hạn;

R_b - cường độ tính toán về nén của bêtông (cho ở phụ lục). Khi tính toán cấu kiện chịu nén cần chú ý đến các hệ số điều kiện làm việc.

R_{sc} - cường độ tính toán về nén của cốt thép (cho ở phụ lục).

A_{st} - diện tích tiết diện toàn bột cốt thép dọc;

A_b - diện tích tiết diện bêtông: $A_b = A - A_{st}$ với A là diện tích tiết diện. Khi $\mu_t < 3\%$ có thể lấy gần đúng $A_b = A$.

$\varphi \leq 1$ - hệ số giảm khả năng chịu lực do ảnh hưởng của uốn dọc.

Khi $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 28$ bỏ qua uốn dọc, lấy $\varphi = 1$.

Khi $28 < \lambda \leq 120$ xác định φ theo công thức thực nghiệm

$$\varphi = 1{,}028 - 0{,}0000288\lambda^2 - 0{,}0016\lambda \quad (1\text{-}5)$$

Xét uốn dọc của cấu kiện nén đúng tâm phải lấy $\lambda = \lambda_{max}$ ứng với bán kính quán tính bé nhất của tiết diện i_{min}.

1.2.2. Kiểm tra khả năng chịu lực

Biết kích thước tiết diện, chiều dài tính toán l_0, bố trí cốt thép. Cần xác định khả năng chịu lực của tiết diện.

Quá trình giải bài toán thông quá thí dụ sau:

Thí dụ 1.1:

Cột tiết diện chữ nhật có các cạnh 200×250mm được đổ bêtông theo phương đứng. Bêtông cấp cường độ B20. Cốt thép gồm 4ϕ18 CII. Chiều dài tính toán l_0 = 3,2m. Yêu cầu xác định khả năng chịu lực.

a) Số liệu: $A = 200\times250 = 50000mm^2$; $4\phi18$ có $A_{st} = 1018mm^2$.

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{A} = \frac{1018}{50000} = 0,0204 = 2,04\% < 3\%$$ - lấy gần đúng.

$A_b = A = 50000mm^2$.

Cốt thép CII có $R_{sc} = 280MPa$.

Bêtông B20 có cường độ tính toán gốc 11,5MPa.

Kể đến hệ số điều kiện làm việc: đổ bêtông theo phương đứng mỗi lớp dày trên 1,5m có $\gamma_{b3} = 0,85$. Đổ bêtông theo phương đứng, kích thước lớn nhất của tiết diện cột nhỏ hơn 30cm có $\gamma_{b5} = 0,85$. Hệ số: $\gamma_b = \gamma_{b3} \times \gamma_{b5} = 0,85 \times 0,85 = 0,7225$.

$$R_b = 0,7225 \times 11,5 = 8,3MPa.$$

b) Xét uốn dọc: Bán kính quán tính nhỏ nhất:

$$i_{min} = 0,288 \times 200 = 57,6mm.$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{3200}{57,6} = 55,5 < \lambda_{gh} = 120$$

$\lambda > 28$ phải tính hệ số φ.

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \times 55,5^2 - 0,0016 \times 55,5 = 0,85.$$

c) Tính N_{gh}

$$N_{gh} = \varphi(R_bA_b+R_{sc}A_{st}) = 0,85(8,3\times50000 + 280\times1018) = 595000$$

$$N_{gh} = 595000N = 595kN$$

Lực dọc cột chịu được là: $N \le 595kN$.

1.2.3. Tính toán cốt thép

Biết lực nén N, kích thước tiết diện, chiều dài tính toán l_0. Cần xác định cốt thép A_{st}.

Cho $N = N_{gh}$ và lấy $A_b = A - A_{st}$ rút ra công thức tính A_{st}:

$$A_{st} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_bA}{R_{sc} - R_b} \qquad (1\text{-}6)$$

Tính tỉ số cốt thép $\mu_t = \frac{A_{st}}{A}$ và kiểm tra điều kiện $\mu_t \ge 2\mu_{min}$.

Nếu $\mu_t < 2\mu_{min}$, kể cả trường hợp $A_{st} < 0$ chứng tỏ kích thước tiết diện quá lớn, nếu được thì nên giảm bớt rồi tính toán lại. Khi không giảm kích thước thì cần chọn đặt cốt thép theo yêu cầu tối thiểu, bằng $2\mu_{min}A$.

Nếu μ_t khá lớn, vượt quá μ_{max} chứng tỏ kích thước tiết diện quá bé, cần tăng kích thước hoặc tăng cấp độ bền của bêtông và tính toán lại.

Thí dụ 1.2:

Cột chịu lực nén N = 1380kN, tiết diện chữ nhật cạnh 300×400mm. Chiều dài tính toán l_0 = 3,6m. Dùng bêtông cấp B20, đổ bêtông theo phương đứng. Yêu cầu tính toán, bố trí cốt thép bằng thép nhóm CII.

a) Số liệu: $A = 300 \times 400 = 120.000mm^2$.

Bêtông B20 có cường độ tính toán gốc 11,5MPa. Đổ bêtông theo phương đứng mỗi lớp dày trên 1,5m, lấy hệ số điều kiện làm việc γ_b = 0,85. Có R_b = 0,85 ×11,5 = 9,78MPa. Thép nhóm CII có R_{sc} = 280 MPa.

b) Xét uốn dọc: $i_{min} = 0,288 \times 300 = 86,4mm$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}} = \frac{3600}{86,4} = 41,6 > 28 \text{ - cần xét uốn dọc.}$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \times 41,6^2 - 0,0016 \times 41,6 = 0,913$$

c) Tính cốt thép:

$$A_{st} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1380 \times 1000}{0,913} - 9,78 \times 120000}{280 - 9,78} = 1250mm^2$$

$$\mu_t = \frac{1250}{120000} = 0,0105 = 1,05\%$$

Với λ = 41,6 có μ_{min} = 0,2%; $2\mu_{min}$ = 0,4%. Thỏa mãn điều kiện $\mu_t > 2\mu_{min}$.

d) Chọn cốt thép dọc 4ϕ20 với diện tích 1256mm².

Cốt thép đai dùng: $\phi 6 > 0,25\phi_{max} = 5mm$.

Khoảng cách: $a_đ = 200mm < 15\phi_{min} = 300$.

1.3. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN CẤU KIỆN NÉN LỆCH TÂM

1.3.1. Độ lệch tâm

Cấu kiện chịu lực nén N và mômen uốn M được đổi thành lực N đặt cách trục một đoạn $e_1 = \frac{M}{N}$. Gọi e_1 là độ lệch tâm tĩnh học. Trong tính toán thường cần kể thêm độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a. Lấy e_a không nhỏ hơn $\frac{1}{600}$ chiều dài cấu kiện và $\frac{1}{30}$ chiều cao tiết diện.

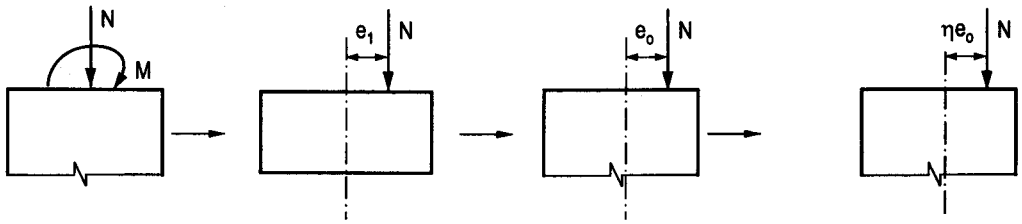
Trong tính toán dùng độ lệch tâm ban đầu e_0 (hình 1.6).

- Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a)$.

- Với cấu kiện của kết cấu tĩnh định: $e_0 = e_1 + e_a$.

1.3.2. Ảnh hưởng của uốn dọc

Sự uốn dọc của cột làm độ lệch tâm từ e_0 tăng lên thành $e'_0 = \eta e_0$ với $\eta \geq 1$ là hệ số xét đến uốn dọc.



Hình 1.6. *Độ lệch tâm*

Khi $\lambda_u = \dfrac{l_0}{i_u} \leq 28$ có thể bỏ qua uốn dọc, lấy $\eta = 1$.

i_u - bán kính quán tính trong phương mặt phẳng uốn. Với tiết diện chữ nhật $i_u = 0{,}288h$ và khi $\dfrac{l_0}{h} \leq 8$ lấy $\eta = 1$.

Khi $\lambda_u > 28\left(\dfrac{l_0}{h} > 8\right)$ cần kể đến uốn dọc và tính η theo công thức (1-7).

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{cr}}} \tag{1-7}$$

N_{cr} - lực dọc tới hạn.

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005 đưa ra công thức thực nghiệm:

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{I}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \dfrac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0{,}1\right) + \alpha I_s\right] \tag{1-8}$$

E_b - mô đun đàn hồi của bêtông (cho ở phụ lục);

$\alpha = \dfrac{E_s}{E_b}$ với E_s - mô đun đàn hồi của cốt thép (cho ở phụ lục);

I - mômen quán tính của diện tích tiết diện lấy đối với trục qua trọng tâm và vuông góc với mặt phẳng uốn. Với tiết diện chữ nhật $I = \dfrac{1}{12}bh^3$.

I_s - mômen quán tính của diện tích tiết diện cốt thép dọc lấy đối với trục đã nêu.

δ_e - hệ số lấy theo quy định sau:

$$\delta_e = \max\left(\frac{e_0}{h}; \delta_{min}\right)$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01\frac{l_0}{h} - 0,01R_b \text{ (R_b tính theo đơn vị MPa).}$$

φ_p- hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép ứng lực trước. Với bêtông cốt thép thường $\varphi_p = 1$.

φ_l - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn.

$$\varphi_l = 1 + \beta\frac{M_l + N_l.y}{M + Ny} \qquad (1\text{-}9)$$

y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến trọng tâm các thanh cốt thép chịu kéo nhiều nhất hoặc trọng tâm các thanh cốt thép chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện bị nén).

N_l, M_l - nội lực do tác động của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

β - hệ số phụ thuộc loại bêtông, lấy theo bảng 29 của tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005. Với bêtông nặng $\beta = 1$.

Nếu M và M_l có dấu khác nhau thì xác định φ_l như sau:

- Khi $e_0 > 0,1h$ lấy $\varphi_l = 1$.

- Khi $e_0 \le 0,1h$ lấy $\varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1})\frac{e_0}{h}$.

φ_{l1} - hệ số lấy như sau:

$$\varphi_{l1} = 1 + \beta\frac{M_l}{Ny_0}$$

y_0 - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép tiết diện bị kéo do tác dụng của M_l.

Tính toán N_{cr} theo công thức (1-8) là khá phức tạp. Trong thiết kế thực tế có thể dùng công thức gần đúng (1-10):

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} \qquad (1\text{-}10)$$

θ - hệ số xét đến ảnh hưởng của độ lệch tâm:

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05h}{1,5e_0 + h}$$

Có thể tra θ theo tỉ số $\frac{e_0}{h}$ ở bảng 1-2.

Bảng 1.2. Hệ số θ để tính N_{cr}

$\frac{e_0}{h}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2
θ	1,05	0,93	0,84	0,77	0,71	0,62	0,55	0,50	0,46	0,42	0,36

1.4. TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CHỊU NÉN LỆCH TÂM PHẲNG, CỐT THÉP A_S, A'_s

1.4.1. Sơ đồ tính toán

Nén lệch tâm phẳng khi mặt phẳng uốn chứa trục đối xứng của tiết diện. Xét trường hợp cốt thép dọc chịu lực được đặt tập trung theo cạnh b.

A'_s - diện tích tiết diện cốt thép chịu nén (đặt gần lực N).

A_s - diện tích tiết diện cốt thép phía đối diện với A'_s, nó có thể chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn.

Sơ đồ tiết diện như trên hình 1.7. Đặt:

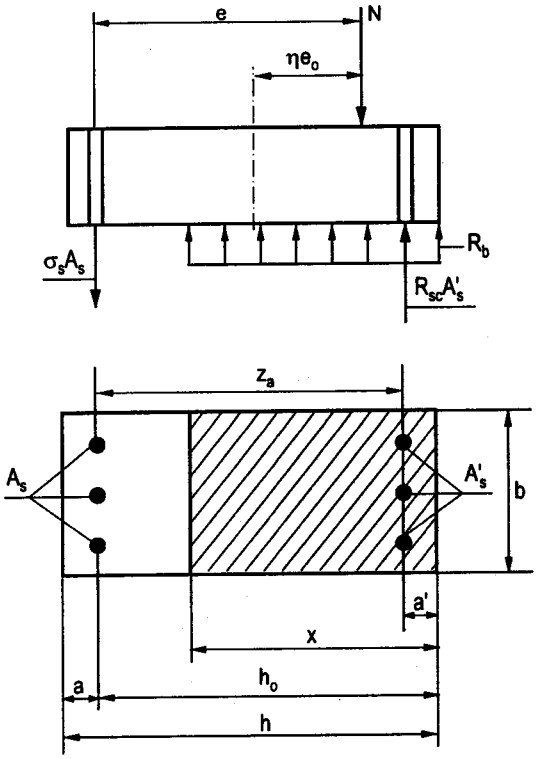
a, a' - khoảng cách từ trọng tâm A_s và A'_s đến mép tiết diện gần nhất;

$h_0 = h - a$: chiều cao làm việc, bằng khoảng cách từ trọng tâm A_s đến mép chịu nén.

$z_a = h_0 - a'$: khoảng cách giữa trọng tâm A_s và A'_s;

x - chiều cao vùng bêtông chịu nén.

Sơ đồ lực và ứng suất thể hiện ở phần trên của hình 1.7. Nội lực tính toán được đưa về thành lực N đặt cách trục cấu kiện một đoạn ηe_0 (xem hình 1.6) và có độ lệch tâm so với trọng tâm của A_s là e:



Hình 1.7. Sơ đồ tính toán tiết diện chữ nhật, cốt thép tập trung

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a \qquad (1\text{-}11)$$

Ở trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực các ứng suất được lấy như sau:

- Ứng suất trong bêtông vùng nén lấy phân bố đều với giá trị R_b trong diện tích vùng nén là bx.

- Bỏ qua ứng suất trong bêtông vùng kéo.

- Ứng suất trong cốt thép A'_s đạt giá trị R_{sc} là cường độ tính toán về nén của cốt thép (cho ở phụ lục)

- Ứng suất trong cốt thép A_s là σ_s . Giá trị của σ_s phụ thuộc vào tương quan giữa x và $\xi_R h_0$. Hệ số ξ_R được lấy giống như đối với cấu kiện chịu uốn, được cho ở phụ lục. Thông thường $\xi_R = 0,4 \div 0,65$.

+ Khi $x \le \xi_R h_0$ lấy $\sigma_s = R_s$.

+ Khi $x > \xi_R h_0$ cần xác định σ_s theo công thức thực nghiệm. Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005 đưa ra các công thức sau:

Đối với cấu kiện làm từ bêtông cấp B30 và thấp hơn, dùng cốt thép có $R_s \le 400$MPa, xác định σ_s theo công thức (1-12).

$$\sigma_s = \left(2\frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s \qquad (1\text{-}12)$$

$\sigma_s > 0$ là ứng suất kéo, $\sigma_s < 0$ là ứng suất nén, đồng thời giá trị σ_s đưa vào trong tính toán cần được giới hạn, không vượt quá cường độ tính toán R_s, R_{sc}.

$$-R_{sc} \le \sigma_s \le R_s \qquad (1\text{-}13)$$

Đối với cấu kiện làm từ bêtông cấp lớn hơn B30 cũng như đối với cấu kiện sử dụng cốt thép nhóm cao hơn AIII ($R_s > 400$MPa) cần xác định ứng suất trong từng thanh thép của A_s là σ_{si}

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) \qquad (1\text{-}14)$$

Đồng thời σ_{si} cũng phải thỏa mãn điều kiện (1-13).

trong đó: $\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}$ với h_{oi} tính cho từng thanh thép, bằng khoảng cách từ trọng tâm thanh thép đến mép xa nhất vùng chịu nén;

$\sigma_{sc.u}$ và ω - được giải thích tại công thức tính ξ_R ở phụ lục 4.

1.4.2. Điều kiện, công thức cơ bản

Điều kiện tính toán theo khả năng chịu lực là:

$$Ne \le [Ne]_{gh} \tag{1-15}$$

$[Ne]_{gh}$ - khả năng chịu lực, lấy mômen đối với trục đi qua trọng tâm A_s.

$$[Ne]_{gh} = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc}A'_sZ_a \tag{1-16}$$

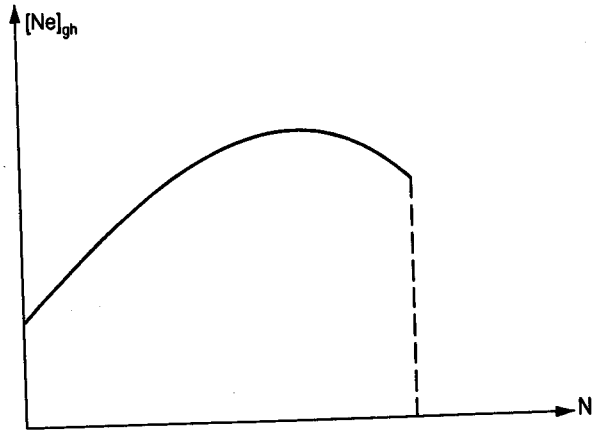
Đồng thời cần thỏa mãn điều kiện cân bằng lực:

$$N = R_b bx + R_{sc}A'_s - \sigma_s A_s \tag{1-17}$$

Khi $x \le \xi_R h_0$ lấy $\sigma_s = R_s$ còn khi $x > \xi_R h_0$ cần xác định σ_s theo công thức (1-12) hoặc (1-14) với điều kiện hạn chế (1-13).

1.4.3. Biểu đồ khả năng chịu lực

Với tiết diện cho trước, khả năng chịu lực còn phụ thuộc vào x. Ứng với mỗi giá trị của x xác định được σ_s, tìm được một cặp giá trị của N và $Ne = [Ne]_{gh}$. Với khoảng xác định của x là $0 \le x \le h$ tính toán và vẽ được đường cong, thể hiện khả năng chịu lực của tiết diện như trên hình 1.8.



Hình 1.8. *Đường bao khả năng chịu lực*

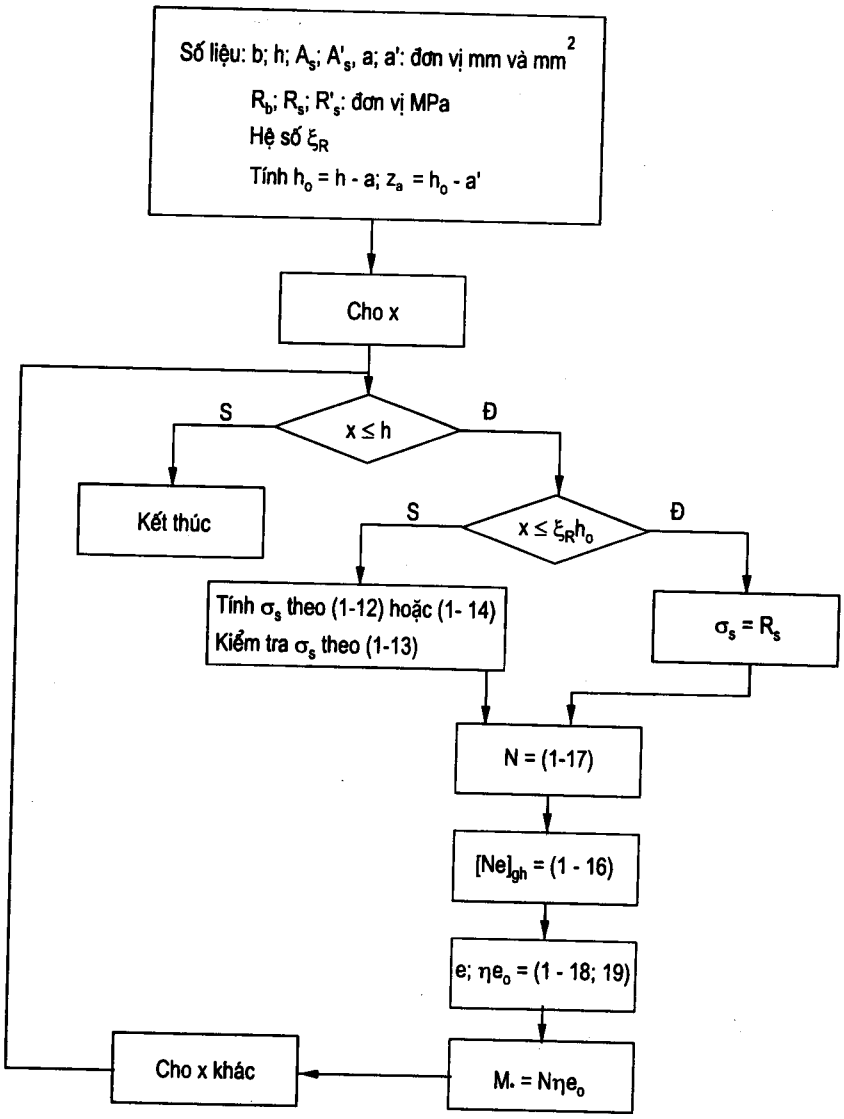
Thông thường, để tiện cho việc sử dụng người ta không dùng trục cho giá trị $[Ne]_{gh}$ mà dùng trục cho giá trị $M_* = N\eta e_0$.

Với:

$$e = \frac{[Ne]_{gh}}{N} \tag{1-18}$$

$$\eta e_0 = e + a - 0{,}5h_0 \tag{1-19}$$

Biểu đồ thể hiện với hai trục N và $M_* = N\eta e_0$ như trên hình 1.9 được gọi là biểu đồ tương tác. Sơ đồ khối (angôrit) để tính giá trị của biểu đồ tương tác như sau:



Thí dụ 1.3:

Cho tiết diện chữ nhật b = 300; h = 500mm, cốt thép $A_s = A'_s = 3\phi25$ CIII. Chiều dày lớp bảo vệ C = 30mm; Bêtông cấp B25 đổ đứng. Yêu cầu tính và vẽ biểu đồ tương tác.

a) Số liệu: $b = 300$; $h = 500mm$; $A_s = A'_s = 3\phi25 = 1473mm^2$.

$$a = a' = C + \frac{\phi}{2} = 30 + \frac{25}{2} = 43mm;$$

$$h_0 = h - a = 500 - 43 = 457mm;$$

$$Z_a = 457 - 43 = 414mm.$$

CIII có $R_s = R_{sc} = 365MPa$.

Bê tông B25 có cường độ tính toán gốc 14,5MPa. Đổ bêtông theo phương đứng, hệ số điều kiện làm việc 0,85.

$$R_b = 0,85 \times 14,5 = 12,3MPa.$$

Với B25 và $R_s = 365$ có $\xi_R = 0,563$ (phụ lục 4)

$$\xi_R h_0 = 0,563 \times 457 = 257,3mm$$

b) Tính toán:

Cho x thay đổi từ 0 đến h = 500 mm với $\Delta x = 50mm$. Kết quả tính toán ghi ở bảng sau:

x (mm)	σ_s (MPa)	N (kN)	$[Ne]_{gh}$ (kNm)	e (m)	ηe_0 (m)	$M_* = N\eta e_0$ (kNm)
0	365	0,00	222,5	-	-	222,5
50	365	184,5	302,3	1,63	1,423	262,5
100	365	369	372,7	1,01	0,803	296,3
150	365	553,5	434,0	0,784	0,577	319,4
200	365	738	486,0	0,658	0,451	332,8
250	365	922,5	528,8	0,573	0,366	337,6
300	209	1229	562,4	0,457	0,250	308,0
350	26	1791	586,8	0,327	0,120	214,9
400	-156	2243	619,9	0,276	0,069	155,6
450	-340	2698	607,8	0,225	0,018	49,3
500	-365	2920	604,6	0,207	0,000	0,00

Mô tả việc tính toán một vài dòng như sau:

Thí dụ với: $x = 100 < \xi_R h_0 = 257,3$ có $\sigma_s = R_s = 365MPa$.

$$N = R_b bx + R_{sc}A'_s - \sigma_s A_s = 12,3\times300\times100+365\times1473-365\times1473= 369000$$

$$N = 369000N = 369kN.$$

$$[Ne]_{gh} = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc}A'_s Z_a$$

$$= 12,3\times300\times100(457-50)+365\times1473\times414 = 372768000$$

$$[Ne]_{gh} = 372,768kNm; e = \frac{372,768}{369} = 1,010m$$

$$\eta e_0 = e + a - 0,5h = 1,01 + 0,043 - 0,5 \times 0,5 = 0,803m$$

$$M_* = N\eta e_0 = 369 \times 0,803 = 296,3 \text{ kNm}.$$

Với: $x = 300 > \xi_R h_0 = 257,3;\ \frac{x}{h_0} = \frac{300}{457} = 0,6564$

$$\sigma_s = \left(2\frac{1-\frac{x}{h_0}}{1-\xi_R}-1\right)R_s = \left(2\frac{1-0,6564}{1-0,563}-1\right)365 = 209MPa < R_s = 365$$

$$N = 12,3 \times 300 \times 300 + 365 \times 1473 - 209 \times 1473 = 1337000 = 1337kN$$

$$[Ne]_{gh} = 12,3 \times 300 \times 300(457 - 150) + 365 \times 1473 \times 414 = 562400000 = 562,4kNm$$

$$e = \frac{562,4}{1337} = 0,42m; \quad \eta e_0 = 0,42 + 0,043 - 0,25 = 0,213m$$

$$M_* = N\eta e_0 = 1137 \times 0,213 = 224kNm$$

Với: $x = 450 > \xi_R h_0$; $\frac{x}{h_0} = \frac{450}{457} = 0,985$

$$\sigma_s = \left(2\frac{1-0,985}{1-0,563}-1\right)365 = -340MPa > -R_s = -365$$

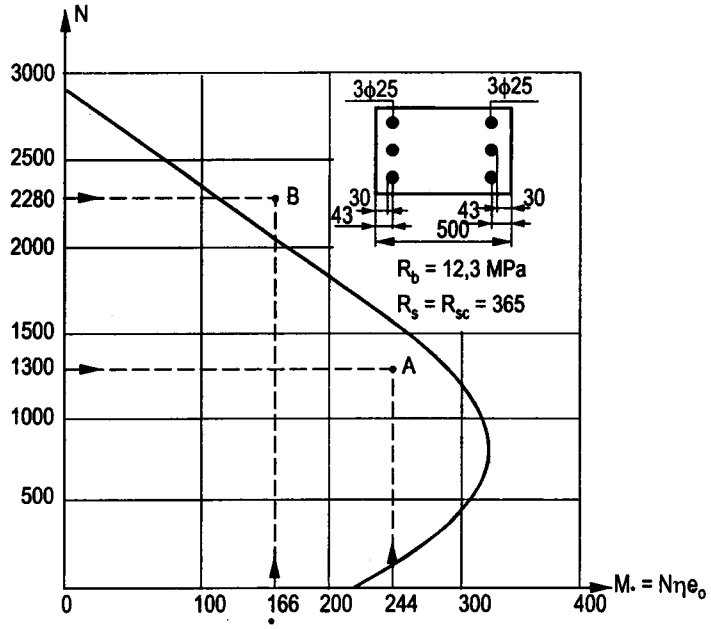
$$N = 12,3 \times 300 \times 450 + 365 \times 1473 - (-340) \times 1473 = 2699000N = 2699kN$$

$$[Ne]_{gh} = 12,3 \times 300 \times 450(457-225) + 365 \times 1473 \times 414 = 607,8 \times 10^6 = 607,8kNm$$

$$e = \frac{607,8}{2699} = 0,225; \quad \eta e_0 = 0,225 + 0,043 - 0,25 = 0,018m$$

$$M_* = 2699 \times 0,018 = 48,6kNm$$

Với x = 500, tính được $\sigma_s = -522 < -R_{sc} = -365$; lấy $\sigma_s = -R_{sc} = -365$ để tính toán.



Hình 1.9. Biểu đồ tương tác của tiết diện

c) Vẽ biểu đồ.

Có các cặp giá trị N và M_*, mỗi cặp cho một điểm. Nối các điểm lại sẽ có được biểu đồ tương tác như trên hình 1.9.

Sử dụng biểu đồ tương tác chủ yếu là để kiểm tra khả năng chịu lực.

1.4.4. Kiểm tra khả năng chịu lực

Với tiết diện bêtông, cốt thép cho trước, biết l_0. Yêu cầu kiểm tra xem tiết diện có đủ khả năng chịu cặp nội lực M, N hay không.

1.4.4.1. Số liệu

Biết các số liệu b; h; dựa vào chiều tác dụng của M để biết vị trí của A'_s và A_s, dựa vào cấu tạo để xác định trị số A'_s; A_s; a; a'. Tra bảng để xác định R_b; E_b; R_s; R_{sc}, ξ_R. Tính h_0, Z_a.

Xét uốn dọc: tính $\lambda = \frac{l_0}{h}$. Nếu $\lambda \leq 8$ bỏ qua uốn dọc, lấy $\eta = 1$. Nếu $\lambda > 8$ cần tính N_{cr} và hệ số η.

Tính toán độ lệch tâm e_1; e_a ; e_0 và ηe_0.

Kiểm tra: Có thể tiến hành kiểm tra bằng cách dùng biểu đồ tương tác hoặc bằng phương pháp tính toán.

1.4.4.2. Dùng biểu đồ tương tác

Với tiết diện đã cho tiến hành tính toán và vẽ biểu đồ tương tác. Với mỗi cặp nội lực, đã có N, cần tính $M_* = N\eta e_0$. Với N và M_* tìm được một điểm trong mặt phẳng. Khi điểm đó nằm vào phía trong của biểu đồ tiết diện đủ khả năng chịu lực. Nếu nằm ngoài - không đủ khả năng.

Cách dùng biểu đồ là thuận tiện khi cần kiểm tra với rất nhiều cặp nội lực. Chú ý rằng khi bỏ qua uốn dọc và độ lệch tâm ngẫu nhiên thì $M_* = M$.

Thí dụ 1.4:

Với tiết diện đã cho vẽ được biểu đồ tương tác ở hình 1.9. Kiểm tra xem tiết diện có đủ khả năng chịu các cặp nội lực sau:

Cặp 1 có N = 1300kN; M = 208kNm.

Cặp 2 có N = 2280kN; M = -130kNm.

Cột thuộc khung siêu tĩnh, chiều dài tính toán l_0 = 4,5m.

Số liệu: b = 300; h = 500; l_0 = 4500mm; B25 có E_b = 30000MPa.

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4500}{500} = 9 > 8.$$ Cần xét uốn dọc.

Mômen quán tính của tiết diện:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 500^3}{12} = 3125 \times 10^6 \, mm^2$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a \geq \left(\frac{1}{600} l \text{ va } \frac{1}{30} h \right) = 17mm$$

Kiểm tra với cặp 1 có N = 1300kN; M = 208 kNm.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{208}{1300} = 0,16m = 160mm;$$

Kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a) = 160mm$.

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05h}{1,5e_0 + h} = \frac{0,2 \times 160 + 1,05 \times 500}{1,5 \times 160 + 500} = 0,753$$

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} = \frac{2,5 \times 0,753 \times 30000 \times 3125 \times 10^6}{4500^2} = 8715000N$$

$$N_{cr} = 8715kN; \; \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1300}{8715}} = 1,175$$

$$M_* = N\eta e_0 = 1300 \times 1,175 \times 0,16 = 244kNm.$$

Với N = 1300 và $M_* = 244$ có dược điểm A nằm bên trong biểu đồ.

Kết luận: tiết diện đủ khả năng chịu lực.

Kiểm tra với cặp 2 có N = 2280kN; M = -130kNm. Dấu trừ trước giá trị M chứng tỏ chiều của M ở cặp 2 ngược với M ở cặp 1. Khi đặt cốt thép đối xứng không cần chú ý đến chiều của M.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{130}{2280} = 0,057m = 57m; \; e_0 = \max(e_1, e_a) = 57mm$$

$$\theta = \frac{0,2 \times 57 + 1,05 \times 500}{1,5 \times 57 + 500} = 0,91$$

$$N_{cr} = \frac{2,5 \times 0,91 \times 30000 \times 3125 \times 10^6}{4500^2} = 10532000N = 10532kN$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{2280}{10532}} = 1,276. \; M_* = 2280 \times 1,276 \times 0,057 = 166kNm$$

Với N = 2280 và $M_* = 166$ có được điểm B nằm ra ngoài biểu đồ.

Kết luận: tiết diện không đủ khả năng chịu cặp nội lực đã cho (N = 2280; M = 130).

1.4.4.3. Dùng phương pháp tính toán

Khi không có sẵn biểu đồ tương tác, có thể dùng phương pháp tính như sau:

Từ công thức (1-17) giả thiết $\sigma_s = R_s$ tính ra x và đặt là x_0.

$$x_0 \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \qquad (1\text{-}20)$$

Dựa vào x_0 để phân biệt các trường hợp tính toán.

Trường hợp 1. Khi xẩy ra $2a' \le x_0 \le \xi_R h_0$. Lấy $x = x_0$ thay vào biểu thức (1-16) để tính $[Ne]_{gh}$ và kiểm tra theo điều kiện (1-15).

Trường hợp 2. Khi xẩy ra $x_0 > \xi_R h_0$ cần giải đồng thời hai phương trình để tìm công thức tính giá trị x.

- Phương trình thứ nhất: điều kiện cân bằng (1-17)

- Phương trình thứ hai: công thức tính σ_s theo (1-12) hoặc (1-14)

Khi lấy σ_s theo (1-12) thì công thức để xác định x là:

$$x = \frac{[(1-\xi_R)(N - R_{sc}A'_s) + (1+\xi_R)R_s A_s]h_0}{R_b b(1-\xi_R)h_0 + 2R_s A_s} \qquad (1\text{-}21)$$

Kết quả tính theo (1-21) phải thỏa mãn điều kiện $\xi_R h_0 \le x \le h_0$.

Nếu xẩy ra $x > h_0$ thì chỉ lấy $x = h_0$ để tính tiếp.

Có được x, thay vào biểu thức (1-16) để tính $[Ne]_{gh}$.

Trường hợp 3. Khi N khá bé có thể xẩy ra $x_0 < 2a'$ (kể cả $x_0 < 0$) lúc này cần kiểm tra theo trường hợp đặc biệt, dùng điều kiện (1-22)

$$N(e - z_a) \le [M_s] = R_s A_s Z_a \qquad (1\text{-}22)$$

Thí dụ 1.5:

Với số liệu của thí dụ 1.4, kiểm tra với cặp nội lực đã cho theo phương pháp tính toán.

1. Số liệu: b = 300; h = 500; l_0 = 4500mm; $A_s = A'_s = 3\phi25 = 1473mm^2$;

$a = a' = 43mm$; $h_0 = 457$; $Z_a = 414mm$; $R_b = 12{,}3MPa$;

$R_s = R_{sc} = 365MPa$; $\xi_R = 0{,}563$; $\xi_R h_0 = 0{,}583 \times 457 = 257mm$

2. Kiểm tra với cặp thứ nhất: N = 1300kN; M = 208kNm.

Đã tính ở thí dụ 1.4 được: $e_0 = 160mm$; $\eta = 1{,}175$.

Tính toán:

$$x_0 = \frac{N + R_sA_s - R_{sc}A'_s}{R_b b} = \frac{1300 \times 1000}{12,3 \times 300} = 352mm$$

$x_0 > \xi_R h_0 = 257$. Phải tính x. Dùng bê tông B25<B30 và cốt thép R_s chưa vượt quá 365MPa, tính x theo công thức (1-21):

$$x = \frac{[(1-\xi_R)(N - R_{sc}A'_s) + (1+\xi_R)R_sA_s]h_0}{R_b b(1-\xi_R)h_0 + 2R_sA_s}$$

$$x = \frac{[(1-0,563)(1300000 - 365 \times 1473) + (1+0,563)365 \times 1473)]500}{12,3 \times 300(1-0,583)500 + 2 \times 365 \times 1473} = 312mm$$

$x < h_0 = 457$.

$$[Ne]_{gh} = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc}A'_sZ_a$$

$$= 12,3 \times 300 \times 312\ (457 - 156) + 365 \times 1473 \times 414 = 569 \times 10^6 Nmm$$

$[Ne]_{gh} = 569$ kNm.

$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 1,175 \times 160 + 250 - 43 = 395$ mm = 0,395m

$Ne = 1300 \times 0,395 = 513,5$ kNm $< [Ne]_{gh} = 569$

Kết luận: tiết diện đủ khả năng chịu cặp nội lực đã cho.

3. Kiểm tra với cặp thứ hai: N = 2280kN; M = -130kNm.

Đã tính được ở thí dụ 1.4: $e_0 = 57mm$; $\eta = 1,276$.

$$x_0 = \frac{N + R_sA_s - R_{sc}A'_s}{R_b b} = \frac{2280 \times 1000}{12,3 \times 300} = 618mm > \xi_R h_0 = 257$$

$$x = \frac{[(1-0,563)(2280000 - 365 \times 1473) + (1+0,563)365 \times 1473]500}{12,3 \times 300(1-0,563)500 + 2 \times 365 \times 1473} = 426mm$$

$x = 426mm < h_0 = 457$.

$[Ne]_{gh} = 12,3 \times 300 \times 426(457 - 213) + 365 \times 1473 \times 414 = 405,8 \times 10^6$ Nmm

$[Ne]_{gh} = 405,8$kNm

$e = 1,276 \times 57 + 250 - 43 = 280$mm.

$Ne = 2280000 \times 280 = 638,4$ kNm.

$Ne = 638,4 > [Ne]_{gh} = 405,8$.

Kết luận: Tiết diện không đủ khả năng chịu cặp nội lực đã cho.

Thí dụ 1.6:

Tiết diện b = 400; h = 600mm; l_0 = 4000mm; Bê tông cấp B20 đổ đứng. Cốt thép $A_s = A'_s = 4\phi22$ CII. Chiều dày lớp bảo vệ C = 25mm. Cột được xem là tĩnh định.

Yêu cầu kiểm tra xem tiết diện có đủ khả năng chịu các cặp nội lực sau: Cặp 1 có N = 720kN; M = 360 kNm. Cặp 2 có N = 220 kN; M = 330kNm.

1. Số liệu: b = 400; h = 600; l_0 = 4000; $A_s = A'_s = 1520mm^2$;

$$a = a' = c + \frac{\phi}{2} = 25 + \frac{22}{2} = 36mm\ ;\ h_0 = 600 - 36 = 564;\ Z_a = 564 - 36 = 528$$

B20 có cường độ gốc 11,5 MPa. Đổ bêtông theo phương đứng, lấy $\gamma_b = 0,85$.

$R_b = 0,85 \times 11,5 = 9,78MPa$; CII có $R_s = R'_s = 280MPa$.

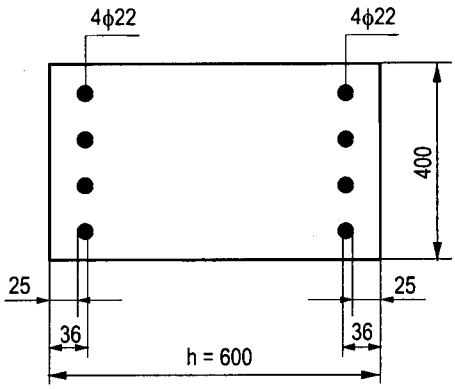
Với B20 và $R_s = 280$ có $\xi_R = 0,623$;

$$\xi_R h_0 = 0,623 \times 564 = 351mm.$$

Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4000}{600} = 6,6 < 8$, lấy $\eta = 1$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a > \left(\frac{1}{600}l; \frac{1}{30}h\right) = 20mm$$



Chú thích: Trên hình vẽ tiết diện không thể hiện cốt thép dọc cấu tạo 2ϕ14 giữa cạnh h.

2. Kiểm tra với cặp 1 có N = 720kN; M = 360kNm

$$e_1 = \frac{360}{720} = 0,5m = 500mm;$$

Cột tĩnh định: $e_0 = e_1 + e_a = 500 + 20 = 520mm$.

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 520 + 300 - 36 = 784\ mm = 0,784m$$

$$Ne = 720 \times 0,784 = 564,5\ kNm.$$

$$x_0 = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{720 \times 1000}{9,87 \times 400} = 182mm$$

$2a' = 72 < x_0 < \xi_R h_0 = 351$. Lấy $x = x_0 = 182$.

$$[Ne]_{gh} = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} A'_s Z_a$$

$$= 9,87 \times 400 \times 182(564 - 91) + 280 \times 1520 \times 528 = 564,6 \times 10^6$$

$[Ne]_{gh} = 564,6kNm$. Có Ne = 564,5 < 564,6.

Kết luận: Tiết diện đủ khả năng chịu lực.

3. Kiểm tra với cặp 2 có: N = 220 kN; M = 330 kNm

$$e_1 = \frac{330}{220} = 1,50m = 1500mm;$$

$$e_0 = 1500 + 20 = 1520mm$$

$$e = 1520 + 300 - 36 = 1784mm = 1,784m.$$

$$x_0 = \frac{220000}{9,87 \times 400} = 55,7mm < 2a' = 72mm$$

Kiểm tra theo trường hợp đặc biệt, theo điều kiện (1-22):

$$N(e - Z_a) = 220\ (1,784 - 0,528) = 276,3kNm$$

$$[M_s] = R_sA_sZ_a = 280 \times 1520 \times 528 = 244,7 \times 10^6 = 244,7kNm$$

$$N(e - Z_a) > [M_s]$$

Kết luận: Tiết diện không đủ khả năng chịu cặp nội lực đã cho.

1.4.5. Họ biểu đồ tương tác

Lấy một tiết diện với kích thước b, h cho trước. Cho lượng cốt thép A_s và A'_s thay đổi. Ứng với mỗi giá trị của A_s, A'_s vẽ được một đường biểu đồ. Với nhiều giá trị của A_s, A'_s sẽ có một họ biểu đồ. Thông thường lập họ biểu đồ với các trị số tính toán không thứ nguyên cho tiết diện đặt cốt thép đối xứng $A_s = A'_s$ với các giá trị bất kỳ của b, h_0, R_b, R_s và A_s như sau:

Đặt:

$$\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{a'}{h_0};\ \xi = \frac{x}{h_0};\ \varphi = \frac{\sigma_s}{h_0};\ \alpha = \frac{R_sA_s}{R_bbh_0}$$

$$n = \frac{N}{R_bbh_0};\ m = \frac{M_*}{R_bbh_0^2} = \frac{N\eta e_0}{R_bbh_0^2} \qquad (1\text{-}23)$$

Các trị số δ, ξ, φ, α, n, m đều là trị số không thứ nguyên. Lập họ biểu đồ với hai trục n và m trong đó n, m được xác định theo các thông số δ, ξ và α. Riêng về hệ số $\varphi = \frac{\sigma_s}{R_s}$ cần xét hai trường hợp a và b.

- Khi dùng cốt thép có $R_s \le 400MPa$ và bêtông có cấp $B \le 30$.

- Khi dùng cốt thép có $R_s > 400MPa$ hoặc bêtông cấp $B > 30$.

Ứng với mỗi trường hợp công thức thực nghiệm xác định σ_s là khác nhau.

1.4.5.1. Họ biểu đồ trường hợp a ($R_s \le 400MPa$ và $B \le 30$). Lúc này dùng công thức (1-12) để xác định σ_s và như vậy:

$$\varphi = \frac{1+\xi_R - 2\xi}{1-\xi} \text{ đồng thời } -1 \le \varphi \le 1 \qquad (1\text{-}24)$$

Từ công thức (1-17) biến đổi thành:

$$n = \xi + \alpha\,(1-\varphi) \qquad (1\text{-}25)$$

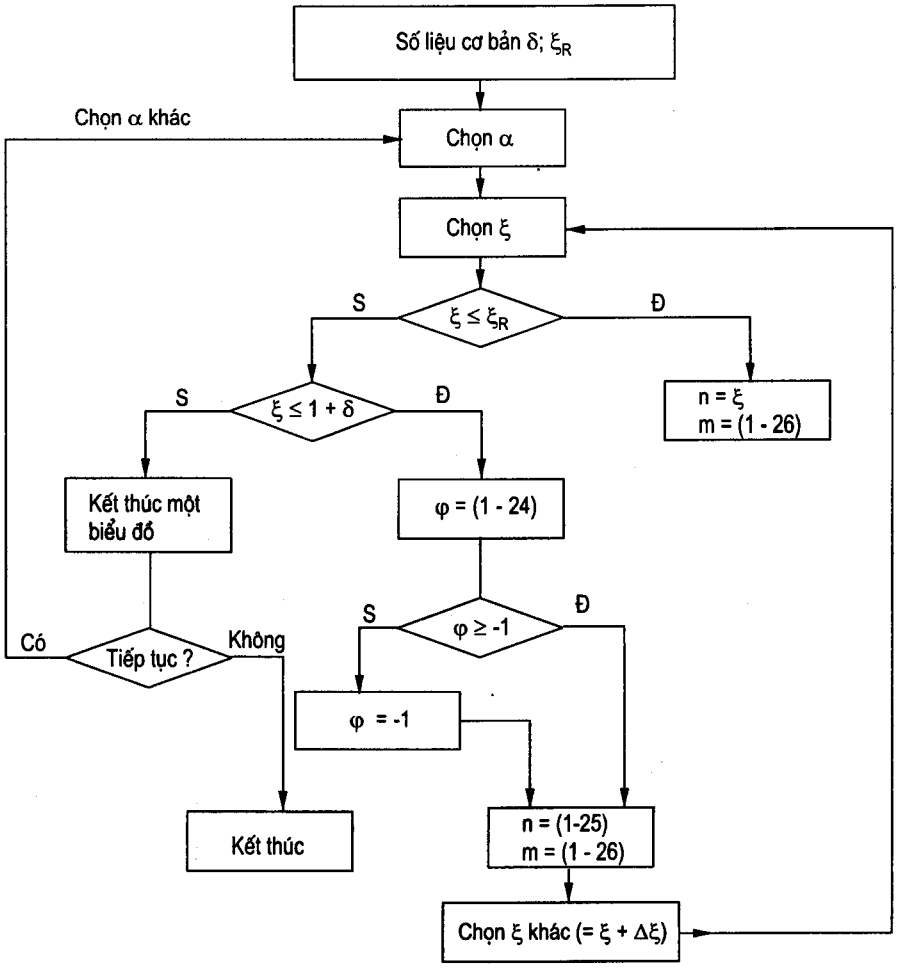
Khi $\xi \le \xi_R$ thì $\sigma_s = R_s$ do đó $\varphi = 1$ và $n = \xi$.

Kết hợp các công thức (1-11); (1-15); (1-16) biến đổi thành:

$$m = \xi(1-0{,}5\xi) + (1-\delta)\,(\alpha - 0{,}5n) \qquad (1\text{-}26)$$

Để có được một biểu đồ cần cho δ, ξ_R và α mỗi thứ một giá trị cố định (phạm vi thay đổi các thông số trong khoảng: $\delta = 0{,}04 \div 0{,}12$; $\xi_R = 0{,}4 \div 0{,}68$; $\alpha = 0 \div 0{,}8$). Cho ξ thay đổi như là biến số độc lập để tính toán ra φ và một cặp giá trị n, m. Ban đầu cho ξ thay đổi từ 0 đến ξ_R sau đó từ ξ_R đến $1+\delta$. Biểu đồ được lập với hai trục là n và m, ứng với mỗi giá trị của ξ tính được một cặp n, m, có một điểm của biểu đồ.

Khi giữ nguyên δ và ξ_R cho α các giá trị khác nhau sẽ có được một họ biểu đồ. Sơ đồ khối để lập một họ biểu đồ như sau:



Thí dụ 1.7:

Tính toán và vẽ họ biểu đồ tương tác không thứ nguyên cho trường hợp tiết diện chữ nhật đặt cốt thép đối xứng ($R_s \leq 400MPa$; $B \leq 30$). Với số liệu cơ bản $\delta = 0,10$ và $\xi_R = 0,60$.

1. Đường cong thứ nhất với $\alpha = 0,1$. Cho ξ thay đổi.

Khi $\xi \leq \xi_R = 0,6$ thì $n = \xi$.

Khi $\xi > 0,6$ thì $\varphi = \dfrac{1+\xi_R-2\xi}{1-\xi_R} = \dfrac{1+0,6-2\xi}{1-0,6} = 4-5\xi$ đồng thời $\varphi \geq -1$.

$$n = \xi + \alpha\,(1-\varphi) = \xi + 0,1\,(1-\varphi)$$

Trong cả hai trường hợp trên đều tính m theo cùng một công thức:

$$m = \xi(1-0,5\xi) + (1+\delta)\,(\alpha-0,5n) = \xi(1-0,5\xi) + 0,9\,(0,1-0,5n)$$

Kết quả tính toán được ghi trong bảng sau:

Giá trị của n và m với $\delta = 0,1$; $\xi_R = 0,6$ và $\alpha = 0,1$.													
ξ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1
φ	1	1	1	1	1	1	1	1	0,5	0,00	-0,50	-1,0	-1,0
n	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30
m	0,09	0,14	0,18	0,21	0,23	0,24	0,241	0,24	0,207	0,165	0,112	0,05	0,00

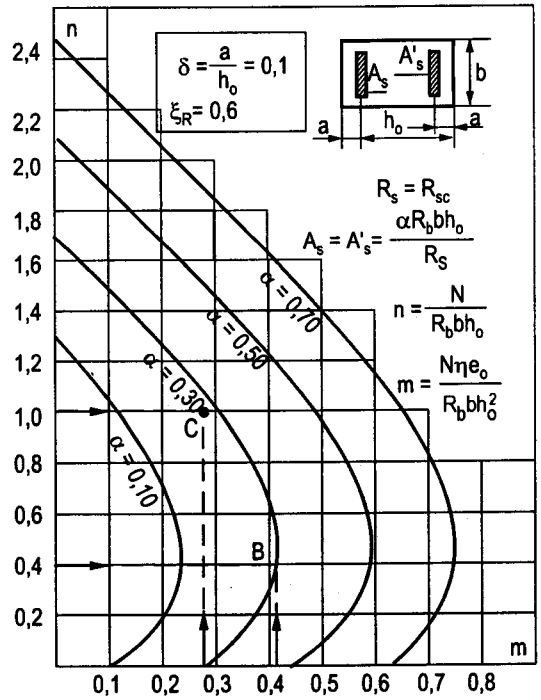
2. Tính toán với các giá trị khác của α. Cho α thay đổi với các giá trị khác nhau, theo đường lối vừa nêu sẽ tính được các cặp giá trị n và m. Trong thí dụ dưới đây tính với $\alpha = 0,3$; 0,5 và 0,7. Kết quả tính được ghi trong bảng sau:

ξ	n	Giá trị m ứng với các α			
		$\alpha = 0,1$	$\alpha = 0,3$	$\alpha = 0,5$	$\alpha = 0,7$
0,00	0,00	0,090	0,270	0,450	0,630
0,10	0,10	0,140	0,320	0,500	0,680
0,20	0,20	0,180	0,360	0,540	0,720
0,30	0,30	0,210	0,390	0,570	0,750
0,40	0,40	0,230	0,410	0,590	0,770
0,50	0,50	0,240	0,420	0,600	0,780
0,55	0,55	0,241	0,421	0,601	0,781
0,60	0,60	0,240	0,420	0,600	0,780

ξ	Giá trị n và m ứng với các α							
	α = 0,1		α = 0,3		α = 0,5		α = 0,7	
	n	m	n	m	n	m	n	m
0,7	0,75	0,207	0,85	0,342	0,95	0,447	1,05	0,612
0,8	0,90	0,165	1,10	0,255	1,30	0,345	1,50	0,435
0,9	1,05	0,112	1,35	0,157	1,65	0,202	1,95	0,247
1,0	1,20	0,050	1,60	0,050	2,00	0,050	2,40	0,050
1,1	1,30	0,00	1,70	0,00	2,10	0,000	2,50	0,00

3. Vẽ họ biểu đồ

Khi vẽ các biểu đồ chỉ cần sử dụng các cặp số liệu n và m mà không cần để ý đến ξ, nó chỉ có vai trò trung gian trong tính toán. Kết quả thể hiện trên hình 1.10.



Hình 1.10. *Họ biểu đồ tương tác*

1.4.5.2. Sự thay đổi của biểu đồ theo δ và ξ_R.

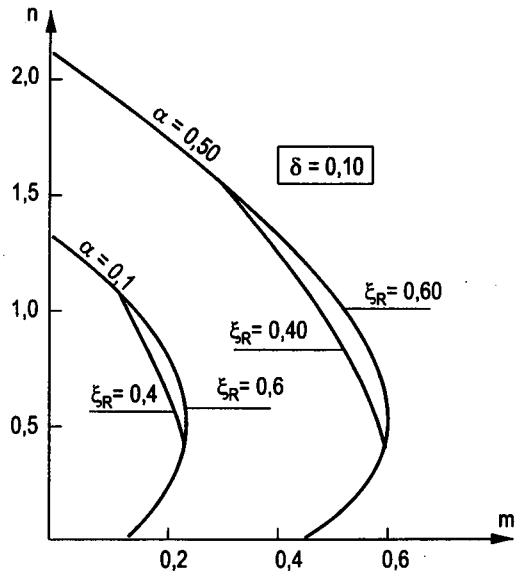
Trong thí dụ trên đã lập họ biểu đồ với δ và ξ_R cố định, thay đổi α. Khi cố định δ và α mà thay đổi ξ_R thì sẽ có dạng biểu đồ như trên hình 1.11. Chú ý rằng ξ_R phụ thuộc cấp bêtông, cường độ của cốt thép và thường có giá trị trong khoảng 0,40 ÷0,68. Khi thay đổi ξ_r thì biểu đồ chỉ thay đổi trong một đoạn ngắn ở khoảng giữa còn phần lớn ở hai đầu là chập vào nhau. Để tiện việc sử dụng người ta thường vẽ chung trên mỗi biểu đồ

với các giá trị ξ_R khác nhau. Mỗi biểu đồ gồm các đoạn chập vào nhau, dùng chung cho mọi ξ_R và các đoạn tách rời nhau ứng với các giá trị của ξ_R.

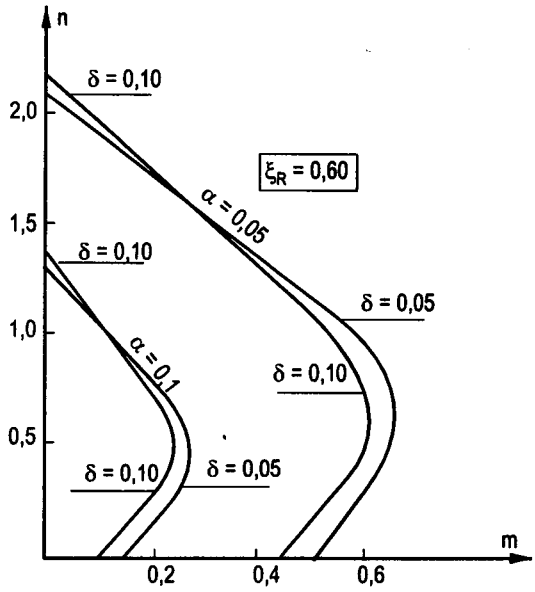
Khi cố định ξ_R và α mà thay đổi δ thì sẽ có dạng biểu đồ như trên hình 1.12. Giá trị $\delta = \frac{a}{h_0}$ mà a phụ thuộc vào cấu tạo của cốt thép. Thông thường δ thay đổi trong khoảng 0,04 đến 0,12.

Khi thay đổi δ thì trong đoạn với n bé và m bé các biểu đồ tách nhau ra, chúng cắt nhau tại một vị trí nào đó (hình 1.12).

Để sử dụng trong thực tế thiết kế có thể vẽ riêng các họ biểu đồ với các δ khác nhau hoặc cũng có thể vẽ chung trên cùng một hình các biểu đồ với vài giá trị δ.



Hình 1.11. *Sự thay đổi của biểu đồ tương tác theo ξ_R*



Hình 1.12. *Sự thay đổi của biểu đồ tương tác theo σ*

1.4.5.3. Ghi chú về họ biểu đồ

Trong các mục trên, vì là thí dụ nên chỉ mới tính toán với một vài giá trị của α. Để lập họ biểu đồ dùng cho thiết kế thực tế cần tính toán với nhiều giá trị α hơn (khoảng cách giữa các α bé hơn). Ở phụ lục 6 có cho một số họ biểu đồ như vậy. Các cơ sở thiết kế nên theo hướng dẫn trên đây lập ra nhiều biểu đồ để dùng.

1.4.5.4. Họ biểu đồ trường hợp b

Khi dùng bêtông cấp B > 30 và dùng cốt thép nhóm cao hơn AIII (R_s > 400MPa) thì theo quy định của tiêu chuẩn phải tính ứng suất σ_s của cốt thép theo công thức (1-14).

Ngoài ra khi $R_s > 400$ MPa có thể gặp trường hợp $R_s \neq R_{sc}$.

Lúc này để lập họ biểu đồ, ngoài các thông số δ và α như đã xét ở trên còn cần đưa thêm vào ba thông số mới là $\beta = \frac{R_{sc}}{R_s}$; $\theta = \frac{\sigma_{sc.u}}{R_s}$ và ω (xem công thức 1-14) và không cần đến thông số ξ_R.

Như vậy, việc tính toán, vẽ và dùng họ biểu đồ trở nên phức tạp hơn rất nhiều. Sau đây là các bước và công thức tính cho trường hợp cốt thép A_s và A'_s đặt thành một lớp theo cạnh b để cho mọi ξ_i của cốt thép A_s đều bằng nhau và bằng ξ còn mọi ξ_i của cốt thép A'_s đều bằng nhau và bằng $\xi' = \frac{x}{h'_0}$.

Với cốt thép A'_s thì $h'_0 = a'$ (theo định nghĩa ở công thức 1-14) vì vậy $\xi' = \frac{x}{a'} = \frac{\xi}{\delta}$. Dùng ξ' để xác định σ'_s là ứng suất trong cốt thép A'_s.

Các thông số cơ bản để tính và vẽ biểu đồ là: δ; β; θ; ω và α. Cho ξ thay đổi tính ra $\xi' = \frac{\xi}{\delta}$.

Tính:

$$\varphi = \left(\frac{\sigma_s}{R_s}\right) = \frac{\theta}{1 - \frac{\omega}{1,1}}\left(\frac{\omega}{\xi} - 1\right) \text{ đồng thời } -\beta \leq \varphi \leq 1 \qquad (1\text{-}27a)$$

$$\varphi' = \left(\frac{\sigma'_s}{R_s}\right) = \frac{\theta}{1 - \frac{\omega}{1,1}}\left(\frac{\omega}{\xi'} - 1\right) \text{ đồng thời } -\beta \leq \varphi' \leq 1 \qquad (1\text{-}27b)$$

$$n = \xi - \alpha(\varphi + \varphi') \qquad (1\text{-}28a)$$

$$m = \xi(1 - 0,5\xi) + (1 - \delta)(\alpha\beta - 0,5n) \qquad (1\text{-}28b)$$

1.4.6. Tính toán cốt thép đối xứng

Biết cặp nội lực (một cặp hoặc nhiều cặp), kích thước tiết diện, chiều dài tính toán, chủng loại vật liệu. Yêu cầu xác định cốt thép đối xứng $A_s = A'_s$.

1.4.6.1. Số liệu

Đã biết M, N, b, h, l_0. Giả thiết a = a' (thường chọn trong khoảng 35÷60mm). Tính $h_0 = h - a$ và $Z_a = h_0 - a'$. Từ cấp bêtông tra bảng và xét điều kiện làm việc để có γ_b, R_b, E_b. Tra R_s, R_{sc} và E_s của cốt thép.

Tính toán hoặc tra bảng để có hệ số ξ_R.

Xét ảnh hưởng của uốn dọc bằng độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h}$. Nếu $\lambda \leq 8$ bỏ qua uốn dọc, lấy $\eta = 1$.

Khi $\lambda > 8$ cần xác định lực dọc tới hạn N_{cr} để từ đó tính ra η. Để xác định N_{cr} có thể dùng công thức (1-10) hoặc (1-8). Khi dùng (1-10) trước tiên cần xác định mômen quán tính I và hệ số θ. Khi dùng (1-8) còn phải biết thêm nội lực do tải trọng dài hạn M_l, N_l, phải giả thiết tỉ lệ cốt thép μ_t (giả thiết μ_t trong khoảng 0,008 đến 0,02) để tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép $I_s = \mu_t b h_0 (0,5h - a)^2$. Phải xác định hệ số δ_e.

Tính toán hệ số η theo công thức (1-7).

Xác định các độ lệch tâm e_1, e_a, e_0 và tính ηe_0.

Việc xác định cốt thép có thể theo một trong hai cách: dùng họ biểu đồ tương tác hoặc tính toán trực tiếp bằng công thức.

1.4.6.2. Dùng họ biểu đồ

Điều kiện là đã có sẵn họ biểu đồ. Khi dùng bêtông cấp $B \leq 30$ và cốt thép có $R_s \leq 400$ MPa cần chọn dùng họ biểu đồ có δ và ξ_R phù hợp. Tính toán giá trị $n = \frac{N}{R_b b h_0}$;

$m = \frac{N \eta e_0}{R_b b h_0^2}$. Từ n và m tìm ra một điểm ứng với giá trị α của họ biểu đồ (thường phải nội suy ra α). Tính diện tích cốt thép theo công thức (1-29) được suy ra từ (1-23).

$$A_s = A'_s = \frac{\alpha b h_0 R_b}{R_s} \qquad (1\text{-}29)$$

Khi không có biểu đồ với δ và ξ_R trùng hợp thì có thể dùng các biểu đồ có δ và ξ_R lớn hơn và nhỏ hơn trị số của bài toán rồi dùng phương pháp nội suy để tìm ra hệ số α thích hợp.

Trong phụ lục có cho một số họ biểu đồ, có thể dùng cho thiết kế thực tế.

Khi phải tra biểu đồ và nội suy một số lần thường khó tìm được thật chính xác giá trị α. Để tăng mức độ an toàn nên chọn α theo xu hướng lớn hơn chút ít.Trong một số đoạn của họ biểu đồ α sẽ tăng khi δ tăng và ξ_R giảm.

Thí dụ 1.8:

Cho cột của khung toàn khối, ba nhịp, nhiều tầng, sàn đổ toàn khối, chiều dài cột l = 5m, tiết diện cột là chữ nhật b = 250mm, h = 400mm. Bêtông có cường độ tính toán (đã kể hệ số điều kiện làm việc) là R_b = 14MPa; E_b = 32000MPa. Yêu cầu thiết kế cốt thép đối xứng bằng cốt thép loại RB300 với hai cặp nội lực.

Cặp thứ nhất có N = 509,6kN; M = 168kNm

Cặp thứ hai có N = 1274kN; M = -100kNm

1. Số liệu: b = 250; h = 400mm. Giả thiết a = a' = 36mm; h_0 = 400 - 36 = 364mm. Chiều dài tính toán $l_0 = \psi l$ = 0,7 ×5 = 3,5m = 3500mm; $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3500}{400} = 8,75 > 8$, cần phải xét uốn. Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a > \left(\frac{1}{600}l \text{ và } \frac{1}{30}h\right)$, lấy bằng 15mm. Bêtông có R_b = 14MPa; E_b = 32000 MPa. Cốt thép loại RB300 có $R_s = R_{sc}$ = 280MPa. Với R_b = 14 và R_s = 280 tra bảng phụ lục 4 có ξ_R = 0,60.

Tính toán cốt thép bằng họ biểu đồ với ξ_R = 0,60 và $\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{36}{364} = 0,10$. Dùng biểu đồ ở hình 1-10 có δ và ξ_R trùng khớp với số liệu bài toán.

2. Tính toán: Với cặp 1 có N = 509,6kN; M = 168kNm.

Độ lệch tâm tĩnh học: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{168}{509,6} = 0,33m = 330mm$.

Kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1 ; e_a) = 330mm$

Mômen quán tính: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{250 \times 400}{12} = 1333 \times 10^6 mm^4$

Tính lực dọc tới hạn N_{cr} theo công thức (1-10) với:

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05h}{1,5e_0 + h} = \frac{0,2 \times 330 + 1,05 \times 400}{1,5 \times 330 + 400} = 0,52$$

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} = \frac{2,5 \times 0,52 \times 32000 \times 1333 \times 10^6}{3500^2} = 4526000N$$

$N_{cr} = 4526kN$;

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{509,6}{4526}} = 1,127$$

ηe_0 = 1,127 × 330 = 372mm.

$$n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{509,6 \times 1000}{14 \times 250 \times 364} = 0,4$$

$$m = \frac{N\eta e_0}{R_b b h_0^2} = \frac{509600 \times 372}{14 \times 250 \times 364^2} = 0,409$$

Trên họ biểu đồ ở hình 1.10 với n = 0,4 và m = 0,409. Xác định được điểm B nằm giữa hai biểu đồ với α = 0,30 và α = 0,10. Nội suy được α = 0,295.

$$A_s = A'_s = \frac{\alpha R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,295 \times 14 \times 250 \times 364}{280} = 1342mm^2$$

3. Tính toán: Với cặp 2 có N = 1274kN và M = -100kNm.

Dấu trừ trước giá trị của mômen M nói lên rằng mômen với cặp 2 có chiều tác dụng ngược với M ở cặp 1. Trong tính toán cốt thép đối xứng không cần kể đến chiều của M.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{100}{1274} = 0,079m = 79mm$$

$$e_0 = \max(e_1, e_a) = 79mm$$

$$\theta = \frac{0,2 \times 79 + 1,05 \times 400}{1,5 \times 79 + 400} = 0,84$$

$$N_{cr} = \frac{2,5 \times 0,84 \times 32000 \times 1333 \times 10^6}{3500^2} = 7312000N$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1274}{7312}} = 1,21;$$

$$\eta e_0 = 1,21 \times 79 = 96mm$$

$$n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1274 \times 1000}{14 \times 250 \times 364} = 1,0$$

$$m = \frac{N \eta e_0}{R_b b h_0^2} = \frac{1274000 \times 96}{14 \times 250 \times 364^2} = 0,264$$

Ứng với n = 1,0 và m = 0,264 tìm được điểm C trên họ biểu đồ hình 1.10, nội suy được $\alpha = 0,27$.

$$A_s = A'_s = \frac{\alpha R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,27 \times 14 \times 250 \times 364}{280} = 1229mm^2$$

Thí dụ 1.9:

Cho cặp nội lực M = 384kNm; N = 1536kN. Cột của khung siêu tĩnh, tiết diện cột b = 400; h = 600mm; chiều dài tính toán l_0 = 3600mm; bêtông cấp B20 đổ theo phương đứng. Yêu cầu xác định cốt thép đối xứng bằng cốt thép nhóm CII.

1. Số liệu: b = 400; h = 600. Giả thiết a = a' = 40mm; h_0 = 600 – 40 = 560; Bêtông B20 có R_b = 11,5MPa. Đổ bêtông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1,5m, lấy γ_b = 0,85.

$$R = 0,85 \times 11,5 = 9,8 \text{ MPa}.$$

Mô đun đàn hồi: E_b = 27000 MPa.

Cốt thép CII có: $R_s = R_{sc}$ = 280MPa; E_s = 210000 MPa.

Với B20 và $R_s = 280$, tra bảng nội suy có $\xi_R = 0,623$.

Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3600}{600} = 6 < 8$; lấy $\eta = 1$.

2. Xác định cốt thép bằng họ biểu đồ

Độ lệch tâm: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{384}{1536} = 0,25m = 250mm$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_a \geq \left(\frac{1}{600}l; \frac{1}{30}h\right) = 20mm$

Cột khung siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a) = 250mm$

$$n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1536 \times 1000}{9,8 \times 400 \times 560} = 0,70$$

$$m = \frac{N\eta e_0}{R_b b h_0^2} = \frac{1536000 \times 250}{9,8 \times 400 \times 560^2} = 0,312$$

$$\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{40}{560} = 0,0714;$$

$$\xi_R = 0,623$$

Không tìm thấy họ biểu đồ ứng với $\xi_R = 0,623$ và $\delta = 0,0714$. Cần dùng cách nội suy. Lấy gần đúng và thiên về an toàn với họ biểu đồ có δ lớn hơn gần kề là họ có $\delta = 0,075$. Với $n = 0,70$ và $m = 0,312$ tìm được một điểm trên họ biểu đồ, nội suy theo ξ_R xác định được $\alpha = 0,21$. Tính $A_s = A'_s = \frac{\alpha b h_0 R_b}{R_s} = \frac{0,21 \times 400 \times 560 \times 9,8}{280} = 1646mm^2$.

1.4.6.3. Tính toán theo công thức

1. Số liệu: Như đã trình bày trong mục 1.4.6.1. Khi không có sẵn họ biểu đồ thích hợp có thể dùng công thức để tính toán cốt thép.

2. Các trường hợp tính toán. Để phân biệt các trường hợp cần xác định x_1 là giá trị giả định chiều cao vùng chịu nén với giả thiết $2a' \leq x_1 \leq \xi_R h_0$ để lấy $\sigma_s = R_s$ và ứng suất trong A'_s đạt R_{sc}.

a) Khi $R_s = R_{sc}$ thì từ phương trình (1-17) với $R_{sc}A'_s - \sigma_s A_s = 0$ (vì $A_s = A'_s$ và $\sigma_s = R_s = R_{sc}$) tính được x_1 theo công thức (1-30):

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} \qquad (1\text{-}30)$$

b) Khi $R_s \neq R_{sc}$ (cốt thép từ nhóm CIV, AIV trở lên với $R_s > 400MPa$) thì từ hệ phương trình (1-16) và (1-17) với $\sigma_s = R_s$ và $A_s = A'_s$ rút ra được phương trình của x_1.

$$x_1^2 - 2(h_0 + t_s)x_1 + \frac{2N}{R_b b}(e + t_s) = 0 \qquad (1\text{-}31)$$

$$t_s = \frac{R_{sc}Z_a}{R_s - R_{sc}}$$

Dựa vào x_1 tìm được để phân biệt các trường hợp tính toán.

Trường hợp 1. Khi $2a' \le x_1 \le \xi_R h_0$, giả thiết là đúng, lấy $x = x_1$ và tính cốt thép theo công thức (1-32) suy ra từ điều kiện (1-15) và (1-16).

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc}Z_a} \qquad (1\text{-}32)$$

Chú ý rằng khi $R_s = R_{sc}$ thì có thể thay $R_b bx = N$ và công thức (1-32) được biến đổi thành (1-33):

$$A'_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc}Z_a} \qquad (1\text{-}33)$$

Trường hợp 2. Khi $x_1 < 2a'$ xẩy ra trường hợp đặc biệt, từ điều kiện (1-22) rút ra:

$$A_s = \frac{N(e - Z_a)}{R_s Z_a} \qquad (1\text{-}34)$$

Trường hợp 3. Khi $x_1 > \xi_R h_0$ giả thiết để tính x_1 không đúng, phải xác định x theo một trong các phương pháp sau:

- Phương pháp lập và giải phương trình: Kết hợp các phương trình cân bằng (1-16), (1-17) với phương trình của σ_s theo (1-12) hoặc (1-14) đồng thời có $A_s = A'_s$ sẽ rút ra được một phương trình bậc ba của x:

$$a_3x^3 + a_2x^2 + a_1x + a_0 = 0 \qquad (1\text{-}35)$$

Giá trị của các a_i phụ thuộc vào phương trình σ_s.

Khi dùng bêtông $B \le 30$ và cốt thép có $R_s < 400$ MPa phương trình σ_s là (1-12) có: $a_3 = 1$; $a_2 = -(2 + \xi_R)h_0$.

$$a_1 = \frac{2Ne}{R_b b} + 2\xi_R h_0^2 + (1 - \xi_R)h_0 Z_a$$

$$a_0 = \frac{-N[2e\xi_R + (1 - \xi_R)Z_a]h_0}{R_b b}$$

Khi dùng bêtông $B > 30$ hoặc cốt thép có $R_s > 400$ MPa phương trình σ_s là (1-14), lúc này:

$$a_3 = 0{,}5R_b b\,(R_{sc} + \alpha_u)$$

$$a_2 = -R_b b\,(R_{sc}a' + 0{,}5\alpha_u\omega h_0 + \alpha_u h_0)$$

$$a_1 = NR_{sc}\,(e - Z_a) + Ne\alpha_u + R_b bh^2{}_0\alpha_u\omega$$

$$a_0 = -Ne\alpha\omega h_0$$

$$\alpha_u = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \dfrac{\omega}{1{,}1}}$$

$\sigma_{sc.u}$ và ω - xem giải thích ở công thức (1-14).

Giải phương trình (1-35) chọn được x thích hợp: $\xi_R h_0 < x \le h_0$.

Việc lập và giải phương trình là khá phức tạp, thường chỉ có giá trị lý thuyết, thực tế ít dùng.

- Phương pháp tính gần đúng dần: Trước hết tính x_1 theo công thức (1-30), xẩy ra $x_1 > \xi_R h_0$. Lấy $x = x_1$ thay vào công thức (1-33) để tính A'_s. Đặt $A^*_s = A'_s = A_s$ và thay vào phương trình (1-17) và (1-12) sẽ tìm ra công thức tính x.

Khi dùng bêtông $B \le 30$ và cốt thép có $R_s < 400$ MPa có công thức tính x là:

$$x = \frac{\left[N(1-\xi_R) + 2R_s A^*_s \xi_R\right] h_0}{(1-\xi_R)R_b bh_0 + 2R_s A^*_s} \qquad (1\text{-}36)$$

Khi dùng bêtông $B > 30$ và cốt thép có $R_s > 400$ MPa cần dùng phương trình (1-14) cho σ_s và lại quay về phương trình (1-35).

- Phương pháp gần đúng: Có thể dùng các công thức gần đúng để xác định x. Đơn giản nhất và cũng an toàn nhất là công thức (1-37).

$$x = \xi_R h_0 \qquad (1\text{-}37)$$

Công thức (1-38) cũng tương đối đơn giản và đạt độ an toàn cần thiết.

$$x = \left(\xi_R + \frac{1-\xi_R}{1+50\varepsilon_0^2}\right) h_0 \qquad (1\text{-}38)$$

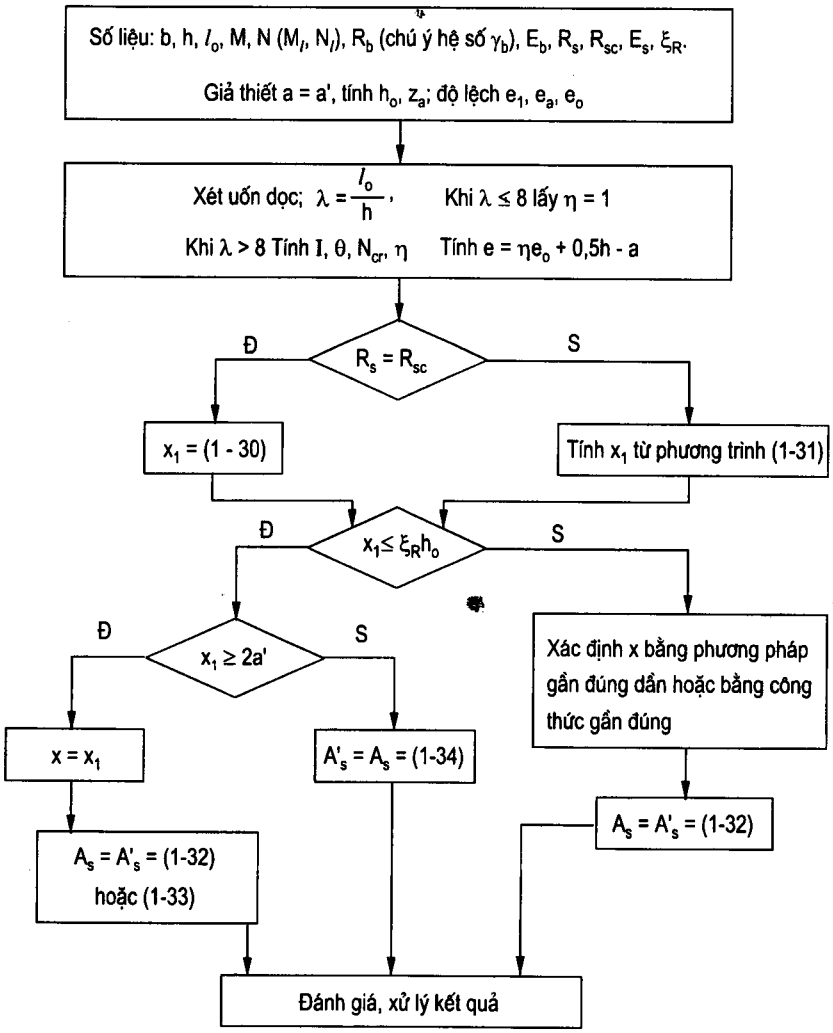
Công thức (1-39) tương đối phức tạp hơn, cho kết quả gần sát với nghiệm của phương trình (1-35).

$$x = \frac{\left[(1-\xi_R)\gamma_a n + 2\xi_R(n\varepsilon - 0{,}48)\right] h_0}{(1-\xi_R)\gamma_a + 2(n\varepsilon - 0{,}48)} \qquad (1\text{-}39)$$

trong đó: $\varepsilon_0 = \dfrac{e_0}{h_0}; \varepsilon = \dfrac{e}{h_0}; n = \dfrac{N}{R_b bh_0}; \gamma_a = \dfrac{Z_a}{h_0}$

Sau khi có được x bằng một trong các phương pháp trên, tính A'_s theo công thức (1-32) và lấy $A_s = A'_s$.

Sơ đồ khối của bài toán xác định cốt thép đối xứng $A_s = A'_s$ như sau:



1.4.6.4. Đánh giá và xử lý kết quả

Diện tích cốt thép tính toán được theo biểu đồ hoặc theo công thức trực tiếp là $A_s = A'_s$ có thể là dương hoặc âm. Nếu $A_s \le 0$ (theo biểu đồ thì từ n và m tìm được điểm nằm trong vùng $\alpha \le 0$) chứng tỏ kích thước tiết diện khá lớn, riêng bêtông đủ khả năng chịu lực, không cần đến cốt thép.

Với $A_s>0$, tính tỷ lệ cốt thép $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$; $\mu_t = 2\mu$ hoặc $\mu\% = \frac{100A_s}{bh_0}$; $\mu_t\% = \frac{100(A_s + A'_s)}{bh_0}$.

Kiểm tra, đánh giá tỷ lệ cốt thép theo quy định ở mục 1.1.5.

Khi μ, μ_t quá bé, kể cả trường hợp $A_s \leq 0$, chứng tỏ kích thước tiết diện khá lớn, nếu có thể thì giảm bớt kích thước hoặc giảm cấp, loại vật liệu rồi tính toán lại. Nếu vẫn giữ nguyên kích thước và chủng loại vật liệu thì cần chọn đặt cốt thép theo yêu cầu tối thiểu theo quy định.

Khi μ, μ_t quá lớn chứng tỏ kích thước tiết diện khá bé, lúc này cần thiết phải tăng kích thước hoặc (và) tăng cấp vật liệu rồi tính toán lại.

Sau khi chọn và bố trí cốt thép cần xác định lại các trị số a, a', tính lại h_0 và Z_a. Khi h_0 và Z_a theo cấu tạo lớn hơn các trị số đã dùng trong tính toán thì kết quả thiên về an toàn. Nếu h_0 và Z_a theo cấu tạo nhỏ hơn trị số đã dùng một cách đáng kể thì cần giả thiết lại a, a' và tính toán lại.

Khi chọn và bố trí cốt thép cần kiểm tra khoảng hở giữa cốt thép, xét sự cần thiết (hay không) việc đặt cốt thép dọc cấu tạo, thiết kế chỗ nối cốt thép (nếu xét thấy cần thiết). Sau khi bố trí cốt thép dọc cần chọn và bố trí cốt thép đai theo quy định ở mục 1.1.5.

Thí dụ 1.10:

Theo số liệu đã cho ở thí dụ 1.9. Yêu cầu tính cốt thép đối xứng và cấu tạo tiết diện (chọn, bố trí cốt thép)

1. Số liệu: b = 400; h = 600mm, giả thiết a = a' = 40mm; h_0 = 560; Z_a = 520mm. R_b = 9,8MPa; $R_s = R'_s$ = 280MPa, ξ_R = 0,638. M = 384 kNm; N = 1536kN; l_0 = 3600mm.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{384}{1536} = 0,25m = 250mm; e_a = 20mm$$

$$e_0 = \max(e_1, e_a) = 250mm.$$

2. Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3600}{60} = 6 < 8$. Lấy $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 250 + 300 - 40 = 510mm$$

3. Tính toán: $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1536 \times 1000}{9,8 \times 400} = 392mm$

$$\xi_r h_0 = 0,638 \times 560 = 357mm, \text{ có } x_1 > \xi_R h_0.$$

Xác định x bằng công thức gần đúng với:

$$\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h_0} = \frac{250}{560} = 0,446$$

$$x = \left(\xi_R + \frac{1-\xi_R}{1+50\varepsilon_0^2}\right)h_0 = \left(0,638 + \frac{0,362}{1+50\times 0,446^2}\right)560 = 376mm$$

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc}Z_a} = \frac{1536000 \times 510 - 9,8 \times 400 \times 376(560 - 188)}{280 \times 520} = 1614mm^2$$

(Kết quả gần giống với thí dụ 1.9).

4. Đánh giá, xử lý: $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1614}{400 \times 560} = 0,0072 = 0,72\%$.

$\mu = 0,72\% > \mu_{min} = 0,2\%$ - Đạt yêu cầu.

$\mu_t = 2\mu = 1,42\%$ - Đạt yêu cầu.

Chọn cốt thép: $2\phi25 + 2\phi20 = 982 + 628 = 1610mm^2$

Chiều dày lớp bảo vệ: c = 26mm;

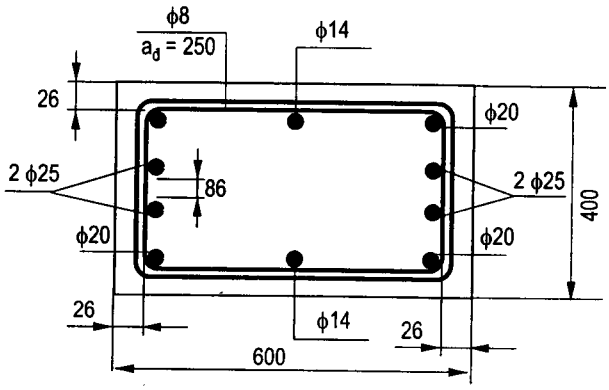
Đặt cốt thép thành một lớp: $a = c + \frac{\phi}{2} = 26 + \frac{25}{2} = 39mm$; h_0 = 600 – 39 = 561mm; Z_a = 561 – 39 = 522mm.

Giá trị h_0 và Z_a lớn hơn trị số đã dùng trong tính toán.

Kiểm tra khoảng hở t:

$$t = \frac{400 - 2 \times 26 - 2 \times 20 - 2 \times 25}{3} = 86mm$$

t > 50mm. Đạt yêu cầu.



Hình 1.13. *Tiết diện cột ở thí dụ 1.10*

Cốt thép dọc cấu tạo: Vì h = 600 > 500mm cần đặt thêm cốt thép dọc cấu tạo, chọn ϕ14 đặt ở giữa cạnh h.

Cốt thép đai: Đường kính: $\phi_{đai} \geq \frac{1}{4}\phi_{max} = \frac{25}{4} = 6,2$, chọn ϕ8.

Khoảng cách: $a_đ \leq 15\phi_{min} = 15 \times 20 = 300$, chọn $a_đ$ = 250mm.

Thí dụ 1.11:

Theo số liệu ở thí dụ 1.8. Yêu cầu tính toán và cấu tạo cốt thép đối xứng theo cặp nội lực thứ nhất (M = 168kNm, N = 509,6kN)

1. Số liệu: b=250; h=400mm; l_0 = 3500mm. Giả thiết a = a' = 36mm; h_0 = 400–36 = 364; Z_a = 364 – 36 = 328mm; R_b = 14MPa; E_b = 32000MPa; R_s = R_{sc} = 280MPa; ξ_R = 0,60, độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a = 15mm.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{168}{509,6} = 0,33m = 330mm;$$

Kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max(e_1, e_a) = 330mm$

2. Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3500}{400} = 8,75 > 8$ cần tính toán η.

Đã tính được theo thí dụ 1.8 là η = 1,127.

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 1,127 \times 300 + 200 - 36 = 536mm$$

3. Tính toán (với $R_s = R_{sc}$):

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{509,6 \times 1000}{14 \times 250} = 145,6mm > 2a' = 72mm$$

$\xi_R h_0 = 0,6 \times 364 = 218,4mm$. Xảy ra $x < \xi_R h_0$.

Tính toán A'_s theo công thức (1-33):

$$A_s = A'_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{509600(536 + 72,8 - 364)}{280 \times 328} = 1358mm^2$$

$$\mu = \frac{1359}{250 \times 364} = 0,015 = 1,5\% > \mu_{min}$$

4. Xử lý kết quả:

Với A_s = 1359mm^2 có thể chọn 2ϕ20 + 2ϕ22 có diện tích 628 + 760 = 1388mm^2 nhưng với b = 250 mà đặt 4 thanh trong một lớp thì khoảng hở giữa các thanh là:

$$t = \frac{250 - 2 \times 25 - 2 \times 20 - 2 \times 22}{3} = 39mm < 50mm$$

Không đảm bảo quy định cấu tạo (đối với cốt thép đặt đứng khi đổ bêtông).

Nếu dùng 3 thanh thì chọn 2ϕ25 + ϕ22 có diện tích là 982 + 380 = 1362mm^2, bảo đảm khoảng hở t:

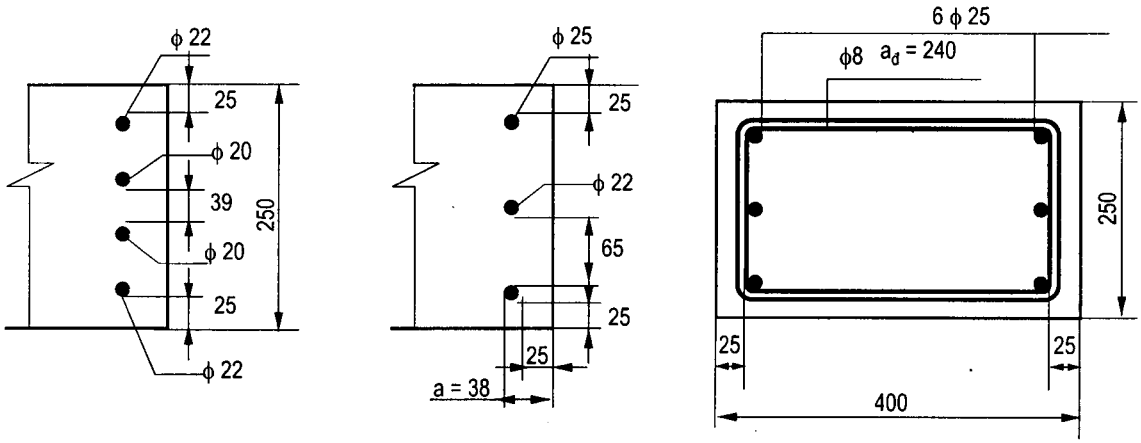
$$t = \frac{250 - 2 \times 25 - 2 \times 25 - 20}{2} = 65mm > 50$$

Lúc này, với chiều dày lớp bảo vệ c = 25mm ≥ ϕ thì: $a = c + \frac{\phi}{2} = 25 + \frac{25}{2} = 38mm$; lớn hơn a = 36mm đã dùng trong tính toán. Chọn lại a = 38, tính lại:

$$h_0 = 400 - 38 = 362;\ Z_a = 362 - 38 = 324mm.$$

$$A'_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc}Z_a} = \frac{509600(536 + 73 - 362)}{280 \times 324} = 1387mm^2$$

Chọn cốt thép 3ϕ25 với diện tích 1473mm²; $A_{st} = 2946mm^2$.



Hình 1.14. *Các phương án bố trí cốt thép ở thí dụ 1.11*

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{bh_0} = \frac{2946}{250 \times 362} = 0,0325 = 3,25\% > 3\%.$$

Khoảng cách cốt thép đai $a_d \le (10\phi$ và $a_* = 300)$. Chọn $a_d = 240mm$. Đường kính cốt thép đai $\phi_d \ge \frac{1}{4}\phi_{max}$, chọn $\phi_d = 8mm$.

Thí dụ 1.12:

Tiết diện chữ nhật b = 220mm; h = 450mm; l_0 = 3000mm; bêtông cấp B15 đổ theo phương đứng. Cốt thép CII. Nội lực: M = 96kNm; N = 100kN, kết cấu siêu tĩnh. Yêu cầu tính toán cốt thép đối xứng và cấu tạo cốt thép.

1. Số liệu: b = 220; h = 450; l_0 = 3000mm. Giả thiết a = a' = 40mm. $h_0 = 450 - 40 = 410$; $z_a = 410 - 40 = 370mm$. B15, đổ bêtông theo phương đứng: $R_b = 0,85 \times 8,5 = 7,23MPa$. Cốt thép CII có $R_s = R'_s = 280MPa$. Hệ số $\xi_R = 0,65$. Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = 15mm$.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{96}{100} = 0,96m = 960mm;$$

$$e_0 = \max(e_1, e_a) = 960mm$$

2. Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3000}{450} = 6,7 < 8$, lấy $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a = 960 + 225 - 40 = 1145mm.$$

3. Tính toán: Với $R_s = R_{sc}$ có $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{100 \times 1000}{7,23 \times 220} = 62,8mm$

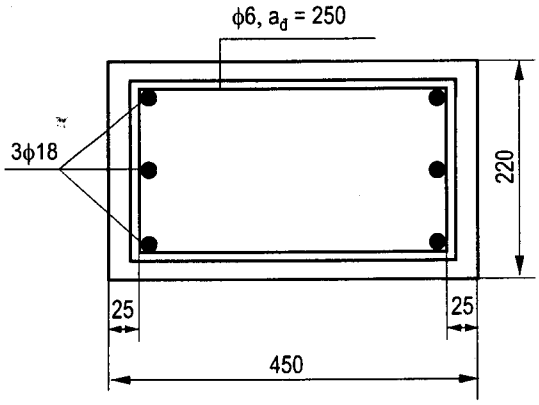
Xẩy ra $x_1 < 2a' = 80mm$. Tính toán theo công thức (1-34):

$$A_s = \frac{N(e - Z_a)}{R_s Z_a} = \frac{100000(1145 - 370)}{280 \times 370} = 748mm^2$$

4. Xử lý kết quả: $\mu = \frac{748}{220 \times 410} = 0,0083 = 0,83\% > \mu_0 = 0,25\%$

$$\mu_t = 2\mu = 2 \times 0,83 = 1,66\% \text{ - đạt yêu cầu.}$$

Chọn cốt thép 3ϕ18 có $A_s = 763$ mm (hoặc 2ϕ22 có $A_s = 760$).



Hình 1.15. *Tiết diện cột thí dụ 1.12*

Chọn chiều dày lớp bảo vệ $c = 25mm$; $a = 25 + \frac{18}{2} = 34mm$; $h_0 = 450 - 34 = 416mm$, lớn hơn giá trị đã dùng để tính toán là 410mm. Thử lại: $2a' = 2 \times 34 = 68mm$; $x_1 = 62,8 < 2a'$ không thay đổi trường hợp tính toán.

Cốt thép đai chọn: $\phi 6 > \frac{1}{4}\phi_{max} = \frac{18}{4} = 4,5mm$

Khoảng cách: $a_đ = 250mm < 15\phi_{min} = 15 \times 18 = 270mm$.

Thí dụ 1.13:

Với số liệu như ở thí dụ 1.12, tính toán với cặp nội lực M = 96kNm, N = 120kN, chọn cấu tạo cốt thép dọc.

1. Số liệu: b = 220; h = 450; giả thiết a = a' = 40mm; h_0 = 410; Z_a = 370mm; R_b = 7,23MPa; $R_s = R'_s$ = 280MPa; ξ_R = 0,65.

Không xét uốn dọc: $\eta = 1$; $e_0 = e_1 = \frac{96}{120} = 0,8m = 800mm$

$$e = 800 + 225 - 40 = 985mm.$$

2. Tính toán: $$x_1 = \frac{120000}{7,23 \times 220} = 75,4mm < 2a' = 80$$

$$A'_s = A_s = \frac{N(e - Z_a)}{R_s Z_a} = \frac{120000(985 - 370)}{280 \times 370} = 712,4mm^2$$

3. Xử lý: Giả thử chọn 3ϕ18 đặt ở mỗi phía như ở thí dụ trên, theo cấu tạo có a' = 34mm, xảy ra trường hợp $x_1 = 75,4 > 2a' = 68$.

Tuy vậy không cần tính toán lại cốt thép theo trường hợp $x_1 > 2a'$ vì kết quả tính toán lại luôn luôn nhỏ hơn giá trị đã tính được. Chỉ nên tính lại khi muốn giảm bớt cốt thép.

Trong thí dụ trên, nếu tính lại thì tính toán như sau:

$$h_0 = 450 - 34 = 416; \quad Z_a = 416 - 34 = 382mm;$$

$$x_1 = 75,4mm; \qquad \xi_R h_0 = 0,67 \times 416 = 278mm.$$

Có trường hợp $2a' \le x_1 \le \xi_R h_0$. Tính toán theo công thức (1-33).

$$A_s = A'_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{120000(985 + 37,7 - 416)}{280 \times 382} = 681mm^2$$

Có thể chọn đặt ở mỗi phía: 2ϕ18 + ϕ16 = 509 + 201 = 710mm^2

4. Nhận xét: Trong hai thí dụ trên chỉ có giá trị N khác nhau còn mọi số liệu khác đều giống nhau. Khi N tăng từ 100kN (ở thí dụ 1.12) lên thành 120kN (ở thí dụ 1.13) thì cốt thép giảm từ 748mm^2 xuống thành 681mm^2. Xảy ra trường hợp như vậy (N tăng làm cho A_s giảm) là vì lực N khá bé dẫn đến chiều cao vùng nén x khá bé, sự chịu lực của tiết diện được quyết định bởi khả năng vùng chịu kéo mà khi tăng lực nén N sẽ làm cho nội lực vùng kéo giảm xuống.

Trường hợp lực N khá lớn ($x_1 > \xi_R h_0$) thì khi tăng lực N sẽ làm cốt thép A'_s tăng lên.

1.4.7. Tính toán cốt thép không đối xứng

1.4.7.1. Các trường hợp tính toán

Việc đặt cốt thép không đối xứng ($A_s \neq A'_s$) trong cấu kiện chịu nén là rất ít gặp trong thực tế vì không thuận tiện cho thi công.

Đặt cốt thép không đối xứng sẽ tiết kiệm hơn cốt thép đối xứng, tuy vậy trong phần lớn trường hợp mức độ tiết kiệm được là không đáng kể. Vì vậy chỉ trong một số ít cấu kiện đặc biệt mới nên bố trí cốt thép không đối xứng. Đó là trường hợp cấu kiện chịu mômen một dấu hoặc mômen theo chiều này là khá lớn hơn theo chiều kia và kết quả tính cốt thép không đối xứng là tiết kiệm đáng kể so với trường hợp đặt cốt thép đối xứng.

Số liệu để tính toán giống như trong mục 1.4.6.1.

Để tính toán cốt thép thường chỉ dùng công thức mà không thể dùng họ biểu đồ vì lập họ biểu đồ cho trường hợp $A_s \neq A'_s$ là quá phức tạp.

Để phân biệt các trường hợp tính toán tác giả đề nghị đưa vào độ lệch tâm phân giới e_p như sau:

$$e_p = 0,4(1,25h - \xi_R h_0) \tag{1-40}$$

So sánh e_p với ηe_0 để đưa ra các trường hợp tính toán.

1.4.7.2. Trường hợp độ lệch tâm lớn: $\eta e_0 \geq e_p$.

Khi thỏa mãn điều kiện $\eta e_0 \geq e_p$ có thể chấp nhận giả thiết $x \leq \xi_R h_0$ để tính toán. Lúc này chỉ có thể dùng hai phương trình (1-16) và (1-17) để xác định ba ẩn số là x, A'_s và A_s. Bài toán có nhiều nghiệm. Để thiết kế thực tế chỉ cần một nghiệm hợp lý là được. Có thể giải bài toán theo hai cách: cho trước x hoặc A'_s.

a) Chọn trước x để tính A'_s *và* A_s. Tự chọn một giá trị của x thỏa mãn điều kiện $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$. Đem x thay vào phương trình (1-16), kết hợp điều kiện (1-15) rút ra công thức tính A'_s. Đó là công thức (1-32) đã được lập, chép lại dưới đây:

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - 0,5x)}{R_{sc} Z_a} \tag{1-32}$$

Khi $A'_s > 0$ thì đem A'_s và x thay vào phương trình (1-17) với $\sigma_s = R_s$ để rút ra công thức tính A_s:

$$A_s = \frac{R_b bx + R_{sc} A'_s - N}{R_s} \tag{1-41}$$

Chú ý rằng $A_{st} = A'_s + A_s$ phụ thuộc vào x mà x có thể chọn trong một phạm vi rộng, từ 2a' đến $\xi_R h_0$. Tuy vậy khi thay đổi x từ 2a' đến $\xi_R h_0$ thì A_{st} thay đổi không nhiều vì khi tăng x sẽ làm giảm A'_s và làm tăng A_s. có thể chứng minh được rằng khi x lấy giá trị 0,5 (h_0 + a') (khoảng 0,5h) thì A_{st} đạt cực tiểu.

Nếu theo (1-32) tính được $A'_s < 0$ thì cần giảm x để tính lại.

Trường hợp đặc biệt, khi đã giảm x đến 2a' mà vẫn tính được $A'_s < 0$ thì chọn A'_s theo cấu tạo và tính A_s theo công thức (1-34).

b) Chọn trước A'_s để tính x và A_s. Có thể chọn trước A'_s theo yêu cầu cấu tạo hoặc theo một dự kiến cho trước. Kết hợp (1-15) và (1-16) rút ra phương trình để xác định x:

$$R_b bx\,(h_0 - 0{,}5x) = Ne - R_{sc} A'_s Z_a$$

Thay cho việc giải phương trình bậc hai có thể dùng các công thức sau:

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc} A'_s Z_a}{R_b b h_0^2} \qquad (1\text{-}42)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \qquad (1\text{-}43)$$

$$x = \xi h_0 \qquad (1\text{-}44)$$

Kiểm tra điều kiện của x là: $2a' \le x \le \xi_R h_0$.

Khi điều kiện của x được thỏa mãn thì xác định A_s theo công thức (1-41).

Khi xảy ra $x < 2a'$ chứng tỏ cốt thép A'_s quá lớn, nếu rút bớt được thì rút bớt để tính toán lại. Nếu vẫn giữ nguyên A'_s thì tính A_s theo công thức (1-34) thuộc trường hợp đặc biệt.

Nếu xảy ra $x > \xi_R h_0$ chứng tỏ A'_s được chọn quá bé, cần phải tăng A'_s và tính toán lại hoặc phải tính A'_s theo mục a.

1.4.7.3. Trường hợp độ lệch tâm bé: $\eta e_0 < e_p$

Khi $\eta e_0 < e_p$ có thể chấp nhận giả thiết $x > \xi_R h_0$. Lúc này có 4 ẩn số cần xác định là x, σ_s, A'_s và A_s trong khi chỉ có ba phương trình, đó là hai phương trình cân bằng (1-16), (1-17) và một phương trình chứa σ_s là (1-12) hoặc (1-14). Bài toán có nhiều nghiệm. Trong thiết kế thực tế chỉ cần một nghiệm hợp lý là được và có thể thực hiện theo một trong các phương pháp sau:

a) Phương pháp cho $A_s = 0$, tính x và A'_s.

Có thể chọn đặt cốt thép A_s hoàn toàn theo cấu tạo tối thiểu và trong tính toán xem $A_s = 0$. Kết hợp phương trình (1-16) và (1-17) đưa về một phương trình chứa x như sau:

$$R_b bx\,(0{,}5x - a') = Ne' \qquad (1\text{-}45)$$

$$e' = Z_a - e = 0{,}5h - \eta e_0 - a'$$

Cũng có thể lập phương trình (1-45) bằng cách lấy mômen các lực đối với trục qua trọng tâm cốt thép A'_s.

Thay cho việc giải phương trình bậc hai (1-45) để tìm x có thể dùng cách tính toán như sau:

Đặt $\psi = \frac{x}{a'}$ và $T = \psi(0,5\psi - 1)$ rút ra:

$$T = \frac{Ne'}{R_b b a'^2} \quad (1\text{-}46)$$

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + 2T} \quad (1\text{-}47)$$

$$x = \psi a' \quad (1\text{-}48)$$

Điều kiện kiểm tra là: $x \le h$.

Từ phương trình (1-17) rút ra công thức tính A'_s:

$$A'_s = \frac{N - R_b bx}{R_{sc}} \quad (1\text{-}49)$$

Nếu tìm được $x > h$ thì không thể cho $A_s = 0$, lúc này phải kể đến A_s trong tính toán.

b) Phương pháp gần đúng dần với A_s và x.

Tính giá trị tối thiểu của A_s là A_{smin}:

$$A_{s\,min} = \frac{Ne^* - R_b bh_0(0,5h_0 - a')}{R_{sc} Z_a} \quad (1\text{-}50)$$

$$e^* = 0,5h - e_0 - a'$$

Chọn $A_s \ge A_{smin}$ và theo các yêu cầu cấu tạo.

Xác định x theo công thức gần đúng (1-38) hoặc (1-39) rồi thay giá trị của x vào công thức (1-32) để tính A'_s và đặt là A^*_s. Tính lại x theo công thức (1-51).

$$X = \frac{(N + c - R_{sc}A^*_s - R_s A_s)h_0}{R_b bh_0 + c} \quad (1\text{-}51)$$

Điều kiện là $x \le h$. Nếu tính được $x > h$ thì phải tăng A_s và tính lại. Khi đã có x theo (1-51) thỏa mãn $x \le h$ thì thay x vào (1-32) để tính A'_s.

Thí dụ 1.14:

Theo số liệu ở thí dụ 1.8 yêu cầu tính cốt thép không đối xứng với hai cặp nội lực: cặp 1 có N = 509,6kN, M = 168kNm; cặp 2 có N = 1274kN, M = −100kNm.

1. Số liệu: b = 250; h = 400; giả thiết a = a' = 36mm; h_0 = 364; Z_a = 328mm; l_0 = 3500mm; R_b = 14MPa; E_b = 32000MPa; $R_s = R_{sc}$ = 280MPa; ξ_R = 0,60.

2. Tính toán với cặp nội lực thứ nhất có N = 509,6kN; M = 168kNm.

Xét uốn dọc, đã tính được $\eta = 1,127$; $e_0 = 330$ mm (xem thí dụ 1.8):

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,127 \times 330 + 200 - 36 = 536mm$$

Tính e_p theo công thức (1-40)

$$e_p = 0,4\,(1,25h - \xi_R h_0) = 0,4\,(1,25 \times 400 - 0,6 \times 364) = 112,6mm$$

$$\eta e_0 = 1,127 \times 330 = 372.$$

Có $\eta e_0 > e_p$. Tính toán theo trường hợp độ lệch tâm lớn. Chọn x một giá trị trong khoảng 2a' = 72mm và $\xi_R h_0 = 0,6 \times 364 = 218$mm.

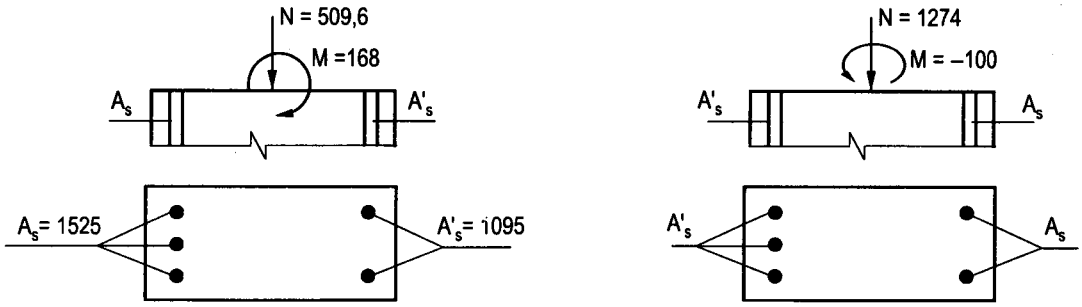
Chọn x = 180mm.

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} Z_a} = \frac{509600 \times 536 - 14 \times 250 \times 180(364 - 90)}{280 \times 328} = 1095mm^2$$

$$A_s = \frac{R_b bx + R_{sc} A'_s - N}{R_s} = \frac{14 \times 250 \times 180 - 280 \times 1095 - 509600)}{280} = 1525mm^2$$

3. Tính toán với cặp nội lực thứ hai N = 1274kN; M = -100kNm.

Dấu trừ trước giá trị mômen M chứng tỏ mômen ở cặp này có chiều ngược lại với mômen ở cặp trước. Sự đổi chiều của mômen làm thay đổi vị trí của cốt thép như thể hiện trên hình 1.16.



Hình 1.16. *Sự đổi vị trí của A_s và A'_s khi M đổi chiều*

Chiều của mômen chỉ dùng để xác định vị trí của cốt thép A_s và A'_s. Trong tính toán lấy M theo giá trị tuyệt đối.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{100}{1274} = 0,079m = 79mm; e_0 = 79mm$$

Xét uốn dọc, đã tính được $\eta = 1,21$ (xem thí dụ 1.8).

$\eta e_0 = 1,21 \times 79 = 95,6m < e_p = 112,6$. Tính toán theo trường hợp độ lệch tâm bé.

$$e' = 0,5h - e_0 - a' = 200 - 79 - 36 = 85mm.$$

Giá trị tối thiểu của A_s theo công thức (1-50):

$$A_{s\,min} = \frac{Ne' - R_b bh_0(0,5h_0 - a')}{R_{sc}Z_a} = \frac{1274000 \times 85 - 14 \times 250 \times 364(182 - 36)}{280 \times 320} = -848$$

$A_{smin} < 0$. chọn A_s theo cấu tạo tối thiểu và bỏ qua trong tính toán (xem $A_s = 0$).

$e' = 0,5h - \eta e_0 - a' = 200 - 95,6 - 36 = 68,4mm.$

$$T = \frac{Ne'}{R_b ba'^2} = \frac{1274000 \times 68,4}{14 \times 250 \times 36^2} = 19,2$$

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + 2T} = 1 + \sqrt{1 + 2 \times 19,2} = 7,28$$

$$x = \psi a' = 7,28 \times 36 = 262mm$$

$$A'_s = \frac{N - R_b bx}{R_{sc}} = \frac{1274000 - 14 \times 250 \times 262}{280} = 1275mm^2$$

Thí dụ 1.15:

Cho số liệu của thí dụ 1.8 (1-14), cặp nội lực thứ nhất (N = 509,6; M = 168). Yêu cầu chọn cốt thép A'_s và tính toán cốt thép A_s.

1. Số liệu: b = 250; h = 400; giả thiết a = a' = 36mm; $h_0 = 364$; $Z_a = 328$; $R_b = 14MPa$; $R_s = R_{sc} = 280MPa$; $\xi_R = 0,60$.

2. Xét uốn dọc, đã tính được $e_0 = 330mm$; $\eta = 1,127$; e = 536mm.

3. Chọn trước cốt thép $A'_s = 3\phi 22 = 1140mm^2$.

Tính toán:

$$\alpha_m = \frac{Ne - R_{sc}A'_s Z_a}{R_b bh_0^2} = \frac{509600 \times 536 - 280 \times 1140 \times 328}{14 \times 250 \times 364^2} = 0,3632$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,3632} = 0,4769$$

$$x = \xi h_0 = 0,4769 \times 364 = 173,6 > 2a' = 72mm$$

đồng thời $x < \xi_R h_0 = 0,6 \times 364 = 218,4mm$.

$$A_s = \frac{R_b bx + R_{sc}A'_s - N}{R_s} = \frac{14 \times 250 \times 173,6 - 509600}{280} + 1140 = 1490mm^2$$

Nhận xét: Với cùng một tiết diện và một cặp nội lực đã tiến hành tính toán cốt thép theo 4 phương pháp khác nhau ở thí dụ 1.8; 1.11, 1.14 và 1.15. Để so sánh chúng ta đưa các kết quả vào trong bảng sau, đồng thời tính $A_{st} = A_s + A'_s$.

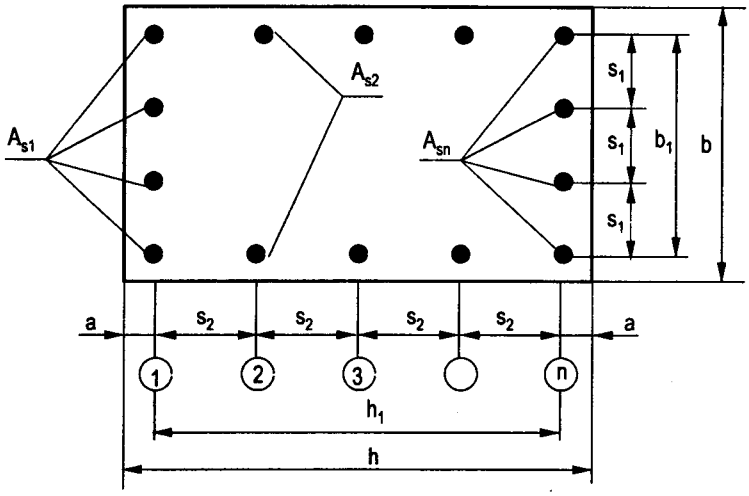
Thí dụ	1.8	1.11	1.14	1.15
A'_s	1342	1358	1095	1140
A_s	1342	1358	1525	1490
A_{st}	2684	2716	2620	2630

Nhận xét: Sự khác nhau của A_{st} là không đáng kể.

1.5. TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT NÉN LỆCH TÂM PHẲNG, CỐT THÉP ĐẶT THEO CHU VI

1.5.1. Cấu tạo tiết diện

Tiết diện có cốt thép đặt theo chu vi khi cốt thép chịu lực được đặt phân ra trên cả cạnh b và cạnh h và thường đặt đối xứng theo cả hai trục (hình 1.17). Với nén lệch tâm phẳng cốt thép đặt theo chu vi thường có hiệu quả kém hơn so với trường hợp đặt cốt thép tập trung trên cạnh b. Tuy vậy khi cạnh h là khá lớn việc đặt cốt thép chịu lực theo chu vi sẽ giảm bớt được các cốt thép dọc cấu tạo. Khi cần dùng một số lượng cốt thép khá lớn việc đặt theo chu vi sẽ làm cho thi công được đơn giản hơn.



Hình 1.17. *Tiết diện đặt cốt thép theo chu vi*

Gọi s_1 và s_2 là khoảng cách giữa trục các thanh cốt thép theo cạnh b và theo cạnh h. Khi dùng các thanh cùng loại và $s_1 = s_2$ có trường hợp đặt cốt thép đều theo các cạnh. Thường chỉ có thể đặt cốt thép đều trong tiết diện hình vuông hoặc hình chữ nhật mà b_1 và h_1 là bội số của khoảng cách s. Khi đặt cốt thép không đều thì nên tạo ra mật độ cốt thép theo cạnh b lớn hơn bằng cách chọn $s_1 < s_2$.

Đặt i = 1, 2...k là thứ tự các lớp cốt thép theo phương cạnh h. Diện tích tiết diện cốt thép trong mỗi lớp là A_{si}. Tổng diện tích cốt thép là $A_{st} = \Sigma A_{si}$.

1.5.2. Sơ đồ tính toán và công thức cơ bản

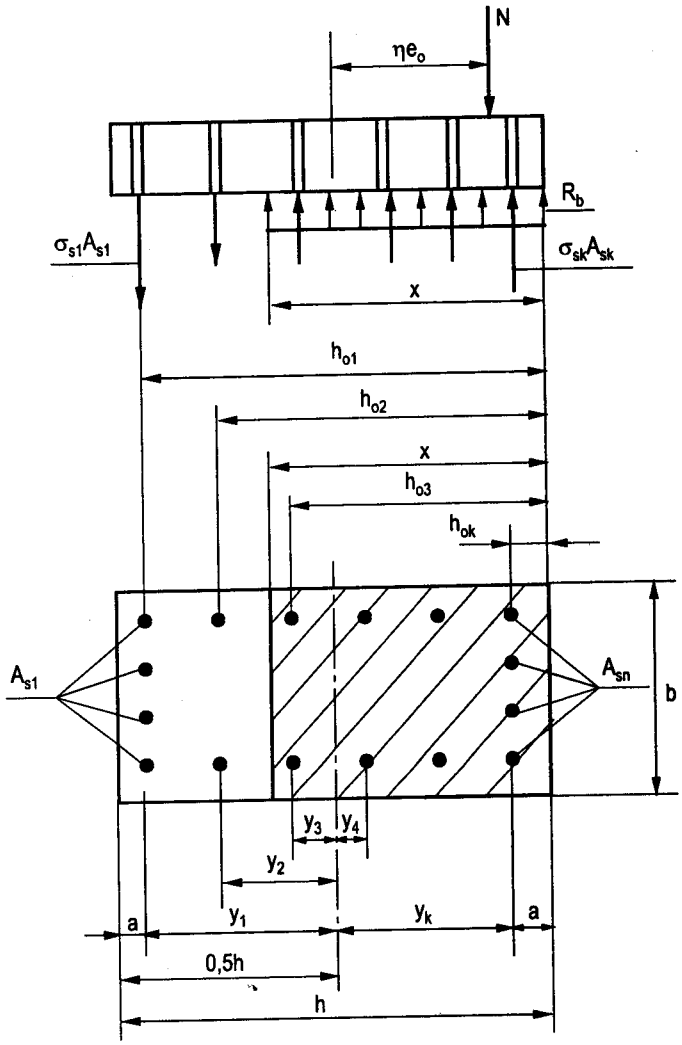
Sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 1.18. Ngoại lực được đưa về thành một lực nén N đặt cách trục cấu kiện một khoảng ηe_0.

Tiết diện làm việc với vùng chịu nén có chiều cao là x. Ứng suất trong bêtông vùng nén lấy bằng R_b và phân bố đều. Ứng suất trong từng thanh cốt thép thứ i là σ_{si} xác định theo công thức (1-14), dùng cho mọi loại bêtông và cốt thép theo trường hợp bất kỳ:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{su.c}}{1-\frac{\omega}{1,1}}\left(\frac{\omega}{\xi_i}-1\right) \quad (1\text{-}14)$$

$$\xi_i = \frac{x}{h_{oi}} \quad (1\text{-}52)$$

h_{oi} - khoảng cách từ cốt thép thứ i đến mép chịu nén của tiết diện (xem hình 1.18).



Hình 1.18. *Sơ đồ tính toán tiết diện đặt cốt thép theo chu vi*

Giá trị $\sigma_{si} > 0$ là ứng suất kéo, $\sigma_{si} < 0$ là ứng suất nén, đồng thời σ_{si} phải thỏa mãn điều kiện (1-13) được chép lại như sau:

$$-R_{sc} \le \sigma_{si} \le R_s \quad (1\text{-}13)$$

Điều kiện tính toán về khả năng chịu lực là:

$$M_* = N\eta e_0 \le M_{gh} \quad (1\text{-}53)$$

M_* - mômen ngoại lực lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện;

M_{gh} - khả năng chịu lực của tiết diện;

$$M_{gh} = 0,5R_b bx(h - x) + \Sigma\sigma_{si}A_{si}y_i \quad (1\text{-}54)(*)$$

y_i - khoảng cách từ thanh cốt thép thứ i đến trục đi qua trọng tâm tiết diện và song song với mép vùng nén.

$$y_i = h_{oi} - 0,5h \qquad (1\text{-}55)(*)$$

y_i lấy giá trị dương khi thanh cốt thép nằm ở vào nửa tiết diện xa hơn so với điểm đặt lực lệch tâm N ($y_1 > 0$), lấy giá trị âm khi thanh cốt thép ở vào nửa tiết diện gần hơn với điểm đặt N ($y_t < 0$).

Chiều cao vùng bêtông chịu nén x được xác định từ điều kiện cân bằng lực:

$$N = R_b bx - \Sigma\sigma_{si}A_{si} \qquad (1\text{-}56)$$

Việc lập công thức để kiểm tra hoặc tính toán cốt thép là khá phức tạp. Trong thiết kế thực tế nên lập và dùng biểu đồ tương tác sẽ thuận lợi hơn.

1.5.3. Biểu đồ tương tác của một tiết diện

Với tiết diện đã biết, xác định các A_{si}, h_{oi}, y_i. Cho x thay đổi, ban đầu lấy x = 0,1h rồi tăng dần đến x = h. Với mỗi giá trị của x tính được ξ_i, σ_{si}, từ đó tính ra một cặp giá trị N và M_*. Chú ý rằng với x khá bé có thể tính được N < 0 ứng với trường hợp kéo lệch tâm, không dùng các giá trị đó. Chỉ lấy số liệu để vẽ biểu đồ khi $N \geq 0$.

Thí dụ 1.16:

Vẽ biểu đồ tương tác cho tiết diện ở hình 1.18 với các số liệu sau: b = 400; h = 800mm, bêtông có R_b = 14,5MPa, cốt thép gồm 16ϕ22 xếp thành 6 lớp (4ϕ + 2ϕ + 2ϕ + 2ϕ + 2ϕ + 4ϕ); $R_s = R_{sc}$ = 365MPa, a = 40mm. Số liệu về cốt thép ghi trong bảng sau:

Ký hiệu	A_{s1}	A_{s2}	A_{s3}	A_{s4}	A_{s5}	A_{s6}
A_{si}, mm^2	1520	760	760	760	760	1520
h_{oi}, mm	760	616	472	328	184	40
y_i, mm	360	216	72	-72	-216	-360

Tính toán σ_{si} theo công thức (1-14) trong đó lấy $\sigma_{sc.u}$ = 400MPa.

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 14,5 = 0,734$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}}\left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1\right) = \frac{400}{1 - \frac{0,734}{1,1}}\left(\frac{0,734}{\xi_i} - 1\right) = 1202\left(\frac{0,734}{\xi_i} - 1\right)$$

Đồng thời $-365 \leq \sigma_{si} \leq 365$.

Cho x thay đổi từ 80mm đến 800mm tính được các ξ_i và σ_{si}, kết quả ghi ở trong bảng sau:

---

* Ở thành phần thứ hai vế phải của công thức (1-54) và cả công thức (1-55) tác giả dùng dấu ngược với văn bản của TXCDVN356-2005.

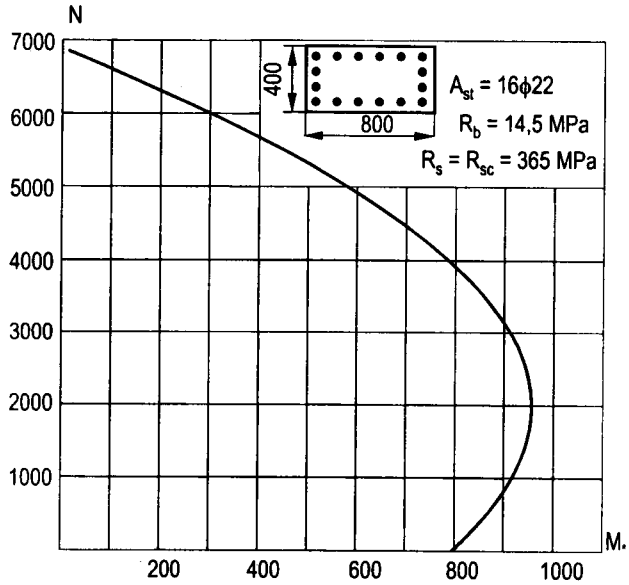
x, mm	A_{s1}; h_{01} = 760		A_{s2}; h_{02} = 616		A_{s3}; h_{03} = 472		A_{s4}; h_{04} = 328		A_{s5}; h_{05} = 184		A_{s6}; h_{06} = 40	
	ξ_1	σ_{s1}	ξ_2	σ_{s2}	ξ_3	σ_{s3}	ξ_4	σ_{s4}	ξ_5	σ_{s5}	ξ_6	σ_{s6}
80	×	365	×	365	×	365	×	365	0,432	365	2	-365
160	×	365	×	365	×	365	0,488	365	0,869	-186	×	-365
240	×	365	×	365	0,508	365	0,731	5	1,304	-365	×	-365
320	0,421	365	0,591	365	0,678	99	0,975	-297	×	-365	×	-365
400	0,526	365	0,649	157	0,847	-160	1,219	-365	×	-365	×	-365
480	0,631	196	0,779	-69	1,017	-334	×	-365	×	-365	×	-365
560	0,737	-5	0,909	-231	1,186	-365	×	-365	×	-365	×	-365
640	0,842	-154	1,039	-352	×	-365	×	-365	×	-365	×	-365
720	0,947	-270	1,168	-365	×	-365	×	-365	×	-365	×	-365
800	1,052	-363	1,298	-365	×	-365	×	-365	×	-365	×	-365
Ghi chú: ở những ô có dánh dấu x không cần tính ξ_i mà có thể lấy $\sigma_{si} = R_s$ hoặc $\sigma_{si} = -R_{sc}$												

Kết quả tính toán các thành phần và giá trị của N; M_* ghi trong bảng sau:

x	$R_b bx$ 10^3	$\Sigma\sigma_{si}A_{si}$ 10^3	N 10^3	$0,5\ R_b bx(h-x)$ 10^6	$\Sigma\sigma_{si}A_{si}y_i$ 10^6	M_* 10^6
80	464	1108	-644	167	398	565
160	928	967	-39	297	488	785
240	1392	281	1111	389	537	926
320	1856	-150	2006	445	539	984
400	2320	-556	2876	464	495	959
480	2784	-1115	3899	460	356	816
560	3248	-1567	4815	389	218	607
640	3712	-1886	5598	297	117	414
720	4176	-2072	6248	188	52	240
800	4640	-2231	6853	0	0	0

Loại bỏ các kết quả ứng với N < 0. Ứng với N = 0 nội suy được M_* = 790. Các cặp giá trị N và M_* dùng để vẽ biểu đồ tương tác ghi trong bảng và biểu đồ thể hiện ở hình 1.19.

N (kN)	0	1111	2006	2876	3899	4815	5598	6248	6853
M_*(kNm)	790	926	984	959	816	607	414	240	0



Hình 1.19. Biểu đồ tương tác theo thí dụ 1.16

1.5.4. Sử dụng biểu đồ tương tác

Sử dụng biểu đồ tương tác chủ yếu là để kiểm tra khả năng chịu lực. Biểu đồ chia một phần tư mặt phẳng làm hai miền: trong và ngoài. Với một cặp nội lực M và N cần xét uốn dọc để xác định hệ số η và tính $M_* = N\eta e_0$. Một cặp giá trị N và M_* xác định một điểm. Khi điểm đó nằm ở miền trong thì tiết diện đủ khả năng chịu lực.

Ghi chú: Với kết cấu siêu tĩnh và bỏ qua uốn dọc mà $e_1 = \dfrac{M}{N} > e_a$ thì $M_* = M$.

1.5.5. Họ biểu đồ không thứ nguyên

Để tính toán cốt thép thì nên vẽ và dùng họ biểu đồ không thứ nguyên với b, h và giá trị A_{st} bất kỳ. Tuy vậy cần dự kiến việc bố trí cốt thép (số thanh, số lớp) để xác định tỷ lệ $p_i = \dfrac{A_{si}}{A_{st}}$. Ví dụ ở hình 1.18 có A_{st} = 16ϕ bố trí thành 6 lớp (k = 6). $A_{s1} = A_{s6} = 4\phi$; $A_{s2} = A_{s3} = A_{s4} = A_{s5} = 2\phi$.

Như vậy $p_1 = p_6 = \dfrac{4\phi}{16\phi} = 0,25$ và $p_2 = p_3 = p_4 = p_5 = \dfrac{2\phi}{16\phi} = 0,125$

Đặt:
$$n = \frac{N}{R_b bh};\ m = \frac{M_*}{R_b bh^2} = \frac{N\eta e_0}{R_b bh^2} \qquad (1\text{-}57)$$

Tính toán n và m trên cơ sở biến đổi các công thức (1-56) và (1-54) dựa vào các thông số không thứ nguyên k_i, ρ_i, β_i, μ_t và ξ như sau:

$$n = \xi - \mu_t \Sigma p_i \rho_i \quad (1\text{-}58)$$

$$m = 0{,}5\xi(1 - \xi) + \mu_t \Sigma p_i \rho_i \beta_i \quad (1\text{-}59)$$

trong đó:

$$\beta_i = \frac{y_i}{h};\ \rho_i = \frac{\sigma_{si}}{R_b} \quad (1\text{-}60a)$$

$$\xi = \frac{x}{h};\ \mu_t = \frac{A_{st}}{bh} \quad (1\text{-}60b)$$

Các giá trị β_i được xác định như sau: Gọi t là số lớp cốt thép, a là chiều dày lớp đệm, s là khoảng cách giữa các lớp.

Đặt: $\delta = \frac{a}{h};\ \alpha_0 = \frac{s}{h}$

Tính được: $s = \frac{h - 2a}{t - 1}$ do đó:

$$\alpha_0 = \frac{s}{h} = \frac{1 - 2\delta}{t - 1} \quad (1\text{-}61)$$

Tính: $h_{oi} = h - a - (i - 1)s$

$$\gamma_i = \frac{h_{oi}}{h} = 1 - \delta - (i - 1)\alpha_0 \quad (1\text{-}62)$$

$$y_i = h_{oi} - 0{,}5h$$

$$\beta_i = \frac{y_i}{h} = \gamma_i - 0{,}5 \quad (1\text{-}63)$$

Các giá trị ρ_i được tính như sau:

$$\rho_i = \frac{\sigma_{si}}{R_b} = \frac{\sigma_{sc.u}}{R_b\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}\left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1\right)$$

$$\xi_i = \frac{x}{h_{oi}} = \frac{x}{\gamma_i h} = \frac{\xi}{\gamma_i} \text{ với } \gamma_i = \frac{h_{oi}}{h} = 1 - \delta - (i - 1)\alpha_0$$

Như vậy:

$$\rho_i = \frac{\sigma_{sc.u}}{R_b\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}\left(\frac{\omega\gamma_i}{\xi} - 1\right) \quad (1\text{-}63)$$

Điều kiện:

$$-\rho_{sc} = -\frac{R_{sc}}{R_b} \le \rho_i \le \frac{R_s}{R_b} = \rho_s \quad (1\text{-}63b)$$

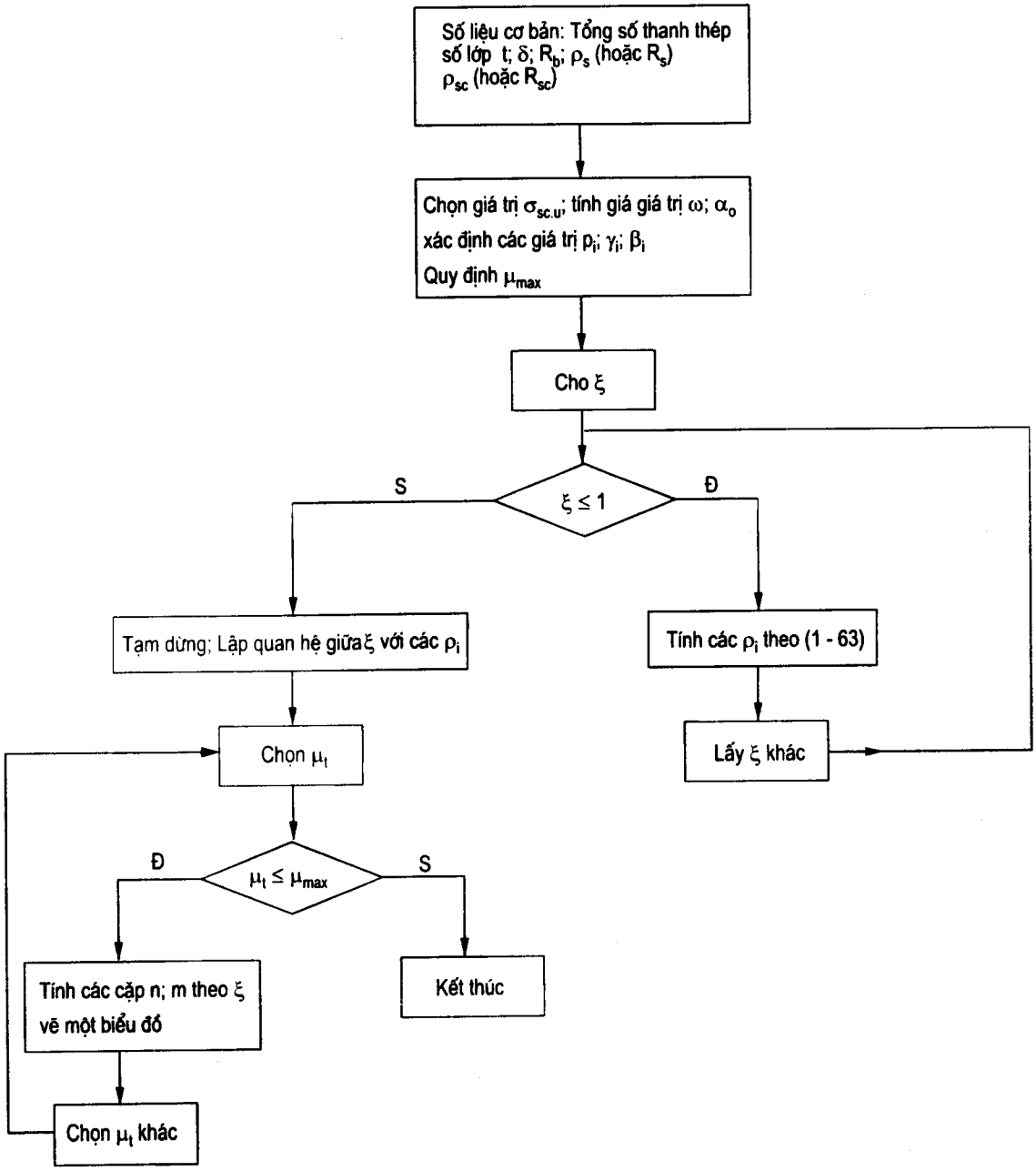
Giá trị μ_t tự chọn. Với mỗi μ_t có một biểu đồ. Cho μ_t nhiều trị số khác nhau (0 ÷0,06) sẽ có một họ biểu đồ.

$\xi = \frac{x}{h}$, khi tính toán cho ξ thay đổi từ 0,1 đến 1.

Ứng với mỗi giá trị ξ sẽ có một cặp số liệu n và m.

Tóm lại mỗi họ biểu đồ được thực hiện bởi các thông số cơ bản sau: $\delta = \frac{a}{h}$ $(\delta = 0,04 \div 0,12)$, tổng số thanh cốt thép và số lớp t; giá trị R_b và $\rho_s = \frac{R_s}{R_b}$, $\rho_{sc} = \frac{R_{sc}}{R_b}$.

Sơ đồ khối để tính n, m và của họ biểu đồ cho trên hình vẽ.



Thí dụ 1.17:

Tính toán và lập họ biểu đồ cho tiết diện chữ nhật đặt cốt thép theo chu vi với số thanh bằng 10, đặt thành 4 lớp (3ϕ + 2ϕ + 2ϕ +3ϕ). R_b = 11,5 MPa; $R_s = R_{sc}$ = 280.

Tỷ số: $\delta = \frac{a}{h} = 0,10$

Với k = 4; δ = 0,10 tính các hệ số p_i, γ_i, β_i và ghi kết quả trong bảng sau:

$$\alpha_0 = \frac{1-2\delta}{t-1} = \frac{1-0,2}{4-1} = \frac{0,8}{3};$$

$$\gamma_1 = 1 - \delta - (1 - 1)\,\alpha_0 = 0,9.$$

$$\gamma_2 = 1-\delta-(2-1)\alpha_0 = 1-0,1-\frac{0,8}{3} = 0,6333;$$

$$\gamma_3 = 0,3666;$$

$$\gamma_4 = 0,1$$

Ký hiệu	$A_{s1} = 3\phi$	$A_{s2} = 2\phi$	$A_{s3} = 2\phi$	$A_{s4} = 3\phi$
p_i	0,30	0,20	0,20	0,30
γ_i	0,90	0,6333	0,3666	0,10
β_i	0,40	0,1333	-0,1333	-0,40

Chọn: $\sigma_{sc.u}$ = 4000MPa.

Tính: $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 11,5 = 0,758$.

$$\rho_s = \rho_{sc} = \frac{R_s}{R_b} = \frac{280}{11,5} = 24,34$$

$$\rho_i = \frac{\sigma_{sc.u}}{R_b(1-\frac{\omega}{1,1})}\left(\frac{\omega\gamma_i}{\xi}-1\right) = 111,8\left(\frac{0,758\gamma_i}{\xi}-1\right)$$

Đồng thời: $-24,34 \le \rho_i \le 24,34$.

Cho ξ các giá trị thay đổi từ 0,1 đến 1, tính ra các ρ_i ghi trong bảng sau:

ξ	ρ_1 với $\gamma_1 = 0,9$	ρ_2 với $\gamma_2 = 0,6333$	ρ_3 với $\gamma_3 = 0,3666$	ρ_4 với $\gamma_4 = 0,10$
0,10	24,34	24,34	24,34	-24,34
0,20	24,34	24,34	24,34	-24,34
0,30	24,34	24,34	-8,22	-24,34
0,40	24,34	22,38	-24,34	-24,34

ξ	ρ_1 với $\gamma_1 = 0,9$	ρ_2 với $\gamma_2 = 0,6333$	ρ_3 với $\gamma_3 = 0,3666$	ρ_4 với $\gamma_4 = 0,10$
0,50	24,34	-4,46	-24,34	-24,34
0,60	15,31	-22,3	-24,34	-24,34
0,70	-2,84	-24,34	-24,34	-24,34
0,80	-16,46	-24,34	-24,34	-24,34
0,90	-24,34	-24,34	-24,34	-24,34
1,0	-24,34	-24,34	-24,34	-24,34

Cho $\mu_t = 0,01$ tính ra các cặp giá trị n, m:

ξ	Tính toán n					Tính toán m				
	$p_1\rho_1$	$p_2\rho_2$	$p_3\rho_3$	$p_4\rho_4$	n	$p_1\rho_1\beta_1$	$p_2\rho_2\beta_2$	$p_3\rho_3\beta_3$	$p_4\rho_4\beta_4$	m
0,1	7,302	4,868	4,868	-7,302	0,0026	2,920	0,649	0,649	2,92	0,1034
0,2	7,302	4,868	4,868	-7,302	0,1026	2,920	0,649	0,649	2,92	0,1384
0,3	7,302	4,868	-1,644	-7,302	0,2677	2,920	0,649	0,649	2,92	0,1721
0,4	7,302	4,476	-4,868	-7,302	0,4039	2,920	0,597	0,649	2,92	0,1908
0,5	7,302	-0,892	-4,868	-7,302	0,5576	2,920	-0,119	0,649	2,92	0,1887
0,6	4,593	-4,47	-4,868	-7,302	0,7204	1,837	-0,596	0,649	2,92	0,1681
0,7	-0,852	-4,868	-4,868	-7,302	0,8789	-0,341	-0,649	0,649	2,92	0,1308
0,8	-4,938	-4,868	-4,868	-7,302	1,0197	-1,975	-0,649	0,649	2,92	0,0894
0,9	-7,302	-4,868	-4,868	-7,302	1,1434	-2,920	-0,649	0,649	2,92	0,045
1,0	-7,302	-4,868	-4,868	-7,302	1,2434	-2,920	-0,649	0,649	2,92	0,00

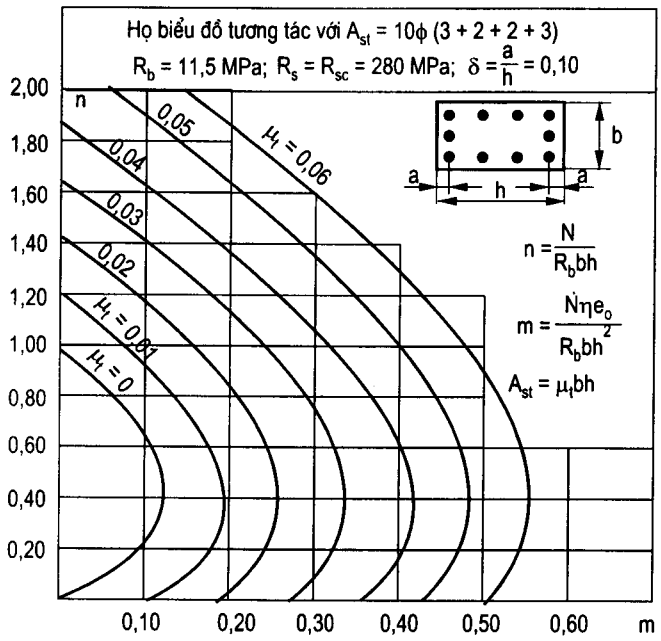
Các cặp giá trị n, m ứng với $\mu_t = 0,01$ được tổng kết lại như sau:

n	0,0026	0,1026	0,2677	0,4039	0,5576	0,7204	0,8789	1,019	1,143	1,243
m	0,1034	0,1384	0,172	0,1908	0,1887	0,1681	0,1308	0,0894	0,045	0,00

Tiếp tục cho μ_t các giá trị khác sẽ tính và vẽ các biểu đồ, tất cả hợp thành họ biểu đồ (hình 1.20).

Ở phụ lục có cho một số họ biểu đồ như vậy, có thể dùng cho thiết kế thực tế.

Các cơ sở thiết kế nên theo hướng dẫn trên đây lập ra nhiều họ biểu đồ để dùng.



Hình 1.20. *Họ biểu đồ tương tác không thứ nguyên*

Thí dụ 1.18:

Cho tiết diện cột b = 250; h = 400; chiều dài tính toán l_0 = 3m; khung siêu tĩnh. Bêtông có R_b = 11,5 MPa. Cặp nội lực N = 1380 kN; M = 92kNm. Dự kiến đặt cốt thép theo chu vi gồm 10ϕ thành 4 lớp (3ϕ + 2ϕ + 2ϕ + 3ϕ) bằng cốt thép có R_s = 280MPa. Yêu cầu chọn đường kính thép.

Giả thiết a = 40mm; $\delta = \frac{a}{h} = \frac{40}{400} = 0,1$

Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3000}{400} = 7,5 < 8$ lấy $\eta = 1$

Độ lệch tâm: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{92}{1380} = 0,06667m = 66,67mm$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a = 15mm < e_1; lấy $e_0 = e_1$.

$$M_* = N\eta e_0 = 1380 \times 0,06667 = 92kNm.$$

$$n = \frac{N}{R_b bh} = \frac{1380 \times 1000}{11,5 \times 250 \times 400} = 1,2$$

$$m = \frac{M}{R_b bh^2} = \frac{92 \times 1000000}{11,5 \times 250 \times 40^2} = 0,2$$

Với n = 1,2 và m = 0,2 tìm được điểm nằm giữa hai biểu đồ ứng với μ_t = 0,03 và μ_t = 0,04; nội suy có được μ_t = 0,034.

$$A_{st} = \mu_t bh = 0,034 \times 250 \times 400 = 3400mm^2$$

Dùng 10ϕ22 có diện tích 3800mm^2.

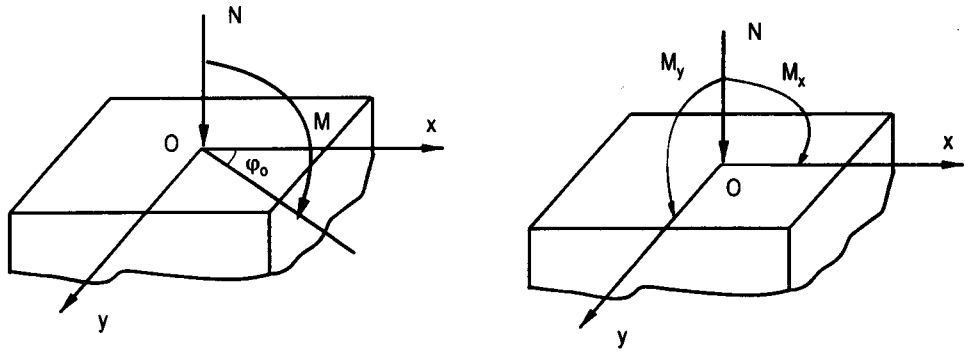
Cũng có thể dùng 4ϕ22 đặt ở 4 góc và 6ϕ20 đặt vào khoảng giữa các cạnh, có diện tích: A_{st} = 1520 + 1885 = 3405mm^2 (cốt thép đặt ở góc dùng ϕ lớn hơn).

1.6. TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CHỊU NÉN LỆCH TÂM XIÊN

1.6.1. Nén lệch tâm xiên

Nén lệch tâm xiên xảy ra khi mặt phẳng tác dụng của mômen uốn M không chứa trục đối xứng của tiết diện. Gọi hai trục đối xứng của tiết diện là ox và oy. Góc giữa mặt phẳng uốn và trục ox là φ_0 (hình 1.21). Có thể phân mômen M thành hai thành phần tác dụng trong hai mặt phẳng chứa trục ox và oy là M_x và M_y.

$$M_x = M\cos\varphi_0;\ M_y = M\sin\varphi_0 \qquad (1\text{-}64)$$



Hình 1.21. *Sơ đồ lực nén lệch tâm xiên*

Trường hợp khi tính toán nội lực đã xác định và tổ hợp riêng M_x và M_y theo hai phương thì mômen tổng M sẽ là:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} \qquad (1\text{-}65)$$

Góc lập bởi véc tơ của mômen M với trục ox là φ_0 mà:

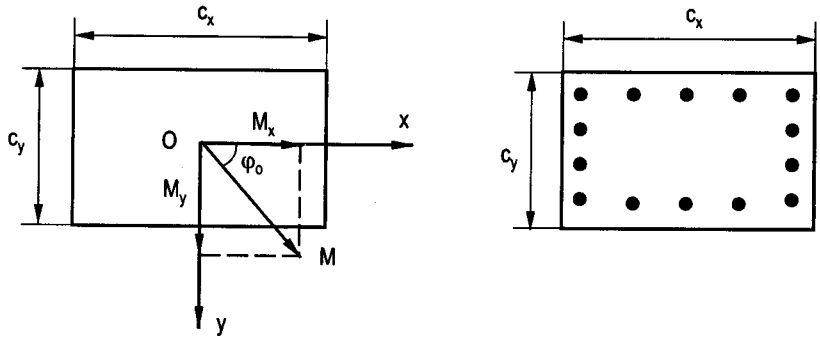
$$tg\varphi_0 = \frac{M_y}{M_x}$$

Gọi các cạnh của tiết diện theo phương ox là c_x, theo phương oy là c_y. Cốt thép được đặt theo chu vi và đối xứng qua hai trục. Trường hợp M_x và M_y có giá trị gần bằng nhau nên làm tiết diện vuông.

Với cột chịu nén lệch tâm xiên cần phân tích liên kết của cột theo cả hai phương để xác định chiều dài tính toán trong từng phương là l_{ox} và l_{oy}. Cần xét uốn dọc theo cả hai

phương và xác định hệ số uốn dọc theo mỗi phương là η_x và η_y. Tính độ lệch tâm tĩnh học theo mỗi phương $e_{1x} = \frac{M_x}{N}; e_{1y} = \frac{M_y}{N}$. Tìm độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo mỗi phương và xác định độ lệch tâm ban đầu e_{ox} và e_{oy}. Do tác dụng của uốn dọc độ lệch tâm tăng lên thành $\eta_x e_{ox}$ và $\eta_y e_{oy}$. Mômen tác dụng theo hai phương tăng lên thành M_x^* và M_y^*:

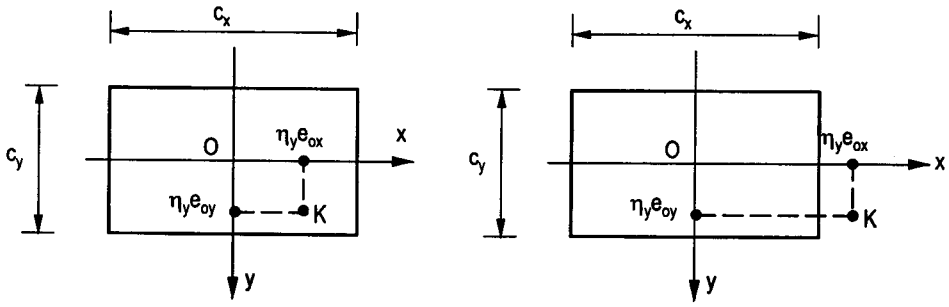
$$M_x^* = N\eta_x e_{ox};\ M_y^* = N\eta_y e_{oy} \tag{1-66}$$



Hình 1.22. *Tiết diện chịu nén lệch tâm xiên*

1.6.2. Sơ đồ tính toán, công thức cơ bản

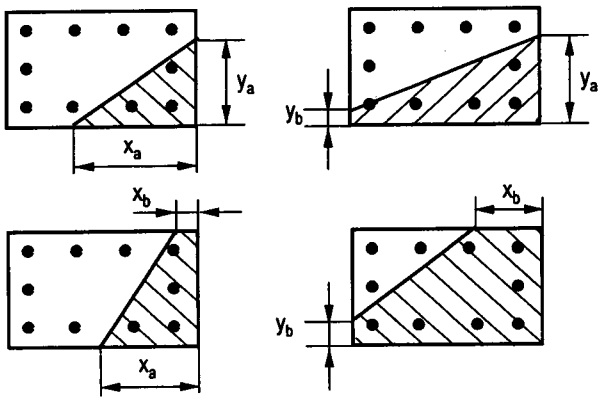
Trên mặt bằng của tiết diện sơ đồ tính toán được đưa về thành một lực N đặt tại điểm K có tọa độ là $\eta_x e_{ox}$ và $\eta_y e_{oy}$ (hình 1.23). Tùy theo tương quan của giá trị độ lệch tâm và cạnh của tiết diện mà điểm K có thể nằm bên trong hoặc bên ngoài tiết diện, điểm K nằm vào góc phần tư nào là tùy thuộc vào chiều của M_x và M_y.



Hình 1.23. *Sơ đồ tính toán nén lệch tâm xiên*

Khi nén lệch tâm xiên, tùy thuộc vào vị trí của điểm K và giá trị lực nén N mà vùng nén của tiết diện có thể là tam giác, hình thang theo cạnh c_x, hình thang theo cạnh c_y, hình ngũ giác (hình 1.24). Giới hạn vùng nén là đường thẳng.

Khi độ lệch tâm khá bé có thể xảy ra trường hợp toàn bộ tiết diện chịu nén.



Hình 1.24. Các dạng vùng nén

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356 - 2005 quy định: trong toàn bộ vùng nén ứng suất trong bêtông đạt R_b và phân bố đều.

Đặt tên cho từng thanh cốt thép theo thứ tự i = 1, 2, ...t. Kẻ đường thẳng đi qua đỉnh tiết diện chịu nén nhiều nhất và song song với mép chịu nén, đặt là trục V-V. Đặt x - chiều cao vùng nén, bằng khoảng cách từ mép vùng nén đến trục V-V.

Đặt: h_{oi} - khoảng cách từ cốt thép thứ i đến trục V-V.

Ứng suất trong mỗi thanh thép là σ_{si} được xác định theo công thức (1-14) với $\xi_i = \dfrac{x}{h_{0i}}$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \dfrac{\omega}{1,1}}\left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1\right) \qquad (1\text{-}14)$$

$\sigma_{si} >$ là kéo; $\sigma_{si} < 0$ là nén, đồng thời $-R_{sc} \le \sigma_{si} \le R_s$.

Để thiết lập công thức và điều kiện tính toán cần kẻ trục U-U song song với mép chịu nén và đi qua trọng tâm thanh cốt thép đặt ở góc xa điểm K nhất (thanh thép chịu kéo lớn nhất hoặc chịu nén bé nhất).

Đặt: e - khoảng cách từ điểm K đến trục U-U.

Điều kiện về khả năng chịu lực được lập bằng cách lấy mômen đối với trục U-U.

$$Ne \le [Ne]_{gh} = R_b S_b - \Sigma\sigma_{si} S_i \qquad (1\text{-}67)$$

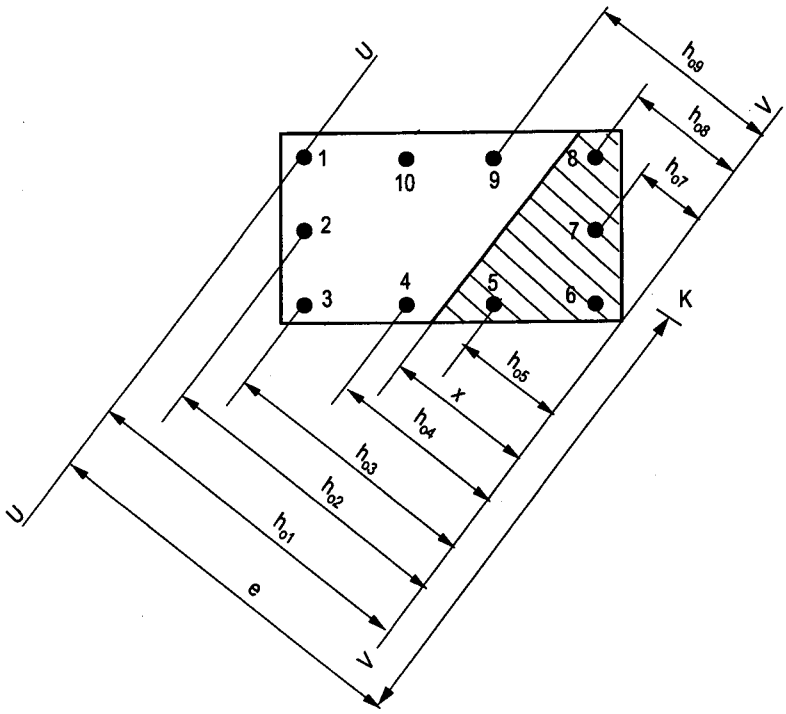
S_b - mômen tĩnh của diện tích vùng nén lấy đối với trục U-U.

S_i - mômen tĩnh của diện tích tiết diện thanh thép thứ i đối với trục U-U.

Diện tích vùng chịu nén A_b được xác định từ điều kiện cân bằng lực (1-68) tương tự như công thức (1-56):

$$N = R_b A_b - \Sigma\sigma_{si} A_{si} \qquad (1\text{-}68)$$

A_{si} - diện tích tiết diện thanh thép thứ i.



Hình 1.25

Hình dáng của vùng nén (hình 1.24) thông qua các giá trị x_a, x_b, y_a, y_b được xác định bởi điều kiện thẳng hàng của ba điểm K, B, F.

K - điểm đặt lực N;

B - điểm đặt hợp lực của bêtông và cốt thép vùng nén.

F - điểm đặt hợp lực của cốt thép vùng kéo.

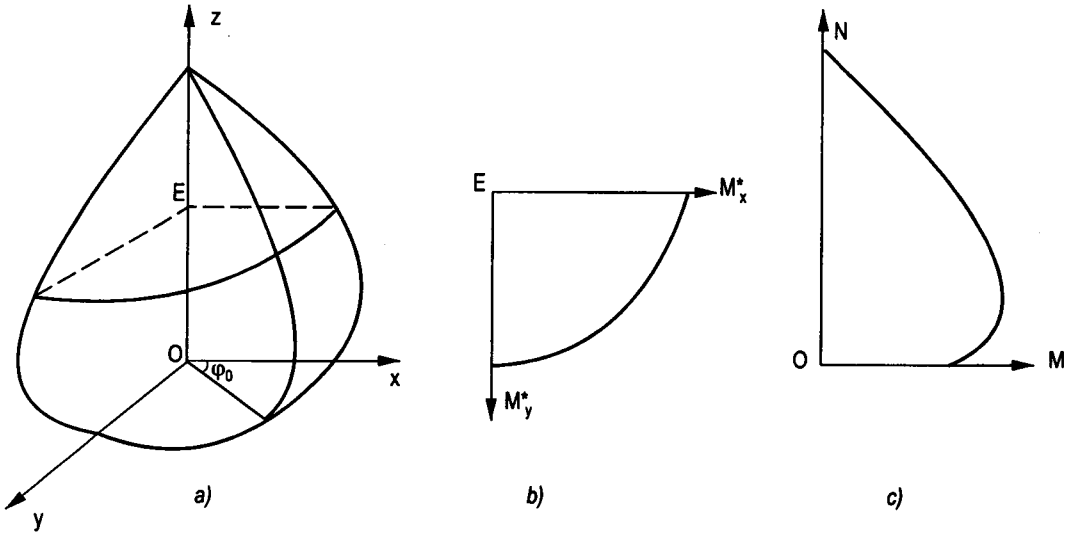
Việc vận dụng trực tiếp các điều kiện (1-67), (1-68) để tính toán là khá phức tạp, thông thường chỉ có thể dự kiến bố trí cốt thép rồi thực hành bài toán kiểm tra theo cách gần đúng dần.

1.6.3. Biểu đồ tương tác

Với nén lệch tâm xiên khả năng chịu lực được biểu diễn thành mặt biểu đồ tương tác. Đó là một mặt cong theo ba trục: trục đứng oz thể hiện giá trị lực nén N, hai trục ngang ox, oy thể hiện mômen uốn M_x^* và M_y^*. Mỗi điểm trên mặt biểu đồ được xác định bởi 3 thông số N, M_x^* và M_y^* (hình 1.26).

Với tiết diện và cốt thép đã cho trước, để đơn giản hóa mà vẫn đủ mức độ khái quát chúng ta chỉ xét trường hợp điểm K nằm trong góc một phần tư, với một đỉnh tiết diện chịu nén lớn nhất. Để xác định các giá trị N, M_x^* và M_y^* chúng ta chọn biến số độc lập là vùng chịu nén thể hiện qua các thông số x_a, y_a, x_b, y_b, từ đó tìm ra giá trị x, diện tích A_b, các giá trị h_{oi} và ξ_i, tính ra các σ_{si}.

Giá trị lực N được tính theo công thức (1-68).



Hình 1.26. *Mặt biểu đồ tương tác nén lệch tâm xiên*

Để tính M^*_x và M^*_y cần xác định tọa độ trọng tâm của A_b là x_c, y_c và tọa độ trọng tâm của thanh thép thứ i là x_i; y_i

$$M^*_x = R_b A_b x_c - \Sigma\sigma_{si} A_{si} x_i \qquad (1\text{-}69a)$$

$$M^*_y = R_b A_b y_c - \Sigma\sigma_{si} A_{si} y_i \qquad (1\text{-}69b)$$

Có thể cắt mặt biểu đồ tương tác bằng hai loại mặt phẳng:

-Mặt phẳng ngang qua điểm E trên trục oz mà OE = N. Kết quả có được là một đường cong với hai trục M^*_x và M^*_y (hình 1.26b).

- Mặt phẳng đứng chứa trục oz và lập với trục ox góc φ_0 mà $tg\varphi_0 = \dfrac{\eta_y e_{oy}}{\eta_x e_{ox}}$. Kết quả có được là một biểu đồ tương tác với trục đứng N và trục ngang $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$ (hình 1.26c).

Dùng các mặt cắt có thể dễ dàng kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện. Tác giả đã hướng dẫn một vài thạc sỹ lập chương trình máy tính để vẽ mặt biểu đồ và các mặt cắt như vừa trình bày nhưng tiếc rằng mức độ phổ biến chưa được rộng rãi (*).

---

* Lý Hoàng Sơn. Nghiên cứu phương pháp thiết kế cấu kiện bêtông cốt thép chịu nén lệch tâm xiên (luận văn - 2006).

Nguyễn Phan Đức Hùng. Nghiên cứu đánh giá phương pháp tính toán thực hành cột bêtông cốt thép chịu nén lệch tâm xiên (luận văn - 2007).

1.6.4. Phương pháp thực hành tính cốt thép

Nguyên tắc của phương pháp là đổi nén lệch tâm xiên thành nén lệch tâm phẳng tương đương và dùng công thức của nén lệch tâm phẳng để tính toán. Phương pháp này được trình bày trong tiêu chuẩn của nước Anh là BS8110 của nước Mỹ là ACI 318. Tác giả đã dựa vào nguyên tắc trên, lập ra các công thức và điều kiện tính toán phù hợp với tiêu chuẩn của Việt Nam là TCXDVN356 - 2005.

Cho tiết diện chữ nhật cạnh c_x và c_y. Nội lực gồm N, M_x, M_y. Cần xét uốn dọc theo hai phương, xác định hệ số η_x, η_y. Tính mômen uốn đã tăng lên do uốn dọc là M_x^* và M_y^* theo công thức (1-66).

Tùy theo tương quan giữa M_x^* và M_y^* với kích thước các cạnh mà đưa về một trong hai mô hình tính toán. Điều kiện và ký hiệu cho trong bảng:

Mô hình	Theo phương x	Theo phương y
Điều kiện	$\frac{M_x^*}{c_x} > \frac{M_y^*}{c_y}$	$\frac{M_y^*}{c_y} > \frac{M_x^*}{c_x}$
Kí hiệu	$h = c_x$; $b = c_y$ $M_1 = M_x^*$; $M_2 = M_y^*$	$h = c_y$; $b = c_x$ $M_1 = M_y^*$; $M_2 = M_x^*$

Giả thiết chiều dày lớp đệm a, tính $h_0 = h - a$; $z_a = h - 2a$.

Tìm các số liệu R_b; R_s; R_{sc}, ξ_R như đối với trường hợp nén lệch tâm phẳng. Tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng - mục 1.4.6.3. Khi $R_s = R_{sc}$ thì xác định x_1 theo công thức (1-30).

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} \tag{1-30}$$

Khi $R_s \neq R_{sc}$ xác định x_1 từ phương trình (1-31).

Xác định hệ số chuyển đổi mômen M_2 là m_0.

Khi $x_1 \leq h_0$ thì $m_0 = 1 - \frac{0,6x_1}{h_0}$.

$x_1 > h_0$ thì $m_0 = 0,4$.

Tính mômen tương đương M (đổi lệch tâm xiên ra lệch tâm phẳng).

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} \tag{1-70}$$

$$e_0 = \frac{M}{N};\ e = e_0 + 0,5h - a \tag{1-71}$$

Diện tích cốt thép A'_s được tính theo công thức (1-32)

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - 0,5x)}{R_{sc} Z_a} \quad (1\text{-}32)$$

Khi $x_1 \le \xi_R h_0$ lấy $x = x_1$.

Khi $x_1 \le \xi_R h_0$ xác định x theo công thức gần đúng (1-38)

$$x = \left(\xi_R + \frac{1-\xi_R}{1+50\varepsilon_0^2}\right)h_0 \quad (1\text{-}38)$$

Với: $\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h_0}$;

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc chịu lực là A_{st} lấy bằng:

$$A_{st} = K_s A'_s \quad (1\text{-}72)$$

Đề nghị lấy $K_s = 2,50$.

Khi muốn tăng mức độ an toàn có thể lấy tăng hệ số K_s nhưng cũng không nên lấy K_s lớn hơn 3.

Có được A_{st}, chọn bố trí cốt thép theo chu vi, nên chọn các thanh có đường kính giống nhau và bố trí với mật độ đều trên các cạnh ($s_1 = s_2$ - xem hình 1.17). Khi không thể đặt cốt thép đều theo chu vi thì cần chọn $s_1 < s_2$ để mật độ cốt thép dọc theo cạnh b lớn hơn. Trường hợp chọn cốt thép có đường kính khác nhau thì cần đặt các thanh có đường kính lớn hơn ở các góc và trên cạnh b.

Thí dụ 1.19:

Tiết diện cột có c_x = 600mm; c_y = 400mm. Chiều dài tính toán $l_{ox} = l_{oy}$ = 4m. Lực nén N = 1200kN; mômen M_x = 300kNm; M_y = 156kNm. Cột thuộc khung siêu tĩnh, độ lệch tâm ngẫu nhiên theo hai phương e_{ax} = 20mm; e_{ay} = 15mm. Bêtông có R_b = 13MPa; E_b = 29000MPa. Yêu cầu tính toán cốt thép với $R_s = R_{sc}$ = 280MPa. Hệ số $\xi_R = 0,60$.

1. Xét uốn dọc theo hai phương:

Phương x: $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} = \frac{4000}{6000} = 6,6 < 8$. Lấy $\eta_x = 1$.

$$e_{1x} = \frac{M_x}{N} = \frac{300}{1200} = 0,25\text{m} = 250\text{mm} > e_{ax} = 20.$$

Kết cấu siêu tĩnh, lấy $e_{ox} = \max(e_{1x}, e_{ax}) = 250$mm

$$M_x^* = N\eta e_{ox} = 1200 \times 1 \times 0,25 = 300\text{kNm}(= M_x)$$

Phương y: $\lambda_y = \frac{\log}{c_y} = \frac{4000}{400} = 10 > 8$, cần tính η.

$$e_{1y} = \frac{M_y}{N} = \frac{156}{1200} = 0,13m = 130mm > e_{ay} = 15mm$$

Lấy e_{oy} = 130mm. Tính N_{cr} theo công thức (1-10), trong đó:

I - mômen quán tính của tiết diện theo phương y.

$$I = \frac{c_x c_y^3}{12} = \frac{600 \times 400^3}{12} = 32 \times 10^8 mm^4$$

Hệ số θ theo phương y:

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05c_y}{1,5e_0 + c_y} = \frac{0,2 \times 130 + 1,05 \times 400}{1,5 \times 130 + 400} = 0,75$$

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 29000 \times 32 \times 10^8}{4000^2} = 10875000N$$

$$N_{cr} = 10875kN;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1200}{10875}} = 1,124$$

$$M_y^* = N\eta_y e_{oy} = 1200 \times 1,124 \times 0,13 = 175,3kNm (= \eta_y M_y)$$

2. Mô hình tính toán:

$\frac{M_x^*}{c_x} = \frac{300}{0,6} = 500kN$; $\frac{M_y^*}{c_y} = \frac{175,3}{0,4} = 438$. Có $\frac{M_x^*}{c_x} > \frac{M_y^*}{c_y}$. Vậy tính theo phương x.

$h = c_x = 600$; $b = c_y = 400mm$; $M_1 = M_x^* = 300$; $M_2 = 175,3kNm$.

Giả thiết: a = 40mm; h_0 = 600–40 = 560; z_a = 600–80 = 520. $\xi_R h_0$ = 0,6×560 = 336mm.

3. Tính toán:

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{120 \times 1000}{13 \times 400} = 230,8mm < h_0$$

$$m_0 = 1 - \frac{0,6x_1}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \times 230,8}{560} = 0,7527$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 300 + 0,7527 \times 175,3 \frac{600}{400} = 498kNm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{498}{1200} = 0,415m = 415mm$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 415 + 0,5 \times 600 - 40 = 675mm.$$

Có $x_1 = 230,8 < \xi_R h_0 = 336$. Lấy $x = x_1 = 230,8$mm để tính:

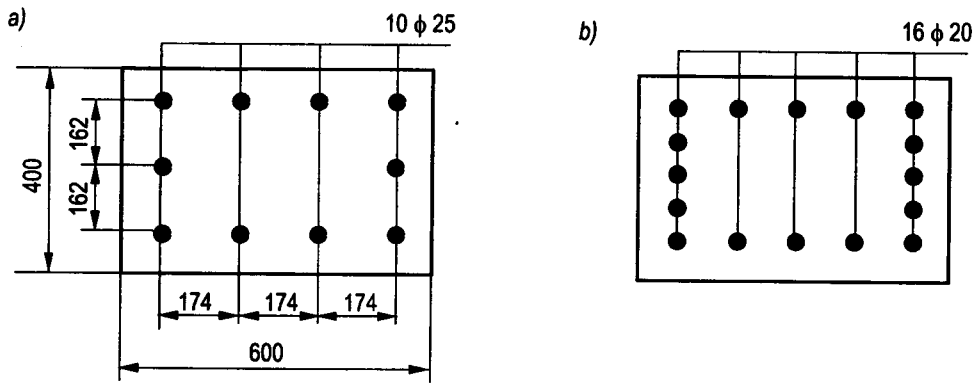
$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} Z_a} = \frac{1200000 \times 675 - 13 \times 400 \times 230,8(560 - 115,4)}{280 \times 520} = 1911 mm^2$$

$A_{st} = K_s A'_s = 2,5 \times 1911 = 4778mm^2$.

4. Xử lý kết quả:

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{bh} = \frac{4778}{400 \times 600} = 0,02 = 2\%$$

Chọn đặt 10ϕ25 với $A_{st} = 4909mm^2$ (hình 1.27a) hoặc chọn 16ϕ20 với $A_{st} = 16 \times 314 = 5024mm^2$ (hình 1.27b). Cũng có thể chọn 8ϕ22 + 6ϕ20 với $A_{st} = 3041 + 1885 = 4926mm^2$.



Hình 1.27. *Tiết diện cột thép theo thí dụ 1.19*

Chọn chiều dày lớp bảo vệ c = 26mm, tính lại:

a = c + 0,5ϕ = 26 + 0,5 × 25 = 39mm, nhỏ hơn giá trị đã dùng trong tính toán.

Thí dụ 1.20:

Với số liệu như ở thí dụ 1.19. Yêu cầu tính cốt thép đủ chịu bộ ba nội lực: N = 2400kN; M_x =142kNm, M_y = 120kNm.

1. Số liệu: $c_x = 600$; $c_y = 400$; $l_{ox} = l_{oy} = 4000$; $R_b = 13$MPa.

$E_b = 29000$MPa; $R_s = R_{sc} = 280$MPa; $\xi_R = 0,6$.

Xét uốn dọc: Phương x có $\lambda = \frac{4000}{600} < 8$ do đó lấy $\eta_x = 1$.

Có: $M_x^* = M_x = 142$kNm

Phương y có: $\lambda = \frac{4000}{400} > 8$. Cần tính η_y.

$$e_1 = \frac{M_y}{N} = \frac{120}{2400} = 0,05m = 50mm > e_a = 15mm \text{ ; lấy } e_{oy} = 50mm.$$

Tính N_{cr} theo công thức (1-10) với: $I = \frac{c_x c_y^3}{12} = \frac{600 \times 400^3}{12} = 32 \times 10^8 mm^4$

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05c_y}{1,5e_0 + c_y} = \frac{0,2 \times 50 + 1,05 \times 400}{1,5 \times 50 + 400} = 0,905$$

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} = \frac{2,5 \times 0,905 \times 29000 \times 32 \times 10^8}{4000^2} = 13122000N = 13122kN;$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2400}{13122}} = 1,224$$

$$M_y^* = N\eta_y e_{oy} = 2400 \times 1,224 \times 0,05 = 146,88kNm \ (= M_y \eta_y)$$

2. Mô hình tính toán:

$$\frac{M_x^*}{c_x} = \frac{142}{0,6} = 237kN; \frac{M_y^*}{c_y} = \frac{146,88}{0,4} = 367kN; \ \frac{M_y^*}{c_y} > \frac{M_x^*}{c_x}.$$

Tính toán theo phương y với h = c_y = 400mm, b = c_x = 600mm; $M_1 = M_y^*$ = 146,88kNm; $M_2 = M_x^*$ = 142kN.

Giả thiết a = 40mm; h_0 = 400 – 40 = 360; Z_a = 320mm.

3. Tính toán:

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2400 \times 1000}{13 \times 600} = 308mm < h_0$$

$$m_0 = 1 - \frac{0,6x_1}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \times 308}{360} = 0,4867.$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 146,88 + 0,4867 \times 142 \times \frac{400}{600} = 193kNm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{193}{2400} = 0,0804m = 80,4mm$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 80,4 + 200 - 40 = 240,4mm$$

$$\xi_R h_0 = 0,6 \times 360 = 216mm.$$

Có $x_1 = 308 > \xi_R h_0$. Tính toán theo trường hợp độ lệch tâm bé. Xác định x theo công thức (1-38) với:

$$\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h_0} = \frac{80,4}{360} = 0,2233.$$

$$x = \left(\xi_R + \frac{1-\xi_R}{1+50\varepsilon_0^2}\right)h_0 = \left(0,6 + \frac{0,4}{1+50\times 0,2233^2}\right)360 = 257,2mm$$

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc}Z_a} = \frac{2400000\times 240,4 - 13\times 600\times 257,2(360-128,6)}{280\times 320} = 1258mm^2$$

$$A_{st} = K_s A'_s = 2,5\times 1258 = 3145mm^2$$

4. Xử lý kết quả:

$$\mu_t = \frac{3145}{600\times 400} = 0,018 = 1,8\%$$

Có thể chọn 16ϕ16 với A_{st} = 16×201 = 3216mm^2 hoặc 10ϕ20.

1.6.5. Tiết diện vuông

Tiết diện vuông chịu nén lệch tâm xiên có thể được tính như tiết diện chữ nhật trong mục 1.6.4.

Riêng tiết diện vuông có cốt thép đặt đều theo chu vi với số lượng từ 8 thanh trở lên (8; 12; 16; 20...) có thể được tính toán gần đúng bằng cách quy về tiết diện tròn tương đương với đường kính D = 1,05 cạnh hình vuông. tính toán với lực nén N và mômen $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$.

1.7. TIẾT DIỆN TRÒN

1.7.1. Đại cương về cột có tiết diện tròn

Cột tiết diện tròn được dùng theo yêu cầu kiến trúc. Khi chụi uốn hoặc nén lệch tâm tiết diện tròn làm việc kém hiệu quả hơn tiết diện chữ nhật vì phần lớn vật liệu tập trung gần trục trung hòa, mép vùng nén bị thu hẹp dần. Ưu điểm cơ bản của tiết diện tròn là đối xứng với mọi trục đi qua trọng tâm do đó trong tính toán không cần phân biệt nén lệch tâm phẳng hoặc nén lệch tâm xiên.

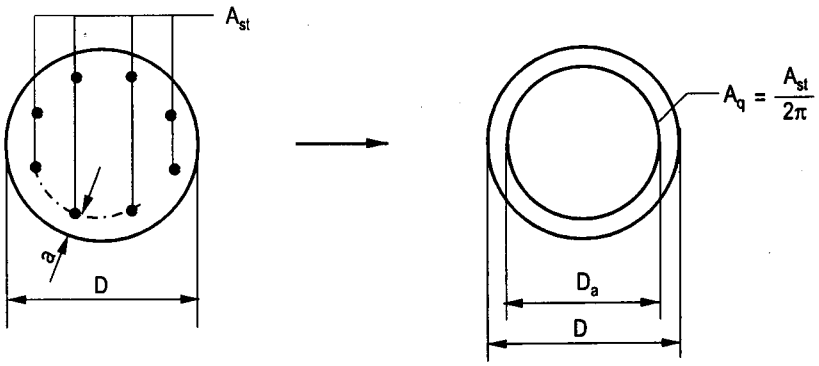
Cột có tiết diện tròn được đặt cốt thép đều theo chu vi, có số lượng từ 6 thanh trở lên. Tuy vậy với những cột có đường kính bé, nếu tính toán được cốt thép quá bé thì có thể chỉ đặt 4 thanh hoặc 3 thanh (trường hợp đặc biệt).

Cốt thép đai trong cột tròn có thể được cấu tạo theo kiểu đai thông thường hoặc cốt thép đai chịu lực gián tiếp dạng lò xo.

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-205 không đưa ra công thức và điều kiện tính toán tiết diện tròn mà chỉ đưa các nguyên tắc tính toán tiết diện vành khuyên. Tác giả đã dựa vào những nguyên tắc đó để lập ra các công thức tính toán tiết diện tròn.

1.7.2. Giả thiết và công thức cơ bản

Trong tiết diện tròn có từ 6 thanh cốt thép trở lên, đặt đều theo chu vi, để thuận tiện cho việc lập công thức tính toán người ta giả thiết cốt thép được phân bố đều trên vòng tròn đường kính D_a với mật độ là $A_q = \frac{A_{st}}{2\pi}$, tính trên cung 1 radian. A_{st} là diện tích tiết diện toàn bột cốt thép dọc. $D_a = A - 2a$, đường kính vòng cốt thép với a là khoảng cách từ tâm của thanh thép đến mép ngoài tiết diện (hình 1.28).

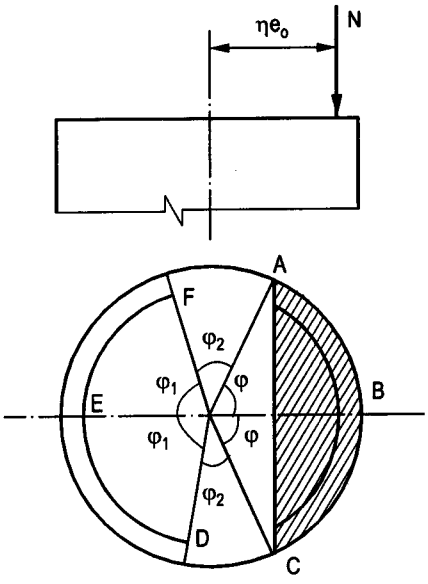


Hình 1.28. Cốt thép trong tiết diện tròn

Sơ đồ tính toán đưa về thành lực N đặt cách trục cột một đoạn ηe_0. Vùng nén của tiết diện được giới hạn bởi đường thẳng vuông góc với mặt phẳng uốn.

Đặt 2φ là góc trung tâm giới hạn của vùng nén (hình 1.29). Trong vùng nén xen ứng suất trong bêtông phân bố đều và bằng R_b; ứng suất trong cốt thép phân bố đều và bằng R_{sc}.

Bỏ qua sự làm việc của bêtông trong vùng kéo. Bỏ qua sự làm việc của phần nhỏ cốt thép ở gần miền trung hòa, trong phạm vi góc φ_2. Chỉ kể đến cốt thép chịu kéo được phân bố trong phạm vi cong $2\varphi_1$ (cung DEF) (hình 1.29) và xem ứng suất phân bố đều, bằng R_s.



Hình 1.29. Sơ đồ tính toán tiết diện tròn

Điều kiện tính toán là:

$$N\eta e_0 \le [Ne]_{gh} \tag{1-73}$$

$$[Ne]_{gh} = \frac{1}{\pi}\left[\frac{2}{3}R_b A r \sin^3\varphi + A_{st}(R_{sc} r_a \sin\varphi + R_s \varphi_1 Z_s)\right] \tag{1.74}$$

Lập phương trình hình chiếu các lực trên phương trục cột, có được:

$$N = \frac{1}{\pi}\left[R_b A(\varphi - 0,5\sin 2\varphi) + R_{sc}A_{st}\varphi - R_s A_{st}\varphi_1\right] \quad (1\text{-}75)$$

Trong hai phương trình trên:

$r = 0,5D$; $r_a = 0,5\ D_a = r - a$ - Bán kính tiết diện và của vòng cốt thép;

$A = \pi r^2 = \frac{1}{4}\pi D^2$ - diện tích tiết diện;

Z_s - khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo (chắn bởi góc $2\varphi_1$) đến trọng tâm tiết diện. Xác định φ_1 và Z_s theo các công thức thực nghiệm:

Đặt:

$$\xi_c = \frac{\varphi}{\pi} \quad (1\text{-}76)$$

Khi $\xi_c \geq 0,15$ thì xác định φ_1 và Z_s như sau:

$$\varphi_1 = \varphi_s\pi \text{ với } \varphi_s = \omega_1 - \omega_2\,\xi_c \quad (1\text{-}77)$$

$$Z_s = (0,2 + 1,3\xi_c)r_a \quad (1\text{-}78)$$

Đồng thời $Z_s \leq r_a$ có nghĩa là cần lấy $(0,2 + 1,3\xi_c) \leq 1$

$$\omega_1 = \eta_r - \frac{\sigma_{sp}}{R_s} \quad (1\text{-}79)$$

η_r - hệ số, đối với cốt thép có giới hạn chảy thực tế $\eta_r = 1,0$ với cốt thép có giới hạn chảy quy ước $\eta_r = 1,10$.

σ_{sp} - ứng suất trước trong cốt thép. Với kết cấu bêtông cốt thép thường thì $\sigma_{sp} = 0$.

$$\omega_2 = \omega_1\delta_c \quad (1\text{-}80)$$

$\delta_c = 1,5 + 0,0006R_s$ (với R_s tính bằng MPa)

Khi tính được $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = \omega_1 = \omega_2 = 0$ để tính tiếp.

Khi $\xi_c < 0,15$ thì lấy $\xi_c = 0,15$ để tính φ_s và Z_s theo công thức (1-77) và (1-78).

1.7.3. Các loại bài toán

Có thể dùng các phương trình và công thức đã có để giải bài toán kiểm tra và bài toán xác định cốt thép. Tuy vậy việc tính toán bằng công thức là khá phức tạp vì phải giải phương trình lượng giác. Để dùng cho thiết kế thực tế thường lập biểu đồ hoặc họ biểu đồ tương tác.

1.7.3.1. Bài toán kiểm tra

Biết kích thước tiết diện và bố trí cốt thép. Yêu cầu kiểm tra xem tiết diện có đủ khả năng chịu cặp nội lực N; M.

1. Số liệu: Xác định r; A; a; r_a; A_{st}; R_b; E_b; R_s; R_{sc}; e_1; e_a; e_0. Xét uốn dọc bằng tỉ số $\frac{l_0}{D}$. Nếu $\frac{l_0}{D} < 7$ lấy $\eta = 1$. Khi $\frac{l_0}{D} > 7$ cần xác định mômen quán tính $I = \frac{1}{64}\pi D^4$; lấy h = D để tính θ và tính N_{cr}, từ đó tính được η.

2. Tính góc φ: Tạm giả thiết có $\xi_c \geq 0,15$ ($\varphi \geq 0,15\pi$) tính ω_1, ω_2. Từ phương trình (1-75) rút ra phương trình:

$$\varphi = \frac{\pi(N + R_s A_{st}\omega_1) + 0,5R_b A \sin 2\varphi}{R_b A + A_{st}(R_{sc} + \omega_2 R_s)} \qquad (1\text{-}81)$$

Giải phương trình tìm φ bằng cách gần đúng dần, bằng đồ thị hoặc dùng chương trình máy tính.

Điều kiện là $0,15\pi \leq \varphi \leq \pi$.

Nếu tìm được $\varphi < 0,15\pi$ ($\xi_c < 0,15$) thì tính lại φ từ phương trình (1-82) trong đó lấy $\xi_c = 0,15$ để tính φ_s và Z_s:

$$\varphi = \frac{\pi(N + R_s A_{st}\varphi_s) + 0,5R_b A \sin 2\varphi}{R_b A + R_{sc} A_{st}} \qquad (1\text{-}82)$$

3. Kiểm tra: Sau khi có được φ, tính $\varphi_1 = \varphi_s\pi$; Z_s, thay vào công thức (1-74) để tính $[Ne]_{gh}$ và kiểm tra theo điều kiện (1-73).

1.7.3.2. Bài toán tính cốt thép

Biết kích thước tiết diện và cặp nội lực N, M. Yêu cầu tính toán cốt thép A_{st}.

1. Số liệu: Giả thiết a, xác định các trị số r, r_a, A; R_b, E_b, R_s, R_{sc}, tính độ lệch tâm e_1, e_0. Xét uốn dọc, xác định hệ số η.

2. Tính toán: Hiện tại chưa lập được cách tính trực tiếp mà thường phải dùng cách tính gần đúng dần giá trị φ. Đầu tiên cho φ một giá trị nào đó, tìm sinφ, sin2φ, $\sin^3\varphi$, từ điều kiện $N\eta e_0 = [Ne]_{gh}$ rút ra:

$$A_{st} = \frac{N\eta e_0 - 0,2122R_b A r \sin^3\varphi}{0,3178R_{sc} r_a \sin\varphi + R_s\varphi_s Z_s} \qquad (1\text{-}83)$$

Với A_{st} và φ đã có, thay vào (1-75) để tính và đặt là N_a. So sánh N_a với N. Nếu $N_a < N$ thì tăng φ lên, tính tiếp cho đến khi được $N_a > N$.

Nếu $N_a > N$ thì giảm φ tính tiếp cho đến khi $N_a < N$. Nội suy giá trị φ ứng với trường hợp $N_a = N$. Dùng giá trị φ đó để tìm A_{st}.

Ban đầu nên chọn φ trong khoảng $(2 \div 3)\frac{N}{R_b A}$.

Thí dụ 1.21:

Cột siêu tĩnh tiết diện tròn D = 400mm; chiều dài tính toán l_0 = 3m. Bêtông có R_b = 14,5MPa; E_b = 30000MPa. Nội lực N = 800kN; M = 176kNm. Yêu cầu tính toán cốt thép bằng thép CIII có $R_s = R_{sc}$ = 365MPa.

1. Số liệu: r = 0,5D = 200mm. Giả thiết a = 40mm; r_a = 200 – 40 = 160.

$$A = \pi r^2 = 3,14 \times 200^2 = 125600mm^2.$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{176}{800} = 0,22m = 220mm;$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a = 15mm.

Kết cấu siêu tĩnh $e_0 = \max(e_1, e_a)$ = 220mm.

Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{D} = \frac{3000}{400} = 7,5 > 7$ cần tính η.

Mômen quán tính: $I = \frac{1}{64}\pi D^4 = \frac{1}{64} \times 3,14 \times 400^4 = 12,566 \times 10^8 mm^4$

Lấy h = D = 400; Tính N_{cr} theo công thức (1-10):

$$\theta = \frac{0,2e_0 + 1,05h}{1,5e_0 + h} = \frac{0,2 \times 220 + 1,05 \times 400}{1,5 \times 220 + 400} = 0,6356$$

$$N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2} = \frac{2,5 \times 0,6356 \times 30000 \times 12,566 \times 10^8}{3000^2} = 6656000N$$

$$N_{cr} = 6656kN; \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{800}{6656}} = 1,137$$

$$N\eta e_0 = 800 \times 1,137 \times 0,22 = 200kNm$$

$$A_{st} = \frac{N\eta e_0 - 0,2122R_b A r \sin^3\varphi}{0,3178R_{sc} r_a \sin\varphi + R_s \varphi_s Z_s}$$

Thay số vào và rút gọn được:

$$A_{st} = \frac{(200 - 77,294\sin^3\varphi)1000}{18,59\sin\varphi + 0,365\varphi_s Z_s}$$

Đầu tiên chọn: $\varphi = \frac{3N}{R_b A} = \frac{3 \times 800000}{14,5 \times 125600} = 1,31$Radian

$\sin\varphi = 0,96618$; $\sin^3\varphi = 0,9019$; $\sin 2\varphi = 0,49826$.

$$\xi_c = \frac{\varphi}{\pi} = \frac{1,31}{3,14} = 0,4172 > 0,15.$$

Cốt thép CIII có giới hạn chảy: $\eta_r = 1,0$; $\omega_1 = 1,0$.

$$\delta_c = 1,5 + 0,0006R_s = 1,5 + 0,0006 \times 365 = 1,72\ ;\ \omega_2 = 1,72.$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2\xi_c = 1 - 1,72 \times 0,4172 = 0,2824$$

$$Z_s = (0,2 + 1,3\xi_c)r_a = (0,2 + 1,3 \times 0,4172)160 = 118,8mm$$

Thay vào công thức tính A_{st}

$$A_{st} = \frac{(200 - 77,294 \times 0,9019)1000}{18,59 \times 0,96618 + 0,365 \times 0,2824 \times 118,8} = 4313mm^2$$

Theo công thức (1-75):

$$N_a = \frac{1}{\pi}\left[R_b A(\varphi - 0,5\sin 2\varphi) + R_{sc}A_{st}\varphi - R_s A_{st}\varphi_1\right]$$

Với: $\varphi_1 = \varphi_s\pi = 0,2824 \times 3,14 = 0,8867$Radian.

$$N_a = \frac{1}{3,14}\left[14,5 \times 125600(1,31 - 0,5 \times 0,49826) + \right.$$
$$\left. + 365 \times 4313 \times 1,31 - 365 \times 4313 \times 0,8867\right] = 827100N$$

$$N_a = 827,1kN > N = 800kN.$$

Giảm bớt φ để tính lại. Lấy $\varphi = 1,28$ Radian.

$$\sin\varphi = 0,9580;\ \sin^3\varphi = 0,87925;\ \sin 2\varphi = 0,54935.$$

$$\xi_c = \frac{1,28}{3,14} = 0,4076 \text{ tính được } \varphi_s = 0,2989;\ Z_s = 116,8mm$$

Tính lại được: $A_{st} = 4322mm^2$; $N_a = 754,6kN < N = 800$.

Nội suy được: $\varphi = 1,30$; tính ra $A_{st} = 4316mm^2$.

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{A} = \frac{4316}{125600} = 0,0343 = 3,43\%$$

Chọn cốt thép: 9ϕ25 với $A_{st} = 4418mm^2$. Chọn lớp bảo vệ c = 26mm; tính lại $a = 26 + \frac{25}{2} = 39mm < 40$.

Thí dụ 1.22:

Lấy số liệu ở thí dụ 1.21, đặt cốt thép 9ϕ25 với $A_{st} = 4418mm^2$; a = 39mm, yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực.

1. Số liệu: r = 200mm; r_a = 200-39 = 161mm; A = $125600mm^2$. $A_{st} = 4418$; $R_b = 14,5$; $R_s = R'_s = 365MPa$; $e_0 = 220mm$.

Xét uốn dọc, đã tính được $\eta = 1,137$ (xem thí dụ 1.21).

Các hệ số $\omega_1 = 1,0$; $\omega_2 = 1,72$ (đã tính).

2. Tính góc φ theo phương pháp thử dần từ phương trình (1-81):

$$\varphi = \frac{\pi(N + R_s A_{st} + \omega_1) + 0,5R_b A \sin 2\varphi}{R_b A + A_{st}(R_{sc} + \omega_2 R_s)}$$

Thay số vào và rút gọn lại, được phương trình:

$$\varphi = 1,221 + 0,1467\sin 2\varphi$$

Giải phương trình tìm được: $\varphi = 1,29$ Radian.

3. Xác định khả năng chịu lực:

$$\sin\varphi = 0,9608;\ \sin^3\varphi = 0,8870;\ \xi_c = \frac{\varphi}{\pi} = 0,4108$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2\,\xi_c = 1 - 1,72 \times 0,4108 = 0,2933$$

$$\varphi_1 = \varphi_s\pi = 0,9212 \text{ Radian.}$$

$$Z_s = (0,2 + 1,3\xi_c)r_a = (0,2 + 1,3 \times 0,4108)161 = 118,2\text{mm}$$

Tính $[Ne]_{gh}$ theo công thức (1-74):

$$[Ne]_{gh} = \frac{1}{\pi}\left[\frac{2}{3} \times 14,5 \times 125600 \times 200 \times 0,887 + \right.$$
$$\left. + 4418(365 \times 161 \times 0,9608 + 365 \times 0,9212 \times 118,2)\right] = 203850000$$
$$[Ne]_{gh} = 203,85\text{kNm}$$

4. Kiểm tra: $N\eta e_0 = 800 \times 1,137 \times 0,22 = 200,11$kNm, có: $N\eta e_0 < [Ne]_{gh} = 203,85$.

Cột đủ khả năng chịu lực.

1.7.4. Biểu đồ tương tác

1.7.4.1. Biểu đồ của một tiết diện

Với tiết diện và cốt thép đã biết, lập biểu đồ tương tác với hai trục là N và $N\eta e_0 = [Ne]_{gh}$.

Để tính toán trước hết tìm hoặc xác định các số liệu r; A; r_a; A_{st}; R_b; R_s; R_{sc}

Tính toán các hệ số δ_c, ω_1, ω_2 theo công thức (1-79), (1-80)

Cho ξ_c thay đổi từ 0,05 đến 1. Với mỗi giá trị của ξ_c tính được: $\varphi = \xi_c\pi$, từ đó tìm $\sin\varphi$, $\sin 2\varphi$, tính $\sin^3\varphi$.

Tính φ_s và φ_1 theo công thức (1-77) và Z_s theo công thức (1-78). Chú ý rằng với $\xi_c < 0,15$ thì lấy $\xi_c = 0,15$ để tính φ_s và Z_s. Nếu tính được $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = 0$.

Với các giá trị đã có được, ứng với mỗi ξ_c tìm được một cặp N và $[Ne]_{gh}$ theo công thức (1-75) và (1-74), từ đó vẽ được biểu đồ tương tác.

Dùng biểu đồ tương tác của một tiết diện cho sẵn chủ yếu là để kiểm tra khả năng chịu lực.

1.7.4.2. Họ biểu đồ không thứ nguyên

Lập họ biểu đồ tương tác không thứ nguyên với hai trục biểu diễn thông số n, m

$$n = \frac{N}{R_b A}; m = \frac{N\eta e_0}{R_b A r} \qquad (1\text{-}84)$$

Để tính toán và vẽ một biểu đồ trong một họ cần dựa vào các thông số cơ bản:

$$\delta = \frac{a}{D}; R_s \text{ và } \alpha = \frac{R_s A_{st}}{R_b A}$$

Với các cốt thép có giới hạn chảy và $R_s \leq 400$MPa (các loại thép CI, CII, CIII, AI, AII, AIII, RB300, RB400, RB400W) có $R_s = R_{sc}$ và $\omega_1 = 1$; $\omega_2 = \delta_c = 1,5 + 0,0006R_s$; $\varphi_s = 1 - \delta_c\xi_c$; $r_a = (1 - 2\delta)r$; $Z_s = \varphi_c(1 - 2\delta)r$ với $\varphi_c = 0,2 + 1,3\xi_c$ và $\varphi_c \leq 1$.

Biến đổi công thức (1-75) và (1-74) thành:

$$n = \xi_c(1 + \alpha) - 0,159\sin 2\varphi - \alpha\varphi_s \qquad (1\text{-}85)$$

$$m = 0,2122\sin^3\varphi + 0,3183(1 - 2\delta)\alpha\sin\varphi + \alpha\varphi_s\varphi_c(1 - 2\delta) \qquad (1\text{-}86)$$

Cho biến số độc lập ξ_c thay đổi trong khoảng 0,05 đến 1 tính ra $\varphi = \xi_c\pi$; $\sin\varphi$; $\sin^3\varphi$; $\sin 2\varphi$; φ_s; từ đó tính được các cặp giá trị n và m, vẽ được một biểu đồ.

Chú ý rằng với $\xi_c < 0,15$ thì lấy $\xi_c = 0,15$ để tính φ_s và φ_c. Khi tính được $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = 0$. Nếu tính được $\varphi_c > 1$ thì lấy $\varphi_c = 1$.

Để có họ biểu đồ, giữ nguyên δ và R_s, cho α thay đổi ($\alpha = 0 \div 1$). Với mỗi α có một biểu đồ.

Khi vẽ biểu đồ cần loại bỏ các cặp có $n < 0$ và nội suy để có giá trị m ứng với $n = 0$.

Thí dụ 1.23:

Tính toán và vẽ họ biểu đồ tương tác cho tiết diện tròn với $\delta = \frac{a}{D} = 0,05$ và $R_s = 280$ MPa

Tính toán: $\delta_c = 1,5 + 0,0006R_s = 1,668$; $\varphi_s = 1 - 1,668\xi_c$.

Tính với: $\alpha = 0,20$; $n = 1,2\xi_c - 0,159\sin 2\varphi - 0,2\varphi_s$

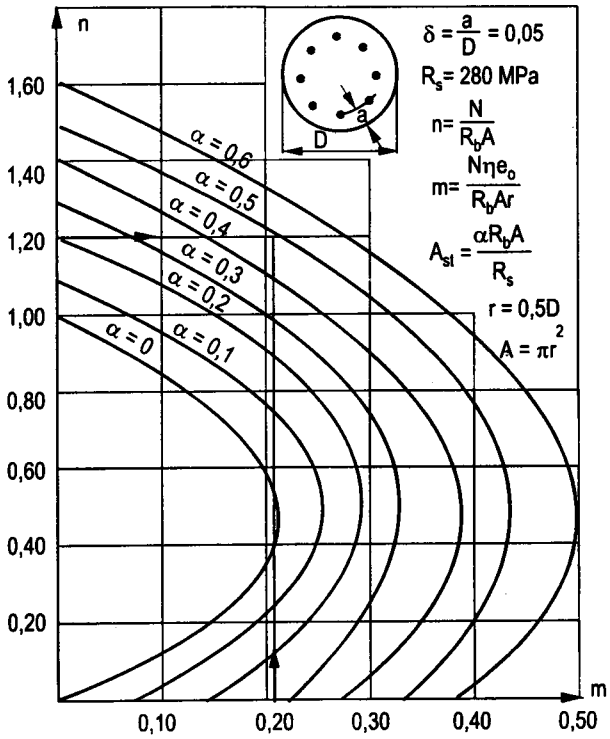
$m = 0,2112\sin^3\varphi + 0,05729\sin\varphi + 0,18\varphi_s\varphi_c$

Cho ξ_c thay đổi từ 0,2 đến1, tính φ, sinφ, $\sin^3\varphi$... tìm được các cặp giá trị n, m trong bảng sau:

ξ_c	0,2	0,28	0,36	0,44	0,52	0,60	0,68	0,76	0,84	0,92	1,0
n	-0,044	0,0732	0,2296	0,4162	0,6292	0,8135	0,960	1,070	1,142	1,180	1,20
m	0,128	0,1952	0,2569	0,2942	0,2875	0,2369	0,176	0,1703	0,0513	0,017	0,00

Lần lượt cho α các giá trị khác sẽ tính toán và vẽ được họ biểu đồ như trên hình 1.30.

Ở phụ lục 6c có cho một số biểu đồ có thể dùng cho thiết kế.



Hình 1.30. *Họ biểu đồ tương tác của tiết diện tròn*

Thí dụ 1.24:

Cột tròn D = 800mm; chiều dài tính toán l_0 = 4m. Bêtông có R_b = 14,5MPa, cốt thép có $R_s = R_{sc}$ = 280MPa. Cặp nội lực N = 8740kN; M = 611,8kNm. Yêu cầu tính cốt thép. kết cấu siêu tĩnh, e_a = 30mm.

1. Số liệu: r = 0,5D = 400mm; Giả thiết a = 40mm.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{611,8}{8740} = 0,07m = 70mm > e_a \text{, lấy } e_0 = 70.$$

Xét uốn dọc: $\lambda = \frac{l_0}{D} = \frac{4000}{800} = 5 < 7$, lấy η = 1.

2. Tính toán: $A = \pi r^2 = 3,14 \times 400^2 = 502400mm^2$.

$$n = \frac{N}{R_b A} = \frac{8740 \times 1000}{14,5 \times 502400} = 1,20$$

$$m = \frac{N\eta e_0}{R_b A r} = \frac{8740000 \times 70}{14,5 \times 502400 \times 400} = 0,21$$

Dùng họ biểu đồ với $\delta = 0,05$ và $R_s = 280$. Ứng với n = 1,20 và m = 0,21 tìm được điểm nằm giữa hai biểu đồ với $\alpha = 0,4$ và 0,5. Nội suy được $\alpha = 0,47$.

$$A_{st} = \frac{\alpha R_b A}{R_s} = \frac{0,47 \times 14,5 \times 502400}{280} = 12228mm^2$$

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{A} = \frac{12228}{502400} = 0,024 = 2,4\%$$

Chọn dùng 25ϕ25 có: $A_{st} = 25 \times 490,9 = 12272mm^2$.

1.7.5. Tiết diện tròn đặc biệt

Khi cột chịu lực tương đối bé nhưng theo yêu cầu về kiến trúc hoặc về hạn chế độ mảnh mà phải chọn đường kính D lớn hơn so với điều kiện đảm bảo khả năng chịu lực thì sẽ tìm được A_{st} quá bé hoặc không cần thiết ($A_{st} < 0$). Lúc này nếu cứ máy móc theo yêu cầu cấu tạo chọn đặt 6ϕ16 thì sẽ quá lãng phí. Trong trường hợp này có thể không cần tuân theo điều kiện về số thanh (tối thiểu là 6) mà có thể chỉ cần đặt 4 thanh theo hình vuông hoặc 3 thanh theo tam giác đều, đỉnh của hình vuông hoặc tam giác đều có thể ở vị trí bất kỳ theo chu vi tiết diện. Gọi A_{st} là diện tích tính toán được theo sơ đồ cốt thép đặt đều, liên tục theo chu vi (dùng biểu đồ tương tác hoặc tính theo công thức).

A_{ch} là diện tích tiết diện cốt thép được chọn để bố trí. Để có thể chỉ đặt 3 thanh hoặc 4 thanh trong tiết diện thì A_{ch} cần tuân theo điều kiện sau:

$$A_{ch} \geq \max(\theta A_{st} \text{ và } 2\mu_{min}A)$$

μ_{min} - tỷ lệ cốt thép tối thiểu, cho ở bảng 1.1.

θ- hệ số lấy theo bảng 1.3.

Bảng 1.3. Hệ số θ dùng cho tiết diện tròn đặc biệt

Số thanh thép trong tiết diện	Giá trị θ ứng với	
	$\eta e_0 \leq 0,12D$	$\eta e_0 > 0,12D$
3	1,4	1,6
4	1,25	1,4

Thí dụ 1.25:

Cột tiết diện tròn D = 320mm; l_0 = 2m thuộc kết cấu siêu tĩnh. Bêtông B15 đổ đứng. Nội lực tính toán gồm N = 380kN; M = 16kNm. Yêu cầu tính và bố trí cốt thép bằng thép CII.

1. Số liệu: r = 0,5D = 160mm; A = πr^2 = 80420mm^2. Giả thiết a = 30mm; $\delta = \frac{a}{D} = \frac{30}{320} = 0{,}094$. Bêtông B15 có cường độ tính toán gốc bằng 8,5MPa. Đổ bêtông theo phương đứng mỗi lớp dày trên 1,5m, hệ số γ_b = 0,85. Có R_b = 0,85 × 8,5 = 7,22. Thép CII có R_s = 280 MPa.

2. Xét uốn dọc:

Độ lệch tâm $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{16}{380} = 0{,}042m$, e_1 = 42mm. Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a \geq \frac{1}{30}D = 11$, lấy e_0= 42mm. Độ mảnh $\frac{l_0}{D} = \frac{2000}{320} = 6{,}25 < 7$; bỏ qua uốn dọc, lấy η = 1.

3. Tính toán:

Có δ = 0,094 xấp xỉ và bé hơn 0,1, có thể dùng họ biểu đồ với δ = 0,1 và R_s = 280.

$$n = \frac{N}{R_b A} = \frac{380 \times 1000}{7{,}22 \times 80420} = 0{,}6544$$

$$m = \frac{N\eta e_0}{R_b A r} = \frac{380000 \times 42}{7{,}22 \times 80420 \times 160} = 0{,}1722$$

Với n và m như trên tìm được điểm nằm bên trong đường biểu đồ với α = 0. Như vậy là không cần cốt thép.

Bán kính quán tính: $i = \frac{1}{4}D = 80mm$; $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2000}{80} = 25$.

Bảng 1.1 cho μ_{min} = 0,001.

$$A_{ch} \geq \max(\theta A_{st} \text{ và } 2\mu_{min}A) = 2 \times 0{,}001 \times 80420 = 161mm^2.$$

Chọn đặt 3ϕ14 với A_{ch} = 462mm^2.

Thí dụ 1.26:

Với số liệu như ở thí dụ 1.25 với cặp nội lực N = 500kN và M = 18,6kNm.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{18{,}6}{500} = 0{,}0372m = 37{,}2mm$$

Bỏ qua uốn dọc, η = 1:

$$n = \frac{500 \times 1000}{7{,}22 \times 80420} = 0{,}861$$

$$m = \frac{500000 \times 37{,}2}{7{,}22 \times 80420 \times 160} = 0{,}2002$$

Tra họ biểu đồ được α = 0,24:

$$A_{st} = \frac{0,24 \times 7,22 \times 80420}{280} = 498mm^2$$

$$\mu_t = \frac{498}{80420} = 0,0062 > 2\mu_{min} = 0,002$$

$A_{st} = 498mm^2$ là khá bé, không nên chọn đặt 6ϕ. Dự kiến chỉ đặt 4ϕ16 với $A_{ch} = 804mm^2$.

$$\eta e_0 = 37,2mm < 0,12D = 0,12 \times 320 = 38,4mm$$

$\theta = 1,25$. Thỏa mãn $A_{ch} > \theta A_{st} = 623mm^2$.

1.7.6. Cột có cốt thép đai lò xo

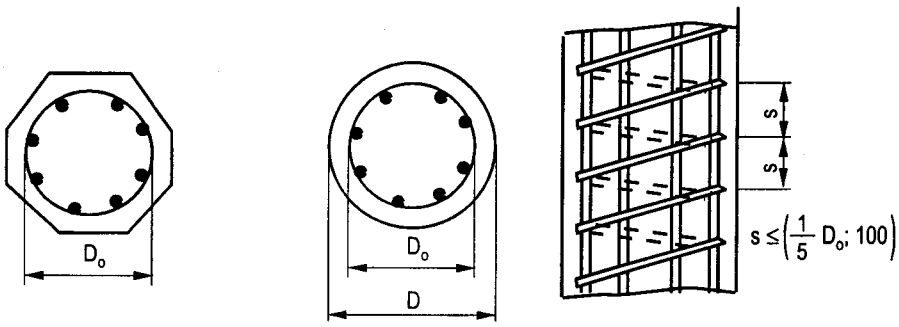
Cột tiết diện tròn hoặc đa giác đều (lục giác, bát giác) với số lượng cốt thép dọc từ 6ϕ trở lên dùng cốt thép đai lò xo có thể kể đến sự làm việc gián tiếp của nó khi thỏa mãn các điều kiện sau:

+ Bước của lò xo $s \le \min\left(\frac{1}{5}D_0 \text{ và } 100mm\right)$ đồng thời $s \ge 40mm$.

+ Độ mảnh: $\lambda_0 = \frac{l_0}{i_0} \le 35$ (bỏ qua uốn dọc).

D_0- đường kính của lò xo, tính đến trục thanh thép; $D_0 \ge 200mm$. $i = \frac{1}{4}D_0$. Bán kính quán tính tiết diện tính toán.

Lúc này cốt thép đai lò xo có tác dụng ngăn cản biến dạng nở hông của bêtông ở bên trong lõi làm cho cường độ bêtông ở đó được tăng lên thành $R_{b.nc}$ (nc: nâng cao) cốt thép đai lò xo làm việc chịu kéo theo phương vòng tròn. Xác định $R_{b.nc}$ theo công thức thực nghiệm (khi $e_0 \le 0,13D_0$).



Hình 1.31. Cột có cốt thép đai lò xo

$$R_{b.nc} = R_b + 2\mu_0 R_{s.0}\left(1 - \frac{7,5e_0}{D_0}\right) \quad (1\text{-}87)$$

$$\mu_0 = \frac{4A_{s.0}}{D_0 s}$$

$R_{s.0}$ - cường độ tính toán về kéo của cốt thép lò xo;

$A_{s.0}$ - Diện tích tiết diện cốt thép lò xo.

Với cấu kiện dùng bêtông hạt nhỏ, giá trị μ_0 đưa vào trong công thức (1-87) lấy không lớn hơn 0,004.

Cột có cốt thép đai lò xo thỏa mãn cả hai điều kiện về s và λ được tính toán theo tiết diện tròn đường kính D_0 và thay R_b bằng $R_{b.nc} > R_b$. Việc tính toán này chỉ có ý nghĩa khi $R_{b.nc}$ khá lớn so với R_b (khi e_0 khá bé so với D_0).

Nếu tính toán kể đến cốt thép lò xo mà khả năng chịu lực thấp hơn so với tiết diện thường (tính toán theo đường kính D và cường độ R_b) hoặc tính toán được cốt thép A_{st} nhiều hơn thì không nên kể đến cốt thép đai lò xo mà chỉ tính toán theo tiết diện thường. Lúc này dùng cốt thép đai lò xo không có hiệu quả.

Thí dụ 1.27:

Lấy số liệu ở thí dụ 1.24. Dự kiến dùng cốt thép đai lò xo $\phi 10$ bằng thép nhóm CIII, bước s = 80mm.

Yêu cầu xác định cốt thép dọc bằng thép nhóm CII.

1. Số liệu: D = 800mm; dự kiến chiều dày lớp bảo vệ cốt thép dọc c_1 = 26mm; lớp bảo vệ cốt thép đai sẽ là $c_2 = c_1 - \phi = 26 - 10 = 16$. Khoảng cách từ mép ngoài đến trục cốt thép đai lò xo là:

$$a_0 = c_2 + \frac{\phi}{2} = 16 + \frac{10}{2} = 21\text{mm}$$

Đường kính lõi: $D_0 = D - 2a_0 = 800 - 2 \times 21 = 758\text{mm}$

Chiều dài tính toán l_0 = 4000mm; nội lực M = 611,8kNm; N = 8740.

R_b = 14,5MPa; $R_s = R_{sc}$ = 280MPa.

Cốt thép lò xo $\phi 10$ có: $A_{s.0} = 78{,}5\text{mm}^2$; $R_{s.0}$ = 365MPa.

2. Kiểm tra điều kiện về s và λ.

$$s = 80\text{mm} < \left(\frac{1}{5}D_0 = 151 \text{ và } 100\text{mm}\right): \text{ thỏa mãn}$$

$$i = \frac{1}{4}D_0 = \frac{758}{4} = 189\text{mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{4000}{189} = 21{,}16 < 35: \text{ thỏa mãn}$$

3. Tính toán:

$$\mu_0 = \frac{4A_{s.0}}{D_0 s} = \frac{4 \times 78,5}{758 \times 80} = 0,005178$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{611,8}{8740} = 0,07m = 70mm$$

$$R_{b.nc} = R_b + 2\mu_0 R_{s.0}\left(1 - \frac{7,5e_0}{D_0}\right) = 14,5 + 2 \times 0,005178 \times 365\left(1 - \frac{7,5 \times 70}{758}\right)$$

$$R_{b.nc} = 15,66MPa.$$

Tính toán với tiết diện có $D = D_0 = 758mm$; $r = 0,5D = 379mm$; $A = \pi r^2 = 451260mm^2$;

Dự kiến dùng cốt thép dọc $\phi 25$, khoảng cách a từ mép tiết diện tính toán (đường kính D_0) đến trục thanh cốt thép dọc là:

$$a = \frac{\phi_{lòxo}}{2} + \frac{\phi}{2} = \frac{10}{2} + \frac{25}{2} = 18mm$$

$$r_a = r - a = 379 - 18 = 361mm;$$

$$\delta = \frac{a}{D} = \frac{18}{758} = 0,024.$$

Tính toán với $R_b = R_{b.nc} = 15,66MPa$; $R_s = 280MPa$.

$$n = \frac{N}{R_b A} = \frac{8740 \times 1000}{15,66 \times 451260} = 1,237$$

$$m = \frac{N\eta e_0}{R_b A r} = \frac{8740000 \times 70}{15,55 \times 451260 \times 379} = 0,2284$$

Dùng họ biểu đồ với $\delta = 0,024$ và $R_s = 280$ với $n = 1,237$ và $m = 0,2284$ tìm được $\alpha = 0,58$.

$$A_{st} = \frac{\alpha R_b A}{R_s} = \frac{0,58 \times 15,66 \times 451260}{280} = 14638mm^2$$

4. Xử lý kết quả:

Khi tính theo tiết diện thường với $D = 800mm$ và $R_b = 14,5MPa$ đã có được cốt thép $A_{st} = 12228\ mm^2$ (xem thí dụ 1.24) bé hơn kết quả vừa tính được. Như vậy trong trường hợp này dùng cốt thép đai lò xo không có hiệu quả. Chỉ cần dùng cốt thép đai thường ($s \leq 15\phi_{min}$), tính toán theo tiết diện thường.

Chương 2

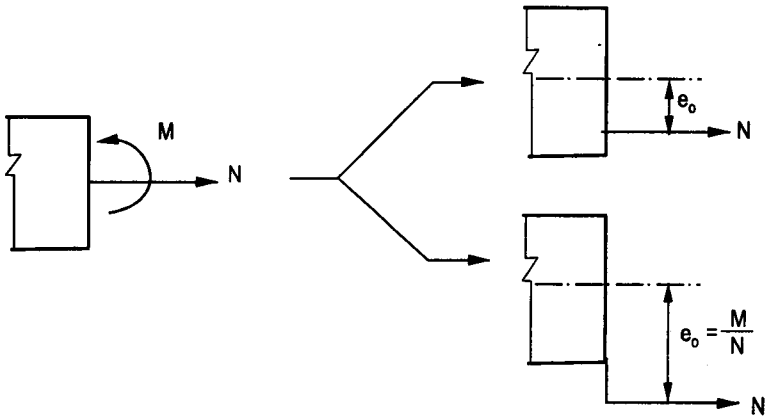
CẤU KIỆN CHỊU KÉO

2.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Cấu kiện chịu tác dụng của nội lực chủ yếu là lực kéo N, ngoài ra có thể chịu thêm mômen uốn M, lực cắt Q.

Khi chỉ có lực kéo N (M = 0) cấu kiện chịu kéo đúng tâm.

Khi có đồng thời N và M, đưa về thành sơ đồ với lực N đặt cách trục cấu kiện một khoảng $e_0 = \frac{M}{N}$. Có cấu kiện kéo lệch tâm. Tùy theo độ lớn của độ lệch tâm e_0 mà lực dọc N có thể đặt trong phạm vi tiết diện hay đặt ra bên ngoài (hình 2.1).



Hình 2.1. *Sơ đồ cấu kiện kéo lệch tâm*

Cấu kiện chịu kéo thường gặp là các thanh kéo trong dàn, thanh căng trong kết cấu vòm, đường ống dẫn có áp, thành của bể chứa, của xilô v.v... Trong các dầm của khung thỉnh thoảng có xuất hiện lực kéo. Khi lực kéo này là khá bé ($N \leq 0{,}1R_{bt}bh$ với R_{bt} là cường độ chịu kéo tính toán của bêtông) thì có thể bỏ qua, tính toán dầm theo cấu kiện chịu uốn. Nếu lực kéo là khá lớn thì cần tính toán dầm theo cấu kiện kéo lệch tâm.

Cấu kiện chịu kéo thường có tiết diện chữ nhật đặt cốt thép dọc và cốt thép ngang liên kết với nhau thành khung hoặc lưới.

Trong cấu kiện kéo đúng tâm đặt cốt thép theo chu vi, diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép dọc là A_{st}, tỉ lệ cốt thép $\mu_t = \frac{A_{st}}{A}$ với A là diện tích tiết diện.

Trong cấu kiện kéo lệch tâm thường đặt cốt thép tập trung theo cạnh b là cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn và phân thành A_s, A'_s.

A_s- cốt thép ở phía chịu kéo nhiều hơn (gần lực N hơn);

A'_s - cốt thép ở phía đối diện với A_s, chịu nén hoặc chịu kéo ít hơn.

Đặt tỉ lệ cốt thép:

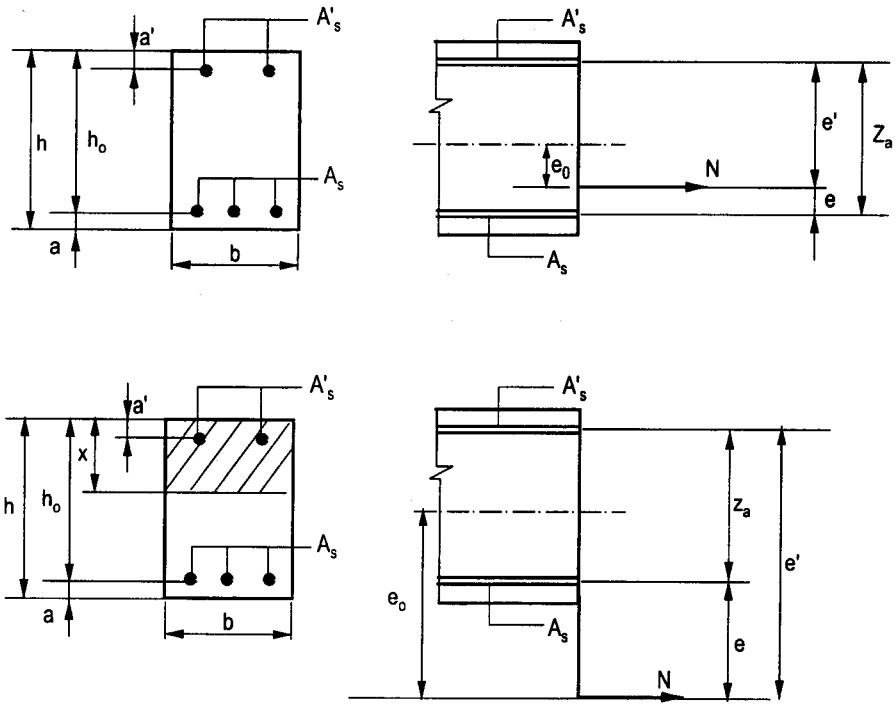
$$\mu = \frac{A_s}{A_b}; \mu' = \frac{A_s}{A_b}$$

A_b - diện tích tiết diện bêtông. Với tiết diện chữ nhật $A_b = bh_0$.

Điều kiện về cấu tạo là:

$$\mu, \mu' \geq \mu_{min}\ ;\ \mu_t \geq 2\mu_{min}.$$

Tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005 quy định lấy μ_{min} = 0,0006 (0,06%) khi lực N đặt trong khoảng giữa A_s và A'_s; lấy μ_{min} = 0,0005 (0,05%) khi N đặt bên ngoài.



Hình 2.2. *Sơ đồ cốt thép cấu kiện kéo lệch tâm*

Nhận thấy rằng quy định μ_{min} như vừa nêu là quá bé, tác giả đề nghị tăng μ_{min} lên bằng 0,001 (0,1%).

Cấu kiện chịu kéo cần được tính toán về khả năng chịu lực theo tiết diện thẳng góc trình bày trong chương này. Trường hợp cấu kiện chịu lực cắt lớn còn cần được tính toán

chịu lực cắt theo tiết diện nghiêng. Ngoài ra còn cần tính toán kiểm tra về hạn chế bề rộng vết nứt.

2.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KÉO ĐÚNG TÂM

Bỏ qua sự chịu kéo của bêtông, chỉ kể đến khả năng chịu kéo của cốt thép. Tính toán theo điều kiện:

$$N \le N_{gh} = R_s A_{st} \qquad (2\text{-}1)$$

N - lực kéo lớn nhất do tải trọng tính toán gây ra;

N_{gh} - khả năng chịu lực (ở trạng thái giới hạn thứ nhất);

R_s - cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép;

A_{st} - diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép dọc.

2.3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU KÉO LỆCH TÂM BÉ

2.3.1. Trường hợp xẩy ra kéo lệch tâm bé

Kéo lệch tâm bé khi lực kéo lệch tâm N đặt trong khoảng giữa cốt thép A_s và A'_s, nghĩa là khi thỏa mãn điều kiện (2-2).

$$e_0 = \frac{M}{N} \le 0,5h - a \qquad (2\text{-}2)$$

Lúc này toàn bộ tiết diện đều chịu kéo, A_s chịu kéo nhiều hơn, A'_s chịu kéo ít hơn.

2.3.2. Điều kiện, công thức cơ bản

Tnh toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé dựa vào hai điều kiện sau:

$$Ne \le [Ne]_{gh} = R_s A'_s Z_a \qquad (2\text{-}3)$$

$$Ne' \le [Ne']_{gh} = R_s A_s Z_a \qquad (2\text{-}4)$$

Z_a- khoảng cách giữa trọng tâm của A_s và A'_s. Có $Z_a = h - a - a'$

e, e' - khoảng cách từ đường tác dụng của N lệch tâm đến trọng tâm của A_s và A'_s (hình 2.2)

$$e = 0,5h - e_0 - a \qquad (2\text{-}5a)$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' \qquad (2\text{-}5b)$$

2.3.3. Vận dụng

Với bài toán kiểm tra khả năng chịu lực cần tính toán vế trái và vế phải trong các biểu thức (2-3), (2-4) rồi so sánh.

Trong bài toán tính cốt thép, cần giả thiết a, a' để xác định các giá trị Z_a; e; e'. Từ phương trình (2-3) và (2-4) rút ra:

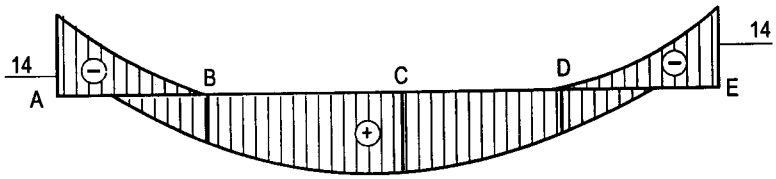
$$A'_s = \frac{Ne}{R_s Z_a}; \quad A = \frac{Ne'}{R_s Z_a} \qquad (2\text{-}6)$$

Tính toán cốt thép chịu kéo lệch tâm bé cần chú ý: Khi tăng N thì cả A_s và A'_s đều tăng nhưng khi tăng M thì A_s tăng còn A'_s giảm. Vì vậy, trong một đoạn cấu kiện có M thay đổi và cùng dấu thì để xác định A_s cần lấy giá trị M lớn nhất còn để xác định A'_s lấy giá trị M nhỏ nhất (M = 0). Trong đoạn cấu kiện có M đổi dấu thì vị trí của A_s và A'_s thay đổi theo dấu của M, cần phải chú ý khi tính toán và cấu tạo cốt thép.

Thí dụ 2.1:

Cho thanh kéo trong dàn có nội lực kéo tính toán N = 280kN, hình bao mômen của thanh dàn đã xác định được như hình vẽ, tiết diện giữa thanh M = 16,8kNm, tại tiết diện ở đầu thanh (liên kết) M = -14kNm.

Tiết diện b = 180mm; h = 260mm; bêtông cấp B20, cốt thép CIII. Yêu cầu tính toán, bố trí cốt thép dọc.



1. Số liệu: CIII có R_s = 365 MPa; Giả thiết a = a' = 35mm;

$$Z_a = 260 - 35 - 35 = 190\text{mm}; \; 0{,}5h - a = 130 - 35 = 95\text{mm}$$

2. Tính toán với đoạn chịu mômen dương với M thay đổi từ 0 đến 16,8kNm. Cốt thép phía dưới là A_s, phía trên là A'_s. Tính A_s tại tiết diện ở giữa với M = 16,8.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16{,}8}{280} = 0{,}06 = 60\text{mm} < 0{,}5h - a = 95\text{mm}$$

Có trường hợp kéo lệch tâm bé:

$$e' = 0{,}5h + e_0 - a' = 130 + 60 - 35 = 155\text{mm}$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{280 \times 1000 \times 155}{365 \times 190} = 626\text{mm}^2$$

Cốt thép phía trên A'_s được tính với M = 0; $e_0 = 0$

$$e = 0{,}5h - e_0 - a = 130 - 35 = 95\text{mm}$$

$$A'_s = \frac{Ne}{R_s Z_a} = \frac{280000 \times 95}{365 \times 190} = 384mm^2$$

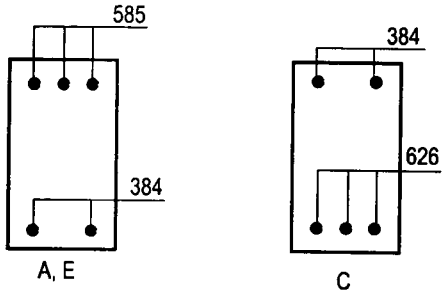
3. Tính toán với hai đoạn AB và DE chịu mômen âm với giá trị thay đổi từ 0 đến 14kNm. Cốt thép phía trên là A_s.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14}{280} = 0,05 = 50mm < 0,5h - a = 95mm$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 130 + 50 - 35 = 145mm.$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{280000 \times 145}{365 \times 190} = 585mm^2$$

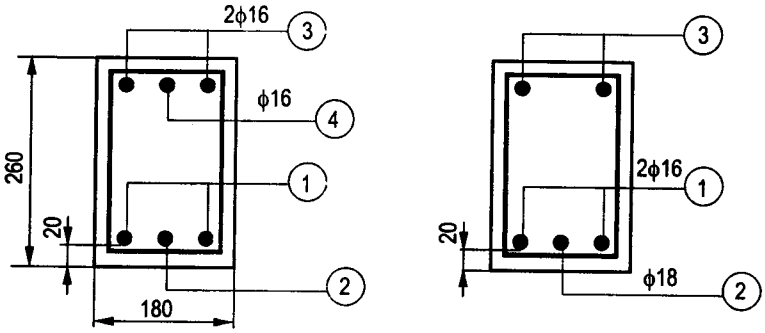
Cốt thép ở phía dưới là A'_s được tính với M = 0 và có $A'_s = 384$



Hình 2.3. *Kết quả tính toán cốt thép theo thí dụ 2.1*

4. Chọn đặt cốt thép. Ở phía dưới chọn 2ϕ16 + ϕ18 = 656mm² có thể đặt suốt cả chiều dài cấu kiện, hoặc để tiết kiệm thì trong vùng chịu mômen âm có thể cắt bớt ϕ18 còn lại 2ϕ16.

Ở phía trên, trong đoạn chịu mômen âm chọn 3ϕ16 = 603mm². Để tiết kiệm, trong đoạn giữa chịu mômen dương cắt bớt ϕ16 còn lại 2ϕ16 với diện tích 402mm².



Hình 2.4. *Cấu tạo cốt thép dọc theo thí dụ 2.1.*

Chọn lớp bảo vệ C = 20mm; tính lại $a = 20 + \frac{18}{2} = 29mm$, nhỏ hơn giá trị đã dùng trong tính toán.

Kiểm tra khoảng hở của cốt thép:

Khoảng hở: $t_0 = \dfrac{180 - 2\times 20 - 2\times 16 - 18}{2} = 45mm$. Đạt yêu cầu.

2.4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KÉO LỆCH TÂM LỚN

2.4.1. Trường hợp xảy ra kéo lệch tâm lớn

Kéo lệch tâm lớn xẩy ra khi lực kéo lệch tâm N đặt ra bên ngoài cốt thép A_s, thể hiện bởi điều kiện:

$$e_0 = \frac{M}{N} > 0,5h - a \qquad (2\text{-}7)$$

Lúc này trên tiết diện có vùng chịu kéo (A_s) và vùng chịu nén (A'_s).

2.4.2. Sơ đồ tính toán và công thức cơ bản

Sơ đồ tính toán của tiết diện thể hiện ở hình 2.2 với x là chiều cao vùng chịu nén. Xem rằng trong vùng nén ứng suất trong bêtông phân bố đều và bằng R_b. Bỏ qua sự làm việc của bêtông vùng kéo. Ứng suất trong cốt thép A_s đạt đến R_s. Khi $x \le \xi_R h_0$ và ứng suất trong A'_s đạt R_{sc} khi $x \ge 2a'$.

Điều kiện về khả năng chịu lực được thiết lập bằng cách lấy tổng mômen các lực đối với trục qua trọng tâm A_s.

$$Ne \le [Ne]_{gh} \qquad (2\text{-}8)$$

$$[Ne]_{gh} = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc}A'_s Z_a \qquad (2\text{-}9)$$

Chiều cao vùng nén x được xác định từ phương trình cân bằng lực:

$$N = R_s A_s - R_b bx - R_{sc} A'_s \qquad (2\text{-}10)$$

$$e = e_0 + a - 0,5h \qquad (2\text{-}11)$$

Trường hợp đặc biệt, khi xẩy ra $x < 2a'$ điều kiện về khả năng chịu lực được thiết lập bằng cách lấy tổng mômen các lực đối với trục qua hợp lực của vùng nén.

$$Ne' \le [Ne']_{gh} = R_s A_s Z \qquad (2\text{-}12)$$

$$e' = e + Z \qquad (2\text{-}13)$$

Z- cánh tay đòn nội lực (có thể lấy bằng Z_a).

2.4.3. Kiểm tra khả năng chịu lực

Biết kích thước tiết diện và cấu tạo cốt thép. Kiểm tra xem tiết diện có chịu được cặp nội lực gồm lực kéo N và mômen M.

1. Số liệu: Biết b, h, R_b; R_s; R_{sc}. Dựa vào R_b và R_s tìm hệ số ξ_R. Dựa vào chiều của mômen M biết vị trí và giá trị của A_s và A'_s. Theo cấu tạo tìm ra a, a', tính Z_a.

2. Tính toán. Tính $e_0 = \frac{M}{N}$, khi $e_0 > 0{,}5h - a$ xảy ra kéo lệch tâm lớn. Tính $e = e_0 + a - 0{,}5h$.

Từ phương trình (2-10) rút ra công thức tính x:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b} \tag{2-14}$$

Xảy ra ba trường hợp sau:

- Trường hợp 1: Khi $2a' \le x \le \xi_R h_0$, thay x vào công thức (2-9) để xác định $[Ne]_{gh}$ và kiểm tra theo điều kiện (2-8).

- Trường hợp 2: Khi $x > \xi_R h_0$ thì lấy $x = \xi_R h_0$ và cũng tính toán theo công thức (2-9).

- Trường hợp 3: Khi $x < 2a'$, kể cả khi tính được $x < 0$, xảy ra trường hợp đặc biệt, cần tính toán và kiểm tra theo điều kiện (2-12).

2.4.4. Tính toán cốt thép

Biết kích thước tiết diện và cặp nội lực N, M. Yêu cầu tính toán cốt thép.

1. Số liệu: Biết b, h, R_b, R_s, R_{sc}. Tìm ξ_R. Dựa vào chiều của mômen để biết vị trí của A_s và A'_s; giả thiết a, a', tính Z_a. Tính $e_0 = \frac{M}{N}$. Khi $e_0 > 0{,}5h - a$ tính toán theo trường hợp kéo lệch tâm lớn. Tính $e = e_0 + a - 0{,}5h$.

2. Tính toán. Lúc này có ba ẩn số cần xác định là x, A'_s và A_s trong khi chỉ có hai phương trình (2-9) và (2-10). Bài toán có nhiều nghiệm trong lúc chỉ cần một nghiệm hợp lý là được.

Có thể tự chọn trước cho x một giá trị tùy ý trong khoảng $2a' \le x \le \xi_R h_0$. Kết hợp điều kiện (2-8) với (2-9) rút ra công thức tính A'_s.

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc} Z_a} \tag{2-15}$$

Khi tính được $A'_s > 0$ thì đem A'_s và x thay vào phương trình (2-10) rút ra công thức tính A_s:

$$A_s = \frac{N + R_b bx + R_{sc} A'_s}{R_s} \tag{2-16}$$

Nếu tính được $A'_s < 0$ thì rút bớt x để tính lại. Khi đã lấy x = 2a' mà vẫn xảy ra $A'_s < 0$ thì chọn A'_s theo cấu tạo và tính A_s bằng công thức (2-17) rút ra từ (2-12):

$$A_s = \frac{N(e+Z)}{R_s Z} \qquad (2\text{-}17)$$

$$Z = \max\ (Z_a \text{ và } \gamma h_0)$$

Giá trị γh_0 là cánh tay đòn nội lực khi không kể đến A'_s trong tính toán (chỉ xem A'_s hoàn toàn là cốt thép cấu tạo hoặc trong một số trường hợp đặc biệt có thể không đặt A'_s).

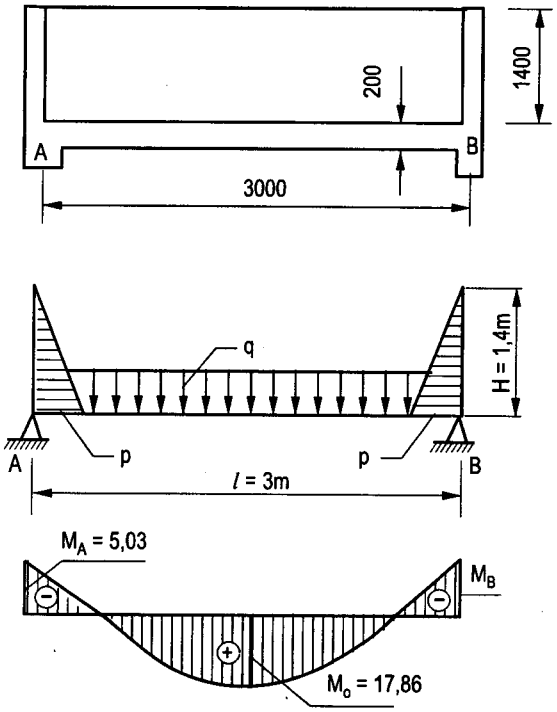
Tính hệ số γ như sau:

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} \qquad (2\text{-}18)$$

$$\gamma = 0,5\left(1+\sqrt{1-2\alpha_m}\right) \qquad (2\text{-}19)$$

Thí dụ 2.2:

Cho mặt cắt ngang của một máng dẫn nước như hình vẽ 2.5. Bêtông cấp B20. Chiều dày đáy 180mm. Yêu cầu tính toán, cấu tạo cốt thép của đáy máng bằng thép nhóm CI.



Hình 2.5. *Hình vẽ của thí dụ 2.2*

1. Sơ đồ tính toán và nội lực: Cắt ngang thân máy, lấy 1m theo chiều dài (b = 1m). Theo phương ngang xem đáy máng kê lên hai gối tựa, nhịp l = 3m. Tải trọng tác dụng lên thành là áp lực ngang của nước p, tải trọng lên đáy là tải trọng thẳng đứng q (chưa kể đến gió).

Dùng hệ số vượt tải 1,1; trọng lượng riêng của nước là 10kN/m^3, của bêtông là 25kN/m^3.

$p = 1,1\times10\times1,4 = 15,4$ kN/m^2.

$q = 1,1(10\times1,4+25\times0,18) = 20,35$ kN/m^2.

Đáy bể chịu lực kéo N và mômen uốn M;

$$N = pb\frac{H}{2} = 15,4\times1\times\frac{1,4}{2} = 10,78\text{kN}$$

Mômen ở chỗ đáy tiếp giáp với thành bể là mômen âm M_A, M_B.

$$M_A = M_B = \frac{1}{6}pbH^2 = \frac{1}{6}\times 15,4\times 1\times 1,4^2 = 5,03kNm$$

Mômen ở giữa đáy là mômen dương M_0.

$$M_0 = \frac{1}{8}qbl^2 - 0,5(M_A + M_B) = \frac{1}{8}\times 20,35\times 3^2 - 5,03 = 17,86kNm$$

2. Số liệu để tính toán cốt thép: b = 1000mm; h = 180mm; R_b = 11,5MPa cốt thép nhóm CI có R_s = 225MPa; ξ_R = 0,654.

Nội lực: Tiết diện A, B có N = 10,78kN; M = –5,03kNm.

Tiết diện giữa có N = 10,78; M = 17,86kNm.

3. Tính toán với tiết diện A, B, nơi tiếp giáp với thành máng mômen âm, cốt thép A_s ở phía trên. Giả thiết a = a' = 25mm.

$$h_0 = h - a = 180 - 25 = 155mm;$$

$$Z_a = h_0 - a' = 155 - 25 = 130mm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,03}{10,78} = 0,4666m = 466,6mm > 0,5h - a = 65mm$$

Tính toán theo trường hợp kéo lệch tâm lớn:

$$e = e_0 + a - 0,5h = 466,6 + 25 - 90 = 401,6m$$

Giả thiết x = 2a' = 50mm, tính A'_s theo công thức (2-15):

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc}Z_a} = \frac{10780\times 401,6 - 11,5\times 1000\times 50(155-25)}{225\times 130} < 0$$

Tính được $A'_s < 0$. Xem $A'_s = 0$ để tính Z.

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b bh_0^2} = \frac{10780\times 401,6}{11,5\times 1000\times 155^2} = 0,01567$$

$$\gamma = 0,5\left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) = 0,5\left(1 + \sqrt{1 - 2\times 0,01567}\right) = 0,99$$

$$\gamma h_0 = 0,99\times 155 = 153mm$$

Z = max (Z_a = 130 và γh_0 = 153). Lấy Z = 153.

Tính toán A_s theo công thức (2-17):

$$A_s = \frac{N(e+Z)}{R_s Z} = \frac{10780(401,6+153)}{225\times 153} = 174mm^2$$

Cốt thép A_s được đặt ở phía trên.

4. Tính toán với tiết diện ở giữa. Mômen dương, A_s ở phía dưới.

Giả thiết a = a' = 25mm; h_0 = 155; Z_a = 130mm.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17,86}{10,78} = 1,657m = 1657mm > 0,5h - a : \text{Kéo lệch tâm lớn.}$$

$$e = e_0 + a - 0,5h = 1657 + 25 - 90 = 1592mm.$$

Giả thiết x = 2a' = 50mm. Tính A'_s:

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc}Z_a} = \frac{10780 \times 1592 - 11,5 \times 1000 \times 50(155 - 25)}{225 \times 130} < 0$$

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b bh_0^2} = \frac{10780 \times 1592}{11,5 \times 1000 \times 155^2} = 0,0621$$

$$\gamma = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0621} = 0,967;$$

$$\gamma h_0 = 0,967 \times 155 = 149mm$$

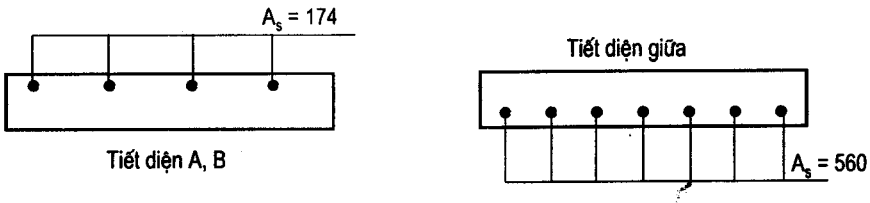
Z = max (Z_a = 130 và γh_0 = 149). Lấy Z = 149.

$$A_s = \frac{N(e + Z)}{R_s Z} = \frac{10780(1592 + 149)}{225 \times 149} = 560mm^2$$

5. Xử lý kết quả:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{174}{1000 \times 155} = 0,00112 = 0,112\% > \mu_{min} = 0,1\%$$

Với tiết diện b = 1m = 1000mm, cốt thép đã tính được ở các tiết diện như trình bày ở hình 2.6.

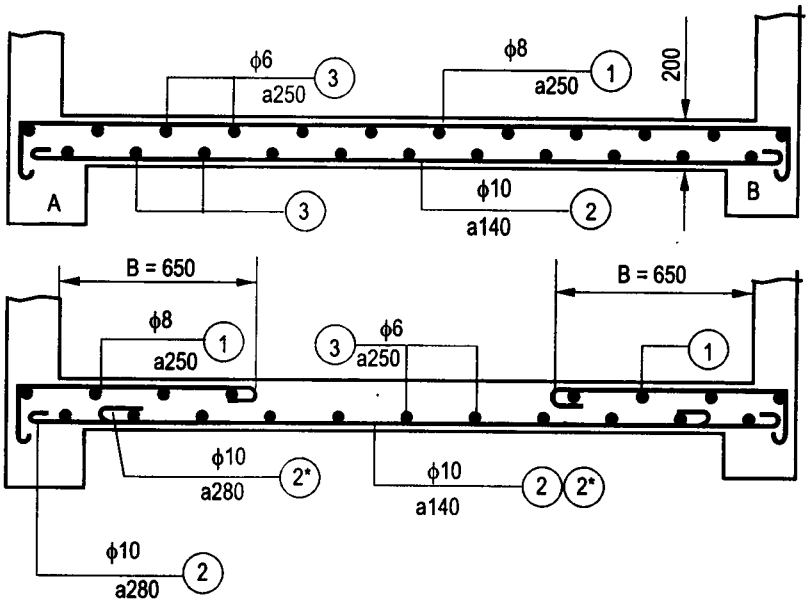


Hình 2.6. Kết quả tính toán thí dụ 2.2

Chọn cốt thép: Với A_s = 174mm^2 chọn ϕ8 khoảng cách = 250. Với A_s = 560mm^2 chọn ϕ10 a = 140 (A_s = 561). Cốt thép chịu lực đặt theo phương ngang. Theo phương dọc máng đặt cốt thép cấu tạo ϕ6, 250. Thông thường trong đáy máng đặt hai lưới thép trong cả toàn bộ đáy như hình 2.7a. Để tiết kiệm cốt thép có thể đặt như ở hình 2.7b: lưới phía dưới đặt trong toàn bộ đáy máng nhưng trong đoạn gần gối tựa cắt bởi một

nửa số cốt thép chịu lực, lưới phía trên chỉ đặt trong một đoạn gần gối tựa với chiều rộng $B \geq \frac{0,7lM_A}{M_A + M_0} + 20\phi = \frac{0,7 \times 3000 \times 5,03}{5,03 + 17,86} + 20 \times 8 = 620mm$. Lấy B = 650mm.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ C = 20mm; tính lại $a = c + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25$ bằng giá trị đã dùng trong tính toán.



Hình 2.7. *Cấu tạo cốt thép theo thí dụ 2.2 (theo hai phương án)*

Chương 3

CẤU KIỆN CHỊU XOẮN

3.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ CẤU KIỆN CHỊU XOẮN

3.1.1. Sự làm việc chịu xoắn

Cấu kiện chịu mômen xoắn M_t tác dụng trong mặt phẳng vuông góc với trục. Thông thường cùng với M_t còn có cả mômen uốn M và lực cắt Q. (t - torsion: xoắn).

Khi cấu kiện chịu M_t (và các nội lực M, Q) trong bêtông sẽ xuất hiện các ứng suất kéo chính σ_{kc} và ứng suất nén chính σ_{nc}. Nếu σ_{kc} vượt quá cường độ chịu kéo của bêtông sẽ làm xuất hiện các vết nứt. Khi chỉ có M_t (xoắn thuần túy; M = 0; Q = 0) các vết nứt thường xiên 45° so với trục cấu kiện và chạy vòng quanh theo kiểu uốn lò xo. Khi có đồng thời M_t và M hoặc M_t và Q thì các vết nứt phát triển trên ba mặt của cấu kiện, mặt thứ tư chịu nén. Vết nứt trên ba mặt và vùng nén tạo thành tiết diện vênh trong không gian. Sự phá hoại xảy ra theo tiết diện vênh đó. Để chống lại sự phá hoại này cần đặt các cốt thép dọc và cốt thép đai đi qua tiết diện vênh. Ngoài sự phá hoại theo tiết diện vênh cấu kiện còn có thể bị hư hỏng khi ứng suất nén chính σ_{nc} vượt quá khả năng chịu nén của bêtông.

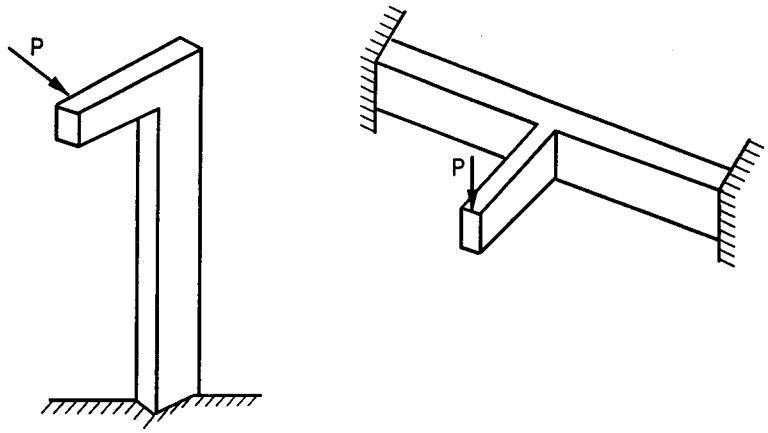
Trước khi bêtông bị nứt, độ cứng chống xoắn của cấu kiện là B_t có thể được xác định bằng tích GJ_t trong đó G là môđun đàn hồi chống cắt của bêtông, J_t là mômen quán tính chống xoắn của tiết diện. Sau khi xuất hiện vết nứt độ cứng chống xoắn B_t giảm xuống rất nhiều, chỉ bằng $\beta_t GJ_t$. Hệ số β_t = 0,1 đến 0,2 tùy thuộc vào lượng cốt thép trong cấu kiện.

3.1.2. Hai trường hợp chịu xoắn

Khảo sát sự làm việc chịu xoắn người ta chia ra hai trường hợp: Xoắn tự do và xoắn tương hợp:

- Xoắn tự do (hoặc xoắn cân bằng) xẩy ra khi mômen xoắn M_t không phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn B_t. Đó là trường hợp cấu kiện tĩnh định hoặc cấu kiện chịu xoắn là siêu tĩnh nhưng mômen xoắn M_t được truyền đến từ các bộ phận tĩnh định (hình 3.1).

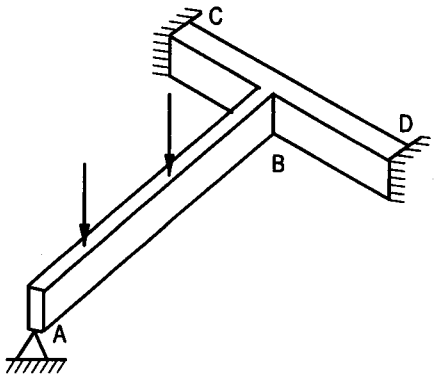
- Xoắn tương hợp xảy ra trong kết cấu siêu tĩnh khi mômen xoắn M_t phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn B_t (hình 3.2).



Hình 3.1. Xoắn tự do

Trong xoắn tự do, sau khi xuất hiện vết nứt thì biến dạng xoắn sẽ tăng lên rất nhiều nhưng mômen xoắn không giảm xuống (nếu vẫn giữ nguyên tải trọng).

Trong xoắn tương hợp, sau khi xuất hiện vết nứt biến dạng xoắn có tăng lên (nhưng không tăng nhiều như xoắn tự do) và đồng thời mômen xoắn M_t giảm xuống. Đó là sự phân phối lại nội lực. Trên sơ đồ hình 3.2 khi vết nứt do xoắn xuất hiện trong dầm CD thì mômen tại B giảm xuống (là mômen xoắn đối với CD và mômen uốn, giá trị âm đối với dầm AB). Lúc này mômen uốn dương ở giữa dầm AB tăng lên.

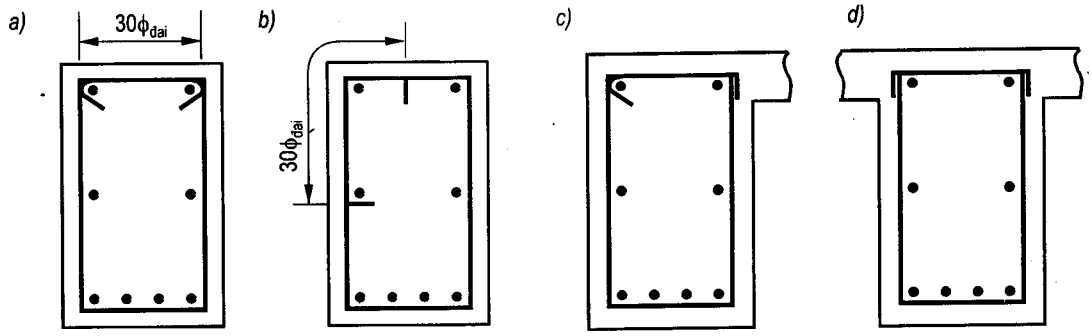


Hình 3.2. Thí dụ về xoắn tương hợp

3.1.3. Cấu tạo cốt thép

Trong cấu kiện chịu uốn + xoắn cần đặt cốt thép dọc và cốt thép ngang. Cốt thép dọc gồm hai phần: Một phần đặt vào trong vùng kéo do uốn, phần này ít nhất là bằng cốt thép chịu kéo A_s tính toán được theo mômen uốn. Một phần khác được đặt theo chu vi. Mọi thanh cốt thép dọc ở các phía chịu kéo đều phải được neo chắc chắn vào gối tựa (liên kết),.

Trong khung buộc cốt thép ngang là các cốt thép đai, chúng cần được làm thành vòng kín và neo chắc chắn ở hai đầu, đoạn chồng lên nhau không bé hơn $30\phi_{đai}$ (hình 3.3). Đầu mút của cốt thép đai được uốn móc và nên ôm lấy một cốt thép dọc. Xét thấy khi cốt thép đai chịu kéo mà đầu móc có thể bật ra khỏi bêtông thì góc uốn của móc tối thiểu phải là 135° (hình 3.3a và góc trái hình 3.3c). Khi xét thấy đầu móc được chèn chặt, không thể bật ra khỏi bêtông thì có thể uốn móc vuông (90° - hình 3.3b; 3.3d và ở góc phải hình 3.3c).



Hình 3.3. Cốt thép của cấu kiện chịu xoắn

Trong khung hàn, tất cả các thanh cốt thép ngang theo cả hai phương cần được hàn chắc chắn vào các thanh cốt thép dọc.

3.2. SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN, CÔNG THỨC CƠ BẢN

Tính toán cấu kiện chịu xoắn phải thỏa mãn hai điều kiện về độ bền: về ứng suất chính nén và về khả năng chịu lực của tiết diện vênh.

3.2.1. Điều kiện về ứng suất nén chính

Để bảo đảm bêtông không bị phá vỡ vì ứng suất nén chính do xoắn cần thỏa mãn điều kiện (3-1):

$$M_t \leq 0,1\ R_b c d^2 \qquad (3\text{-}1)$$

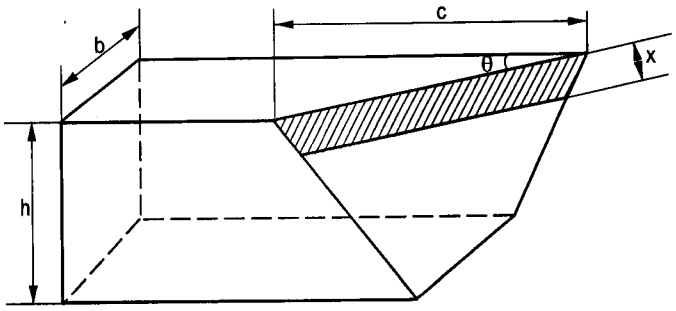
M_t - mômen xoắn tính toán;

R_b - cường độ tính toán về nén của bêtông. Với bêtông cấp cao hơn B30 lấy R_b theo cấp B30 ($R_b \leq 17$MPa).

c, d - cạnh của tiết diện với d là cạnh bé hơn.

3.2.2. Điều kiện về tiết diện vênh

Tiết diện vênh có ba phía chịu kéo, một phía chịu nén. Vùng nén có chiều cao là x, mép vùng nén nghiêng với phương trục dầm một góc θ và có hình chiếu lên phương đó là c (hình 3.4).



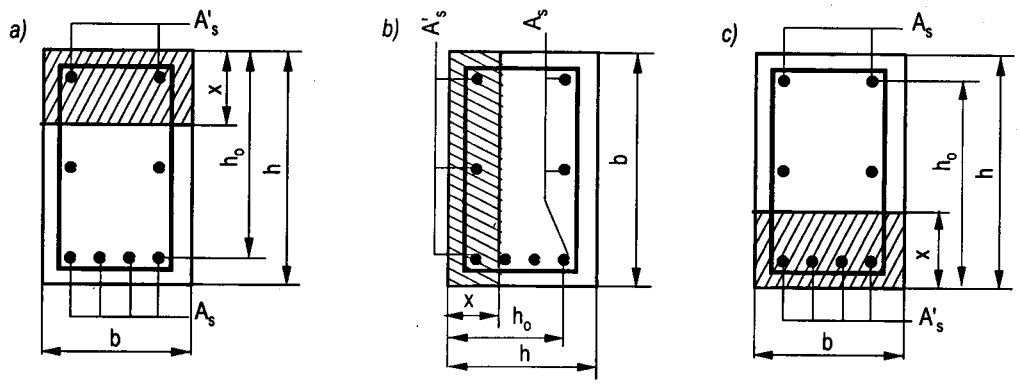
Hình 3.4. Sơ đồ tiết diện vênh

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005 quy định phải tính toán với ba sơ đồ vị trí vùng nén của tiết diện vênh.

Sơ đồ 1: ở cạnh bị nén do uốn của cấu kiện (hình 3.5a).

Sơ đồ 2: ở cạnh của cấu kiện song song với mặt phẳng tác dụng của mômen uốn (hình 3.5b).

Sơ đồ 3: ở cạnh bị kéo do uốn của cấu kiện (hình 3.5c).



Hình 3.5. *Sơ đồ vị trí vùng nén của tiết diện vênh*

Trong mỗi sơ đồ cũng như trong các công thức (3-3), (3-4) dùng các ký hiệu sau:

b - kích thước cạnh tiết diện song song với vùng nén;

h - kích thước cạnh vuông góc với đường giới hạn vùng nén;

A'_s - diện tích tiết diện cốt thép đặt theo cạnh b trong vùng nén.

A_s - diện tích tiết diện cốt thép đặt theo cạnh đối diện với vùng nén (cạnh b trong vùng kéo).

h_0 - khoảng cách từ trọng tâm A_s đến mép vùng nén.

Điều kiện về khả năng chịu lực của tiết diện vênh là:

$$M_t \le M_{gh} \tag{3-2}$$

M_{gh} - Giới hạn về khả năng chịu xoắn của tiết diện vênh, thiết lập bằng cách lấy mômen đối với trục đi qua trọng tâm vùng nén.

$$M_{gh} = \frac{R_s A_s (1 + \varphi_w \delta \lambda^2)(h_0 - 0,5x)}{\varphi_q \lambda + \chi} \tag{3-3}$$

Chiều cao vùng nén x được xác định từ điều kiện:

$$R_b bx = R_s A_s - R_{sc} A'_s \tag{3-4}$$

Tiêu chuẩn thiết kế không đưa ra điều kiện nào đối với x nhưng theo kinh nghiệm vận dụng các công thức tính toán, tác giả thấy cần hạn chế $x \le \xi_R h_0$ và khi có kể đến A'_s

trong tính toán thì còn cần thêm $x \geq 2a'$ với a' là khoảng cách từ trọng tâm A'_s đến mép vùng nén. Hệ số ξ_R - xem phụ lục 4.

R_s, R_{sc} - cường độ tính toán về kéo và về nén của cốt thép dọc

δ, λ - các tỉ số cạnh tiết diện:

$$\delta = \frac{b}{2h+b}; \quad \lambda = \frac{c}{b} \tag{3-5}$$

φ_w - hệ số quan hệ giữa cốt thép ngang và cốt thép dọc:

$$\varphi_w = \frac{R_{sw}A_{sw1}b}{R_sA_ss} \tag{3-6}$$

R_{sw} - cường độ tính toán của cốt thép ngang;

A_{sw1} - diện tích tiết diện của một thanh cốt thép ngang nằm ở cạnh phía cốt thép A_s của sơ đồ đang xét;

s - khoảng cách (bước) của cốt thép ngang.

Giá trị φ_w dùng trong tính toán cần được hạn chế trong khoảng min và max.

$$\varphi_{w.min} \leq \varphi_w \leq \varphi_{w.max} \tag{3-7}$$

$$\varphi_{w.min} = \frac{0,5}{1+\dfrac{M}{2\varphi_w M_u}} \tag{3-8a}$$

$$\varphi_{w.max} = 1,5\left(1-\frac{M}{M_u}\right) \tag{3-8b}$$

M - mômen uốn, với sơ đồ 2 lấy M = 0, với sơ đồ 3 lấy M với dấu trừ;

M_u - mômen uốn lớn nhất mà tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện chịu được.

Nếu giá trị φ_w tính được theo công thức (3-6) n hỏ hơn $\varphi_{w.min}$ thì giá trị R_sA_s trong các công thức (3-3) và (3-4) cần được giảm xuống bằng cách nhân với tỉ số $\varphi_w/\varphi_{w.min}$.

Các hệ số φ_q và χ được xác định theo từng sơ đồ.

3.3. TÍNH TOÁN THEO SƠ ĐỒ 1

Sơ đồ 1 được tính toán với tác dụng đồng thời của mômen uốn M và mômen xoắn M_t. Trong sơ đồ này lấy:

$$\chi = \frac{M}{M_t} \text{ và } \varphi_q = 1$$

Thông thường giải bài toán theo phương pháp kiểm tra. Cần chọn đặt cốt thép A_s; A'_s, A_{sw}, s rồi tiến hành tính toán. Để chọn A_s có thể theo kinh nghiệm thiết kế hoặc xác định sơ bộ theo mômen uốn:

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} \tag{3-9}$$

Xác định γ theo cách tính toán về uốn, có thể lấy gần đúng $\gamma = 0,8 \div 0,9$.

Các giá trị A'_s, A_{sw} và s thường chọn theo cấu tạo.

Từ phương trình (3-4) rút ra công thức xác định x:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{b R_b} \tag{3-10}$$

Cần kiểm tra điều kiện $2a' \le x \le \xi_R h_0$.

Nếu xảy ra $x > \xi_R h_0$ thì cần sửa đổi các số liệu để tính lại (tăng A'_s, tăng b, h_0...). Khi không thể nào thay đổi các số liệu thì trong công thức (3-10) và (3-3) phải thay giá trị R_s bằng σ_s là ứng suất trong cốt thép:

$$\sigma_s = \left[\frac{2 - \frac{2x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right] R_s \tag{3-11}$$

Giải đồng thời hai phương trình (3-10) và (3-11) để xác định σ_s và x.

Nếu xảy ra $x < 2a'$ (kể cả trường hợp $x < 0$) thì trong công thức (3-3) lấy x bằng giá trị nhỏ hơn của 2a' và x_1

$$x = \min(2a'; x_1) \tag{3-12a}$$

$$x_1 = \frac{R_s A_s}{b R_b} \tag{3-12b}$$

Tính giá trị M_u của cấu kiện chịu uốn theo các trường hợp:

- Trường hợp 1: Khi $2a' \le x \le \xi_R h_0$ tính M_u theo công thức (3-13):

$$M_u = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \tag{3-13}$$

- Trường hợp 2: Khi $x > \xi_R h_0$, lấy $x = \xi_R h_0$ và tính M_u theo (3-13).

- Trường hợp 3: Khi $x < 2a'$ (kể cả $x < 0$) lấy x theo (3-12) và tính M_u theo (3-14).

$$M_u = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \tag{3-14}$$

Tính $\varphi_{w.min}$ và $\varphi_{w.max}$ theo (3-8). Tính φ_w theo (3-6) và kiểm tra theo (3-7). Nếu điều kiện (3-7) không được thỏa mãn thì nên thay đổi A_{sw} và (hoặc) s để tính lại. Khi không thể nào thay đổi thì giải quyết như sau:

Nếu $\varphi_w > \varphi_{w.min}$ trong công thức (3-3) chỉ lấy $\varphi_w = \varphi_{w.max}$ để tính toán.

Nếu $\varphi_w > \varphi_{w.min}$ trong công thức (3-3) vẫn dùng giá trị tính được của φ_w và nhân R_sA_s với tỉ số $\dfrac{\varphi_w}{\varphi_{w\,min}}$.

Tính các hệ số $\chi = \dfrac{M}{M_t}$; $\delta = \dfrac{b}{2h+b}$; lấy $\varphi_q = 1$ và $\gamma = \dfrac{c}{b}$. Đem thay các giá trị tìm được vào biểu thức (3-3) sẽ có được M_{gh} là hàm số chứa biến số c. Giá trị của c được xác định từ điều kiện tiết diện vênh nguy hiểm nhất, ứng với M_{gh} là bé nhất. Thực hiện việc tính toán bằng phương pháp tính lặp gần đúng dần hoặc bằng cách tính đạo hàm. Giá trị c đồng thời phải thỏa mãn điều kiện (3-15).

$$c \le 2h + b \qquad (3\text{-}15)$$

Có được c tính ra M_{gh} và kiểm tra theo điều kiện (3-2).

Tùy thuộc vào tương quan giữa M_t và M_{gh} mà có thể điều chỉnh các số liệu ban đầu (tăng hoặc giảm A_s, A'_s, A_{sw}, s, b, h) để tính toán lại nhằm có được một phương án bố trí cốt thép hợp lý.

Thí dụ 3.1:

Dầm tiết diện chữ nhật kích thước 300 × 600mm. Bêtông cấp B20. Mômen uốn M = 160kNm, cạnh 600 nằm trong phương mặt phẳng uốn. Mômen xoắn M_t = 40kNm; lực cắt Q = 120kN. Cốt thép dọc nhóm CIII; cốt thép đai nhóm CI. Yêu cầu chọn, bố trí cốt thép và kiểm tra theo sơ đồ 1 (sơ đồ 2 và 3 được xét sau).

1. Số liệu: Tính theo sơ đồ 1 với M = 160; M_t = 40kNm; h = 600; b = 300mm; B20 có R_b = 11,5MPa; CIII có $R_s = R_{sc}$ = 365MPa hệ số ξ_R = 0,59. Cốt thép đai CI có R_{sw} = 175MPa.

Giả thiết: a = 40mm; h_0 = 600 – 40 = 560mm.

Tạm xác định A_s theo công thức (3-9) với γ = 0,80.

$$A_s = \frac{M}{R_s\gamma h_0} = \frac{160\times 1000000}{365\times 0{,}80\times 560} = 978\text{mm}^2$$

Chọn $A_s = 4\phi 18$ với $A_s = 1018\text{mm}^2$, đặt thành một hàng.

Chiều dày lớp bảo vệ 25mm; $a = 25 + \dfrac{18}{2} = 34\text{mm}$.

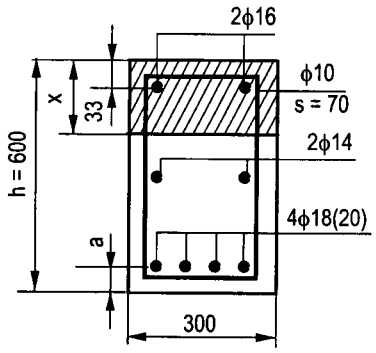
Tính lại: $h_0 = 600 - 34 = 566$mm.

Đặt cốt thép cấu tạo trong vùng nén 2ϕ16; $A'_s = 402mm^2$.

Đặt cốt thép dọc giữa cạnh h gồm 2ϕ14.

Cốt thép đai ϕ10, $A_{sw1} = 78,5mm^2$, khoảng cách s = 70mm.

Cấu tạo tiết diện thể hiện trên hình 3.6.



Hình 3.6. *Tiết diện dầm của thí dụ 3.1*

Các hệ số: $\chi = \dfrac{M}{M_t} = \dfrac{160}{40} = 4$; $\varphi_q = 1$.

$$\delta = \frac{b}{2h+b} = \frac{300}{1200+300} = 0,2$$

2. Kiểm tra điều kiện về ứng suất nén chính: d = 300; c = 600

$$0,1R_bcd^2 = 0,1 \times 11,5 \times 600 \times 300^2 = 62,1 \times 10^6$$

$$M_t = 40 < 0,1R_bcd^2 = 62,1kNm.$$

Thỏa mãn điều kiện bắt buộc (3-1).

3. Kiểm tra theo tiết diện vênh:

$$a' = 25 + \frac{16}{2} = 33mm;\ \xi_R h_0 = 0,59 \times 566 = 334mm.$$

$$x = \frac{R_sA_s - R_{sc}A'_s}{bR_b} = \frac{365 \times 1018 - 365 \times 402}{300 \times 11,5} = 65mm$$

Xẩy ra $x < 2a' = 66mm$; $x_1 = \dfrac{R_sA_s}{bR_b} = \dfrac{365 \times 1018}{300 \times 11,5} = 108mm$

Lấy x = min (2a' và x_1) = 66mm. Tính M_u theo (3-14).

$$M_u = R_sA_s\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 365 \times 1018\ (566 - 33) = 198 \times 10^6 = 198kNm.$$

$$\varphi_w = \frac{R_{sw}A_{sw1}b}{R_sA_ss} = \frac{175 \times 78,5 \times 300}{365 \times 1018 \times 70} = 0,1584$$

$$\varphi_{w.min} = \frac{0,5}{1 + \dfrac{M}{2\varphi_wM_u}} = \frac{0,5}{1 + \dfrac{160}{2 \times 0,1584 \times 198}} = 0,1408$$

$$\varphi_{w.max} = 1,5\left(1 - \frac{M}{M_u}\right) = 1,5\left(1 - \frac{160}{198)}\right) = 0,288$$

Thỏa mãn điều kiện $\varphi_{w.min} < \varphi_w < \varphi_{w.max}$.

Lập biểu thức M_{gh} theo (3-3) với $\lambda = \frac{c}{b} = \frac{c}{300}$ và $\varphi_q = 1$

$$M_{gh} = \frac{R_s A_s (1 + \varphi_w \delta \lambda^2)(h_0 - 0,5x)}{\varphi_q \lambda + \chi} =$$

$$= \frac{365 \times 1018 \left[1 + 0,1584 \times 0,2 \times \left(\frac{c}{300}\right)^2\right][566 - 33]}{\frac{c}{300} + 4}$$

Rút gọn lại thành: $M_{gh} = \frac{20914 + c^2 + 59414 \times 10^6}{c + 1200}$

Đạo hàm bậc nhất của M_{gh} đối với C, cho bằng không, có phương trình:

$$c^2 + 2400C - 2840,827 = 0$$

Tìm được: $c = 869mm < 2h + b = 1500mm$

$$M_{gh} = \frac{20914 \times 869^2 + 59414 \times 10^6}{869 + 1200} = 36394000Nmm = 36,394kNm$$

Kiểm tra: $M_t = 40kNm > M_{gh} = 36,394$.

Không thỏa mãn điều kiện $M_t \le M_{gh}$. Cấu kiện chưa đủ khả năng chịu lực.

4. Chọn lại số liệu, tính toán lại. Chọn tăng cốt thép dọc thành 4ϕ20 với $A_s = 1256mm^2$;

$a = 25 + \frac{20}{2} = 35mm$; $h_0 = 600 - 35 = 565mm$

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{b R_b} = \frac{365(1256 - 402)}{300 \times 11,5} = 90,4mm$$

Thỏa mãn $x < \xi_R h_0 = 0,59 \times 565 = 333mm$ và $x > 2a' = 66mm$

$$M_u = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

$$= 11,5 \times 300 \times 90,4\ (565 - 45,2) + 365 \times 402\ (565 - 33) = 240 \times 10^6 = 240kNm$$

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw1} b}{R_s A_s s} = \frac{175 \times 78,5 \times 300}{365 \times 1256 \times 70} = 0,1284$$

$$\varphi_{w.min} = \frac{0,5}{1 + \frac{M}{2\varphi_w M_u}} = \frac{0,5}{1 + \frac{160}{2 \times 0,1284 \times 240}} = 0,139$$

Xẩy ra $\varphi_w < \varphi_{w.min}$. Để tăng φ_w chọn dùng cốt thép đai nhóm CII với R_{sw} = 225MPa. Tính lại:

$$\varphi_w = \frac{225 \times 78,5 \times 300}{365 \times 1256 \times 70} = 0,1651$$

$$\varphi_{w.min} = \frac{0,5}{1 + \dfrac{160}{2 \times 0,165 \times 240}} = 0,1655$$

Tuy φ_w có tăng lên nhưng vẫn nhỏ thua $\varphi_{w.min}$, tuy vậy có thể chấp nhận kết quả. Lập biểu thức M_{gh} theo (3-3) trong đó giá trị R_sA_s cần được nhân với $\dfrac{\varphi_w}{\varphi_{w.min}} = \dfrac{0,1651}{0,1655} = 0,997$

$$M_{gh} = \frac{0,997 \times 365 \times 1256 \left[1 + 0,1284 \times 0,2 \times \left(\dfrac{c}{300}\right)^2 (565 - 45,4)\right]}{\dfrac{c}{300} + 4}$$

Rút gọn thành: $$M_{gh} = \frac{20329c^2 + 71247 \times 10^6}{c + 1200}$$

Phương trình xác định c từ điều kiện cực tiểu của M_{gh}, suy ra từ $\dfrac{dM_{gh}}{dc} = 0$.

$$c^2 + 2400c - 3504697 = 0$$

Tìm được c = 1023mm < 2h + b = 1500mm.

$$M_{gh} = \frac{20329 \times 1023^2 + 71247 \times 10^6}{1023 + 1200} = 41,62 \times 10^6 = 41,62\text{kNm}$$

Thỏa mãn điều kiện $M_t = 40 < M_{gh}$.

Kết luận: Để cấu kiện đủ khả năng chịu xoắn cần đặt cốt thép dọc chịu kéo $A_s = 4\phi20$ CIII và cốt thép đai $\phi10$ CII với khoảng cách s = 70mm.

3.4. TÍNH TOÁN THEO SƠ ĐỒ 2

Sơ đồ 2 được tính với tác dụng đồng thời của mômen xoắn M_t và lực cắt Q, trong đó lấy $\chi = 0$ và hệ số φ_q xác định theo công thức (3-16).

$$\varphi_q = 1 + \frac{Qh}{2M_t} \qquad (3\text{-}16)$$

Kiểm tra giá trị φ_w theo điều kiện (3-7) với $\varphi_{w.min} = 0,5$ và $\varphi_{w.max} = 1,5$.

Theo sơ đồ 2 vị trí vùng nén của tiết diện vênh ở cạnh của cấu kiện song song với mặt phẳng uốn do đó so với sơ đồ 1 thì các cạnh b, h hoán vị cho nhau và A_s, A'_s là diện tích

cốt thép đặt theo cạnh b của sơ đồ 2 (tức là đặt theo cạnh h của sơ đồ 1). Các bước tính toán tiến hành giống như đối với sơ đồ 1, chỉ không cần xác định M_u. Trước khi tính toán cần kiểm tra xem có xẩy ra trường hợp đặc biệt hay không.

Trường hợp đặc biệt. Khi M_t là khá bé so với lực cắt Q, nếu thỏa mãn điều kiện (3-17):

$$M_t \leq 0{,}5Qb \tag{3-17}$$

thì việc tính toán theo sơ đồ 2 được thực hiện theo điều kiện (3-18)

$$Q \leq Q_{gh} = Q_{sw} + Q_b - \frac{3M_t}{b} \tag{3-18}$$

Trong (3-17), (3-18) và (3-19) thì b là cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn (như vậy b chính là h của sơ đồ 2).

Q_{sw}, Q_b - khả năng chống cắt của cốt thép đai và của bêtông vùng nén, xác định theo tính toán về lực cắt (xem chương 4, tập 1 tính toán thực hành cấu kiện bêtông cốt thép. Để xác định Q_{sw} và Q_b cần tính M_b và q_{sw}.

$$M_b = \varphi_{b2}\left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right)R_{bt}bh_0^2 \tag{3-19}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} \tag{3-20}$$

R_{bt}- cường độ tính toán về kéo của bêtông;

φ_{b2} - hệ số, với bêtông nặng $\varphi_{b2} = 2$;

φ_f - hệ số về cánh tiết diện chữ T. Với tiết diện chữ nhật $\varphi_f = 0$.

φ_n - hệ số xét ảnh hưởng của lực dọc N, khi N = 0 thì $\varphi_n = 0$.

A_{sw} - diện tích tiết diện một lớp cốt thép đai. $A_{sw} = nA_{sw1}$ với n là số nhánh cốt thép đai trong một lớp.

Tính chiều dài hình chiếu tiết diện nghiêng dự kiến là c_*.

$$c_* = \sqrt{\frac{M}{q_{sw}}}$$

Lấy $c = \max(c_* \text{ và } h_0)$, tính $Q_b = \dfrac{M_b}{c}$

Lấy $c_0 = \min(c_* \text{ và } 2h_0)$ tính $Q_{sw} = q_{sw}c_0$.

Thí dụ 3.2:

Làm tiếp thí dụ 3.1, kiểm tra theo sơ đồ 2 với mômen xoắn M_t = 40kNm; lực cắt Q = 120kN.

1. Thử điều kiện đặc biệt: Với b = 300mm = 0,3m.

$$0,5Qb = 0,5 \times 120 \times 0,3 = 18kNm;$$

Không thỏa mãn điều kiện $M_t < 0,5Qb$. Cần tính toán kiểm tra theo tiết diện vênh.

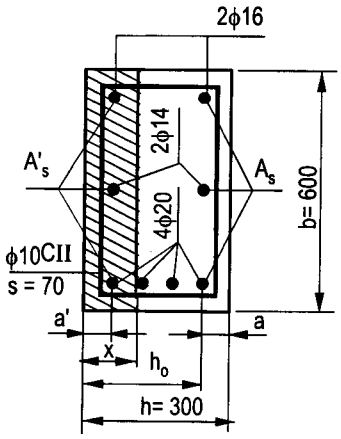
2. Số liệu: Theo sơ đồ 2, tính toán với b = 600mm; h = 300; a = a' = 35; h_0 = 265mm (hình 3.7).

$$R_b = 11,5MPa.$$

$$A_s = A'_s = \phi20 + \phi14 + \phi16 = 660mm^2.$$

$$R_s = R_{sc} = 365MPa;\ \xi_R = 0,59.$$

$$A_{sw1} = \phi10 = 78,5mm^2;\ R_{sw} = 225MPa.$$



Hình 3.7. Sơ đồ tính toán theo thí dụ 3.2

3. Kiểm tra về ứng suất nén chính: Đã thực hiện ở thí dụ 3.1.

4. Tính toán theo tiết diện vênh

$$x = \frac{R_sA_s - R_{sc}A'_s}{bR_b} = 0$$

$$x_1 = \frac{R_sA_s}{bR_b} = \frac{365 \times 669}{600 \times 11,5} = 35,4mm$$

Lấy x = min (2a' = 70; x_1) = 35,4mm

$$\varphi_w = \frac{R_{sw}A_{sw1}b}{R_sA_ss} = \frac{225 \times 78,5 \times 600}{365 \times 669 \times 70} = 0,62$$

Thỏa mãn điều kiện: $\varphi_{w.min} = 0,5 < \varphi_w < \varphi_{w.min} = 1,5$.

$$\delta = \frac{b}{2h + b} = \frac{600}{2 \times 300 + 600} = 0,5;\quad \chi = 0$$

$$\varphi_q = 1 + \frac{Qh}{2M_t} = 1 + \frac{120 \times 0,3}{2 \times 40} = 1,45(h = 0,3m)$$

Tính M_{gh} theo công thức (3-3) với $\lambda = \frac{c}{b} = \frac{c}{600}$

$$M_{gh} = \frac{R_sA_s(1 + \varphi_w\delta\lambda^2)(h_0 - 0,5x)}{\varphi_q\lambda + \chi}$$

$$M_{gh} = \frac{365 \times 669\left[1 + 0,62 \times 0,5 \times \left(\frac{c}{600}\right)^2\right](265 - 17,7)}{1,45 \times \frac{c}{600}} = \frac{22482c^2 + 26108 \times 10^6}{c}$$

Để có M_{gh} bé nhất, tìm giá trị c nguy hiểm nhất từ $\frac{dM_{gh}}{dc} = 0$, rút ra phương trình:

$$22482c^2 - 26108 \times 10^6 = 0; \text{ tính được } c = 1077mm$$

Thỏa mãn điều kiện $c \le 2h + b = 2 \times 300 + 600 = 1200mm$.

$$M_{gh} = 22428 \times 1077 + \frac{26108 \times 10^6}{1077} = 48,45 \times 10^6 = 48,45kNm$$

Kiểm tra: có $M_t = 40 < M_{gh} = 48,45$.

Thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu xoắn.

Thí dụ 3.3:

Dầm có tiết diện 250 × 450mm trong đó cạnh 450 nằm trong phương mặt phẳng uốn. Bêtông cấp B20. Cốt thép đai $\phi 6$, 2 nhánh, khoảng cách s = 80mm bằng thép CI. Cốt thép dọc bằng thép CIII. Yêu cầu tính toán, kiểm tra với cặp nội lực gồm mômen xoắn $M_t = 6kNm$; lực cắt Q = 120kN.

1. Thử điều kiện đặc biệt: Với b = 250mm = 0,25m.

$$0,5Qb = 0,5 \times 120 \times 0,25 = 15kNm; \; M_t = 6kNm.$$

Thỏa mãn điều kiện $M_t < 0,5Qb$.

Tính toán theo trường hợp cấu kiện chịu cắt là chủ yếu, có kể thêm tác dụng của xoắn.

2. Số liệu:

Tính theo lực cắt, lấy b = 250mm; h = 450mm; giả thiết a = 40; $h_0 = 450 - 40 = 410mm$.

Cốt thép đai $\phi 6$ có $A_{sw1} = 28,3mm^2$; $A_{sw} = 2 \times 28,3 = 56,6mm^2$

Bêtông B20 có $R_b = 11,5MPa$; $R_{bt} = 0,9MPa$; Thép CI có $R_{sw} = 175MPa$.

Các hệ số: $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_f = \varphi_n = 0$.

3. Tính toán:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 56,6}{80} = 123,8N/mm = 123,8kN/mm.$$

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 2 \times 0,9 \times 250 \times 410^2 = 75,645 \times 10^6 = 75,645kNm$$

$$c_* = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{75,645}{123,8}} = 0,782m = 782mm > h_0 = 410.$$

Lấy $c = c_* = 0,782$, tính: $Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{75,645}{0,782} = 96,73kN$

$c = 782 < 2h_0 = 820$; lấy $c_0 = c_* = 0,782m$; $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 123,8 \times 0,782 = 96,81kN$

Khả năng chịu lực:

$$Q_{gh} = Q_{sw} + Q_b - \frac{3M_t}{b} = 96,81 + 96,73 - \frac{3\times 6}{0,25} = 121,5kN$$

4. Kiểm tra: Có Q = 120kN; Q_{gh} = 121,5kN.

Thỏa mãn điều kiện $Q \le Q_{gh}$. Đảm bảo khả năng chịu lực.

3.5. TÍNH TOÁN THEO SƠ ĐỒ 3

Sơ đồ 3 được tính với tác dụng đồng thời của M_t và mômen uốn - M (ngược dấu với M). Giá trị M_{gh} được xác định theo biểu thức (3-3) trong đó $\varphi_q = 1$ và $\chi = -\frac{M}{M_t}$.

Sơ đồ 3 có vị trí vùng nén của tiết diện ở cạnh bị kéo do uốn, như vậy A_s trong sơ đồ 3 là A'_s ở trong sơ đồ 1 và ngược lại (xem hình 3.5).

Các giá trị $\varphi_{w.min}$ và $\varphi_{w.max}$ cũng được tính toán với giá trị của M mang dấu trừ.

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005 không quy định rõ khi nào cần hoặc không cần tính toán theo sơ đồ 3. Theo nghiên cứu của một số tác giả thì chỉ cần tính toán theo sơ đồ 3 cho những đoạn dầm có mômen xoắn M_t tương đối lớn so với mômen uốn M, khi thỏa mãn điều kiện (3-21).

$$M_t > 2M\sqrt{\delta} \qquad (3\text{-}21)$$

δ- tỉ số cạnh tiết diện, theo biểu thức (3-5).

Trong một đoạn dầm, nếu có tiết diện mà M = 0 thì trước hết cần kiểm tra theo sơ đồ 3 với tiết diện đó.

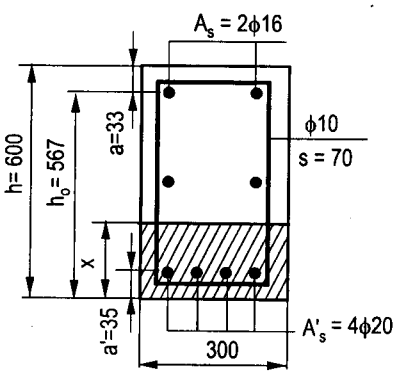
Thí dụ 3.4:

Cho tiết diện dầm như ở thí dụ 3.1 và 3.2, yêu cầu kiểm tra theo sơ đồ 3 với M_t = 40kNm và M = 0.

1. Số liệu: b = 300, h = 600mm; $A_s = 2\phi16 = 402mm^2$; a = 33mm; h_0 = 567mm; $A'_s = 4\phi20 = 1256mm^2$, a' = 35mm. R_b = 11,5MPa; $R_s = R_{sc}$ = 365MPa; ξ_R = 0,59. $A_{sw1} = 78,5mm^2$; R_{sw} = 225MPa.

2. Tính toán kiểm tra theo ứng suất nén chính. Đã thực hiện ở thí dụ 3.1.

3. Kiểm tra theo tiết diện vênh:



Hình 3.8. *Sơ đồ tính toán theo thí dụ 3-4*

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{bR_b} = \frac{365(402-1256)}{300 \times 11,5} < 0$$

$$x_1 = \frac{R_s A_s}{bR_b} = \frac{365 \times 402}{300 \times 11,5} = 42,6mm$$

Lấy x = min (2a' = 70 và x_1) = 42,6mm.

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw1} b}{R_s A_s s} = \frac{225 \times 78,5 \times 300}{365 \times 402 \times 70} = 0,516$$

Với M = 0 thì $\varphi_{w.min} = 0,5$ và $\varphi_{w.max} = 1,5$. Thỏa mãn điều kiện về φ_w là $0,5 < \varphi_w < 1,5$.

$$\delta = \frac{b}{2h+b} = \frac{300}{2 \times 600 + 300} = 0,2$$

Lập biểu thức tính M_{gh} theo (3-3) với $\lambda = \frac{c}{b} = \frac{c}{300}$; $\varphi_q = 1$ và $\chi = \frac{M}{M_t} = 0$

$$M_{gh} = \frac{R_s A_s (1 + \varphi_w \delta \lambda^2)(h_0 - 0,5x)}{\varphi_q \lambda + \chi}$$

$$M_{gh} = \frac{365 \times 402 \left[1 + 0,516 \times 0,2 \left(\frac{c}{300}\right)^2\right](567 - 21,3)}{\frac{c}{300}} = 27544c + \frac{24021 \times 10^6}{c}$$

Để có cực tiểu của M_{gh}, phương trình của c là:

$27544c^2 - 24021 \times 10^6 = 0$ tìm được c = 934mm

c = 934mm < 2h + b = 1500.

$$M_{gh} = 27544 \times 934 + \frac{24021 \times 10^6}{934} = 51,44 \times 10^6 = 51,44kNm$$

Thỏa mãn điều kiện $M_t \le M_{gh}$.

Nhận xét: Chỉ cần tính toán kiểm tra theo sơ đồ 3 cho những đoạn dầm có M tương đối bé so với M_t. Với đoạn dầm có M tương đối lớn mà tính theo sơ đồ 3 có thể gặp những trường hợp quá đặc biệt ví như tính được $\varphi_{w.min}$ quá lớn hoặc mẫu số của biểu thức M_{gh} (công thức 3-3) là một số âm.

Chú ý rằng: khi điều kiện (3-20) không thỏa mãn thì không cần tính theo sơ đồ 3.

Chương 4

SỰ CHỊU LỰC CỤC BỘ

4.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ SỰ CHỊU LỰC CỤC BỘ

Sự chịu lực cục bộ thường xảy ra ở một số chỗ như đầu mút cấu kiện, trên bề mặt hoặc bên trong cấu kiện, nơi có lực tập trung tác dụng trong một phạm vi hẹp, gây ra những trạng thái ứng suất biến dạng phức tạp, khác với trạng thái làm việc tổng thể của cấu kiện.

Khi thiết kế kết cấu bêtông cốt thép, ngoài việc tính toán các tiết diện của cấu kiện còn cần quan tâm đúng mức đến những vị trí chịu lực cục bộ, có những biện pháp tính toán và cấu tạo thích đáng. Nếu không thì sự hư hỏng của kết cấu có thể xẩy ra từ những chỗ đó.

Đặc biệt là khi nghiên cứu thực nghiệm các cấu kiện bằng mô hình càng cần chú ý đến sự chịu lực cục bộ. Cần thiết kế mô hình có khả năng chịu lực cục bộ lớn hơn khả năng chịu lực của vùng cấu kiện nghiên cứu (trừ trường hợp cần nghiên cứu chính sự chịu lực cục bộ).

Sự chịu lực cục bộ thường gặp như: nén cục bộ, công xôn ngắn, cắt cục bộ(*), gối tự do của dầm, góc lõm của dầm, liên kết đặt sẵn v.v...

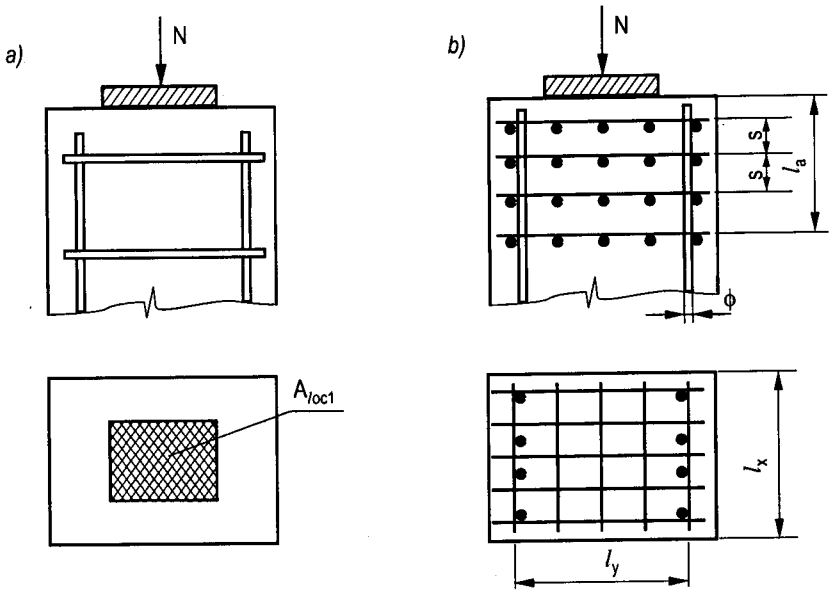
4.2. NÉN CỤC BỘ

4.2.1. Sự chịu nén cục bộ

Nén cục bộ xẩy ra khi có một lực nén N đặt lên bề mặt cấu kiện. Dù rằng trong cấu kiện có đặt cốt thép dọc chịu nén thì ngay trên bề mặt cấu kiện cũng chỉ có bêtông trực tiếp chịu lực mà cốt thép dọc chưa tham gia (hình 4.1a). Sự phá hoại về nén cục bộ sẽ xẩy ra khi ứng suất nén trong bêtông vượt quá khả năng chịu lực $R_{b.loc}$ (local: cục bộ), khả năng này được tăng lên so với R_b khi diện tích trực tiếp chịu nén chỉ chiếm một phần bề mặt cấu kiện, các phần bêtông xung quanh không trực tiếp chịu nén có tác dụng cản trở biến dạng ngang của phần chịu nén. Khả năng chịu nén cục bộ của bêtông được tăng lên nữa khi gia cố đầu mút cấu kiện bằng các lưới thép ngang có tác dụng cản trở sự nở ngang của bêtông (hình 4.1b).

---

* Các vấn đề về cắt cục bộ đã được giới thiệu ở chương 5, tập 1 tính toán thực hành cấu kiện bêtông cốt thép.



Hình 4.1. Sơ đồ về nén cục bộ

4.2.2. Tính toán khi không đặt lưới thép ngang

Tính toán kiểm tra theo điều kiện:

$$N \le \psi R_{b.loc} A_{loc1} \qquad (4\text{-}1)$$

A_{loc1} - diện tích chịu nén cục bộ (hình 4.2).

ψ - hệ số phụ thuộc vào đặc điểm phân bố tải trọng cục bộ trên diện tích A_{loc1}, lấy như sau:

+ Khi tải trọng phân bố đều $\psi = 1$.

+ Khi tải trọng phân bố không đều (dưới đầu dầm, xà gồ, lanh tô...), đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ $\psi = 0{,}75$; đối với bêtông tổ ong $\psi = 0{,}5$.

$R_{b.loc}$ - cường độ tính toán về nén cục bộ của bêtông, xác định theo công thức (4-2):

$$R_{b.loc} = \alpha\varphi_b R_b \qquad (4\text{-}2)$$

ở đây: $\alpha\varphi_b \ge 1$.

$\alpha = 1$ đối với bêtông có cấp thấp hơn B25.

$\alpha = 13{,}5\dfrac{R_{bt}}{R_b}$ đối với bêtông cấp B25 và cao hơn.

R_b và R_{bt} - (cường độ tính toán về kéo) được lấy như đối với kết cấu bêtông, dùng hệ số $\gamma_{b7} = 0{,}9$ (xem phụ lục 1).

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} \qquad (4\text{-}3)$$

đồng thời φ_b lấy không lớn hơn các giá trị sau(*):

+ Khi sơ đồ đặt lực theo hình 4.2a, b, c, d, f, h:

Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ:

Cấp cao hơn: B7,5 .....2,5.

Cấp B3,5; B5; B7,5.....1,5.

Đối với bêtông nhẹ và bêtông tổ ong cấp B25 và thấp hơn..... 1,2.

+ Khi sơ đồ đặt lực theo hình 4.2b, e, g(*) không phụ thuộc vào loại và cấp bêtông...1,0.

A_{loc2} - diện tích chịu nén tính toán bao gồm diện tích A_{loc1} và các phần diện tích đối xứng qua A_{loc1} (hình 4.2). Khi xác định A_{loc2} cần tuân theo các nguyên tắc sau:

- Khi tải trọng cục bộ tác dụng trên toàn bộ chiều rộng b của cấu kiện, diện tích A_{loc2} bao gồm các phần có chiều dài không lớn hơn b ở mỗi bên của A_{loc1} (hình 4.2a).

- Khi tải trọng cục bộ đặt ở các chỗ gối của xà gồ hoặc dầm A_{loc2} bao gồm phần có chiều rộng bằng chiều sâu đoạn xà gồ hoặc dầm gối vào cấu kiện và chiều dài về mỗi phía không lớn hơn một nửa khoảng cách giữa các xà gồ hoặc dầm liền kề với xà gồ hoặc dầm đang xét (hình 4.2c).

- Nếu khoảng cách giữa dầm (xà gồ) lớn hơn hai lần chiều rộng b của cấu kiện, lấy chiều dài về mỗi phía không lớn hơn b.

- Khi A_{loc1} đặt ở biên hoặc ở một góc cấu kiện (hình 4.2b, e) thì lấy $A_{loc2} = A_{loc1}$.

- Khi A_{loc1} đặt lên một phần chiều dài và một phần chiều rộng cấu kiện (hình 4.1a, 4.2f) thì A_{loc2} được lấy đối xứng qua A_{loc1} như trên hình 4.2f.

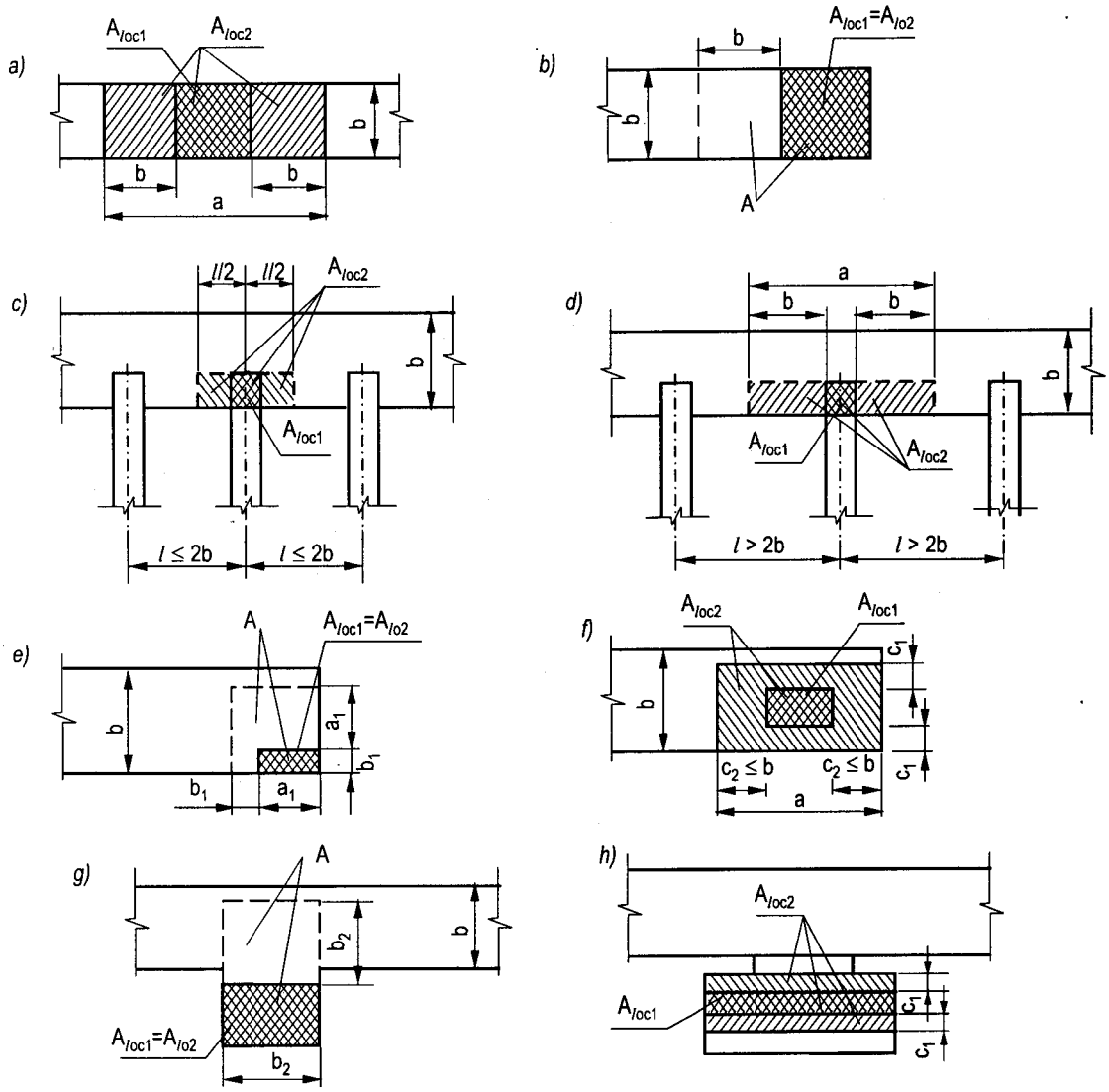
Trong trường hợp khi có một vài tải trọng cùng đặc điểm như vừa nêu đặt gần nhau thì A_{loc2} ứng với từng tải trọng được giới hạn bởi đường đi qua trung điểm của khoảng cách giữa điểm đặt của các tải trọng liền kề.

- Khi tải trọng cục bộ đặt lên phần lồi của tường hoặc mảng tường có tiết diện chữ T lấy $A_{loc2} = A_{loc1}$ (hình 4.2g).

- Khi xác định A_{loc2} cho tiết diện có dạng phức tạp, không cần kể đến các phần diện tích mà liên kết của chúng với vùng chất tải không được đảm bảo với độ tin cậy cần thiết (hình 4.2h).

(*) Điều 6.2.5.1 của TCXDVN365-2005 có in nhầm một chút ở chỗ này.

Ghi chú: Với tải trọng cục bộ do dầm, xà gồ, lanh tô và các cấu kiện chịu uốn khác, khi xác định A_{loc1} và A_{loc2} lấy độ sâu tính từ mép gối tựa không lớn hơn 20cm.



Hình 4.2. *Sơ đồ tính toán cấu kiện bêtông cốt thép chịu nén cục bộ*

a) Khi tải trọng cục bộ đặt trên toàn bộ chiều rộng của cấu kiện; b) Khi tải trọng cục bộ đặt trên toàn bộ bề rộng nằm ở vùng mép cấu kiện; c, d) Khi tải trọng cục bộ tại chỗ gác xà gồ hoặc dầm; e) Khi tải trọng cục bộ đặt ở 1 góc cấu kiện; Khi tải trọng cục bộ đặt lên một phần chiều rộng và một phần chiều dài cấu kiện hoặc khi tải trọng cục bộ đặt lên phần lồi của tường hoặc mảng tường; g) Khi tải trọng cục bộ đặt lên trụ tường; h) tiết diện có dạng phức tạp:

A_{loc1} - diện tích chịu nén cục bộ; A_{loc2} - diện tích tính toán chịu nén cục bộ; A- diện tích tối thiểu phải đặt lưới thép, trong đó cốt thép gián tiếp được kể đến trong tính toán theo công thức (4-5).

4.2.3. Tính toán khi dùng lưới thép gia cố

4.2.3.1. Cấu tạo lưới

Lưới được làm bằng các thanh đặt theo hai chiều vuông góc, liên kết bằng hàn điểm tiếp xúc (lưới hàn), đường kính thanh thép từ 3 đến 6mm bằng thép nhóm CI, CII, CIII hoặc dây thép kéo nguội. Kích thước ô lưới không bé hơn 45mm, không lớn hơn $\frac{1}{4}$ cạnh bé của tiết diện và 100mm. Diện tích tiết diện của các thanh trong lưới trên một đơn vị chiều dài theo phương này hay phương kia không được khác nhau quá 1,5 lần.

Với các trường hợp trên hình 4.2b, e, g lưới thép phải được đặt trong phạm vi tối thiểu bằng A, giới hạn bởi đường nét đứt.

Khoảng cách giữa các lưới là s theo quy định: 60mm $\leq s \leq s_{max}$. Lấy s_{max} = min (150mm và $\frac{1}{3}$ cạnh bé của tiết diện).

Tại mỗi đầu mút của cấu kiện đặt ít nhất 4 lưới trong đoạn l_a (hình 4.1b). Khi trong cấu kiện đặt cốt thép dọc đường kính ϕ thì $l_a \geq k\phi$. Lấy k = 20 với cốt thép dọc tròn trơn, k = 15 với cốt thép có gờ. Khi không có cốt thép dọc, xác định l_a như sau:

$$l_a \geq \theta\left(\sqrt{\frac{N}{R_b}} - \sqrt{A_{loc1}}\right) \qquad (4\text{-}4)$$

Với sơ đồ hình 4.2b, g lấy θ = 1,5. Sơ đồ hình 4.2a, c, d, e, h lấy θ = 1. Sơ đồ 4.2f lấy $\theta = \max\left(\frac{A_{loc1}}{A_{loc2}} \text{ và } 0,5\right)$.

Các lưới hàn đặt như trên được gọi là cốt thép gián tiếp, chúng hạn chế nở ngang của bêtông và làm việc chịu kéo.

4.2.3.2. Tính toán

Tính toán chịu nén cục bộ các cấu kiện làm từ bêtông nặng có đặt cốt thép gián tiếp dạng lưới thép hàn cần tuân theo điều kiện (4-5).

$$N \leq R_{b.red}A_{loc1} \qquad (4\text{-}5)$$

$R_{b.red}$ - cường độ tính toán quy đổi của bêtông, xác định theo công thức:

$$R_{b.red} = R_b\varphi_b + \varphi\mu_{xy}R_{s.xy}\varphi_s \qquad (4\text{-}5)$$

φ_b - hệ số, xác định theo công thức (4-3) nhưng lấy không lớn hơn 3,5;

$R_{s.xy}$ - cường độ tính toán của cốt thép làm lưới;

μ_{xy} - tỷ lệ của lưới thép.

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} \quad (4\text{-}6)$$

n_x, A_{sx}, l_x (n_y, A_{sy}, l_y) tương ứng là số thanh, tiết diện ngang một thanh và chiều dài thanh trong lưới thép (tính theo khoảng cách giữa trục của các thanh cốt thép ngoài cùng).

Đối với cấu kiện làm từ bêtông hạt nhỏ lấy μ_{xy} không quá 0,04.

A_{ef} - diện tích bêtông nằm trong phạm vi lưới thép.

φ - hệ số kể đến ảnh hưởng của cốt thép gián tiếp.

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi_a} \text{ với } \psi_a = \frac{\mu_{xy} R_{s.xy}}{R_b + 10} \quad (4\text{-}7)$$

$R_{s.xy}$ và R_b tính bằng MPa.

Đối với cấu kiện làm bằng bêtông hạt nhỏ lấy φ không lớn hơn 1.

φ_s - hệ số xét đến diện tích cốt thép trong vùng chịu nén cục bộ. Đối với sơ đồ hình 4.2b, e, g lấy $\varphi_s = 1$ với điều kiện lưới thép được đặt trong phạm vi không nhỏ hơn diện tích A.

Đối với các sơ đồ hình 4.2a, c, d, f hệ số φ_s được xác định theo công thức:

$$\varphi_s = 4,5 - \frac{3,5 A_{loc1}}{A_{ef}} \quad (4\text{-}8)$$

A_{ef} - diện tích bêtông nằm trong vùng giới hạn bởi các thanh ngoài cùng của lưới thép. Trong công thức (4-8) giá trị A_{ef} phải thỏa mãn điều kiện:

$$A_{loc1} \le A_{ef} \le A_{loc2} \quad (4\text{-}9)$$

Thí dụ 4.1:

Cho cột thép tựa lên mặt móng bêtông cốt thép (móng băng) và truyền tải trọng N = 2400kN phân bố đều trên diện tích A_{loc1} = 250 × 350mm. Từ mép của diện tích truyền tải đến mép gần nhất của mặt móng là 200 và 300mm (hình 4.3). Bêtông làm móng cấp B25. Bề rộng mặt móng b = 800mm. Yêu cầu kiểm tra về nén cục bộ.

1. Số liệu:

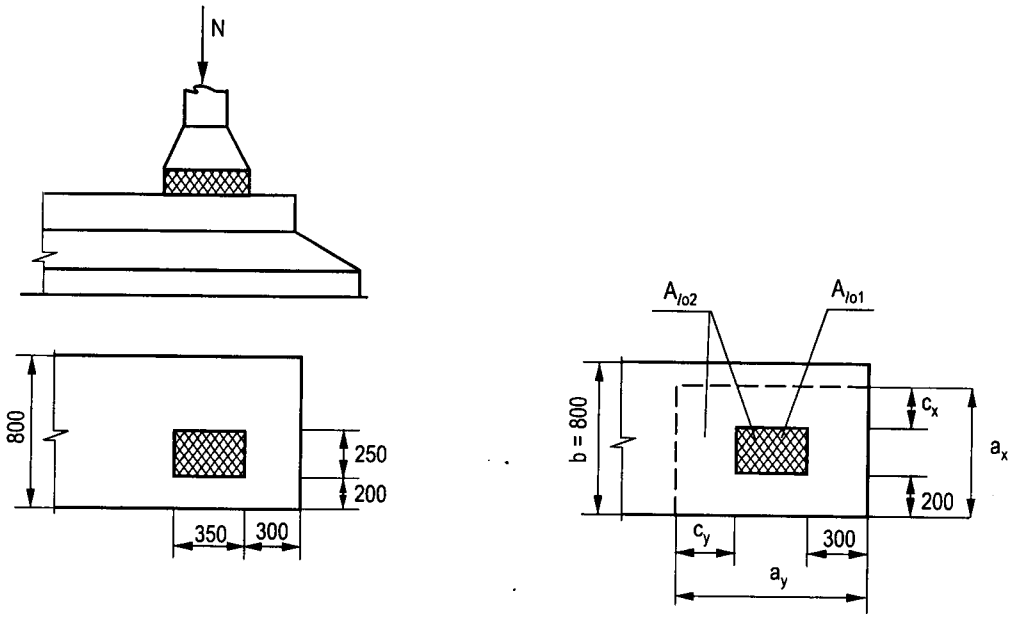
Bêtông cấp B25 có cường độ tính toán gốc R_b = 14,5MPa; R_{bt} = 1,05MPa. Kể đến hệ số $\gamma_b = \gamma_{b7} = 0,9$ có được:

$$R_b = 0,9 \times 14,5 = 13,05\text{MPa};$$

$$R_{bt} = 0,9 \times 1,05 = 0,945 \text{ MPa}.$$

Diện tích chịu nén cục bộ: $A_{loc1} = 250 \times 350 = 87500\text{mm}^2$

Tải trọng cục bộ là phân bố đều $\psi = 1$.



Hình 4.3. *Hình vẽ của thí dụ 4.3*

2. Tính toán:

Xác định A_{loc2}. Lấy đối xứng với A_{loc1} có được $c_x = 200$; $c_y = 300 < b = 800$ (hình 4.3). Từ đó: $a_x = 200 + 250 + c_x = 650$mm; $a_y = 300 + 350 + c_y = 950$mm.

$$A_{loc2} = a_x a_y = 650 \times 950 = 617500\text{mm}^2$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{617500}{87500}} = 1,918 < 2,5$$

(Sơ đồ chịu lực hình 4.2f, bêtông nặng cấp cao hơn B7,5).

Bêtông cấp B25 có: $$\alpha = 13,5\frac{R_{bt}}{R_b} = 13,5\frac{0,945}{13,05} = 0,9776$$

$$\alpha\varphi_b = 0,9776 \times 1,918 = 1,875$$

$$R_{b.loc} = \alpha\varphi R_b = 1,875 \times 13,05 = 24,47 \text{ MPa.}$$

$$\psi R_{b.loc} A_{loc1} = 1 \times 24,47 \times 87500 = 2141000\text{N} = 2141\text{kN.}$$

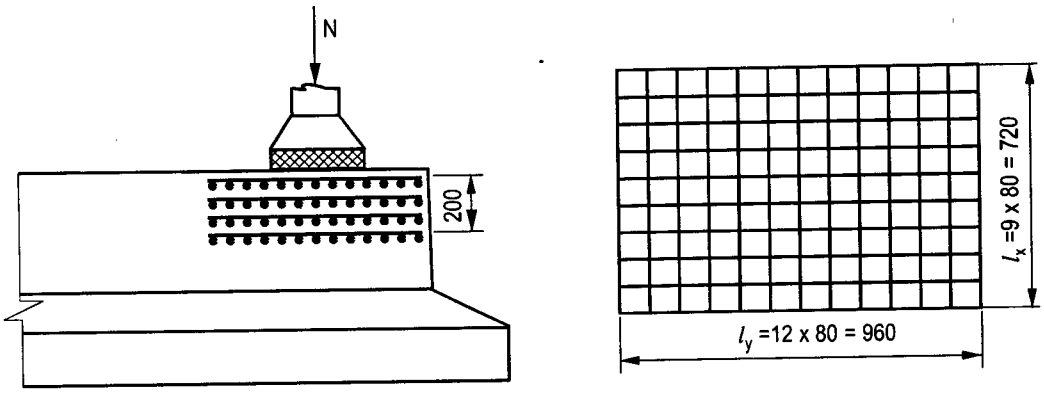
3. Kiểm tra:

So sánh thấy rằng $N = 2400\text{kN} > \psi R_{b.loc} A_{loc1}$, không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ. Cần tăng cường khả năng chịu lực bằng cách tăng diện tích truyền tải A_{loc1} hoặc bằng cách đặt các lưới thép chịu lực gián tiếp.

Thí dụ 4.2:

Theo số liệu của thí dụ 4.1, yêu cầu gia cố bằng lưới thép hàn, kiểm tra khả năng chịu lực.

1. Số liệu: N = 2400kN; Bêtông cấp B25 có R_b = 14,5 MPa (trường hợp dùng lưới thép gián tiếp không dùng hệ số γ_{b7} = 0,9). A_{loc1} = 87500mm^2. Dự kiến dùng lưới thép bằng các thanh ϕ6 theo hai phương, $A_{sx} = A_{sy}$ = 28,3mm^2, cốt thép CI có R_{sxy} = 225MPa. Lưới ô vuông có kích thước ô lưới $d_x = d_y$ = 80mm (nhỏ hơn $\frac{1}{4}b = 200$ và 100mm). Kích thước mặt bằng của lưới như hình 4.4 với l_x = 720mm; n_x = 13; l_y = 960mm; n_y = 10 (Diện tích tiết diện các thanh của lưới tính trên mỗi đơn vị dài theo hai phương là bằng nhau).



Hình 4.4. *Hình vẽ của thí dụ 4.2*

Diện tích tính toán A_{loc2} đã tính được (xem Thí dụ 4.1) là A_{loc2} = 617500mm^2.

Chiều sâu đặt lưới l_a được tính theo công thức (4-4) vì trong móng không có cốt thép dọc theo phương của N. Sơ đồ theo hình 4.2f.

$$\theta = \max\left(\frac{A_{loc1}}{A_{loc2}} = \frac{87500}{617500} = 0{,}1417 \text{ và } 0{,}5\right); \text{ lấy } \theta = 0{,}5.$$

$$l_a \geq \theta\left(\sqrt{\frac{N}{R_b}} - \sqrt{A_{loc1}}\right) = 0{,}5\left(\sqrt{\frac{2400\times1000}{14{,}5}} - \sqrt{87500}\right) = 111\text{mm}$$

Đặt 4 lưới, khoảng cách giữa các lưới s = 60mm; từ lưới đầu tiên đến mặt trên móng bằng 20mm.

$$l_a = 20 + 3 \times 60 = 200\text{mm} > 111\text{mm}.$$

2. Tính toán:

$$A_{ef} = l_x l_y = 720 \times 960 = 691200\text{mm}^2$$

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} = \frac{28,3(13\times720+10\times960)}{691200\times60} = 0,01293$$

$$\psi_a = \frac{\mu_{xy} R_{s.xy}}{R_b + 10} = \frac{0,01293\times225}{14,5+10} = 0,1187$$

$$\varphi = \frac{1}{0,23+\psi_a} = \frac{1}{0,23+0,1187} = 2,768$$

Tính φ_s theo công thức (4-8) trong đó lấy $A_{ef} \le A_{loc2}$.

Vì $A_{ef} = 691200 > A_{loc2} = 617500$ nên lấy $A_{ef} = 617500mm^2$.

$$\varphi_s = 4,5 - \frac{3,5A_{loc1}}{A_{ef}} = 4,5 - \frac{3,5\times87500}{617500} = 4,0$$

Tính φ_b theo công thức (4-3) đồng thời $\varphi_b \le 3,5$.

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{617500}{87500}} = 1,918 < 3,5$$

Tính $R_{b.red}$ theo công thức (4-5).

$$R_{b.red} = R_b\varphi_b + \varphi\mu_{xy}R_{s.xy}\varphi_s = 14,5\times1,918 + 2,867\times0,01293\times225\times4 = 61,17MPa$$

3. Kiểm tra:

Có: $R_{b.red}A_{loc1} = 61,17 \times 87500 = 5352000 = 5352kN$.

$N = 2400$ kN $< R_{b.red}A_{loc1}$ - Bảo đảm khả năng chịu lực.

Tuy vậy, nhận xét thấy độ chênh lệch giữa vế phải và vế trái là khá lớn, có thể rút bớt. Để tiết kiệm có thể dùng lưới với thanh thép có ϕ bé hơn và mắt lưới rộng hơn.

4.3. CÔNG XÔN NGẮN

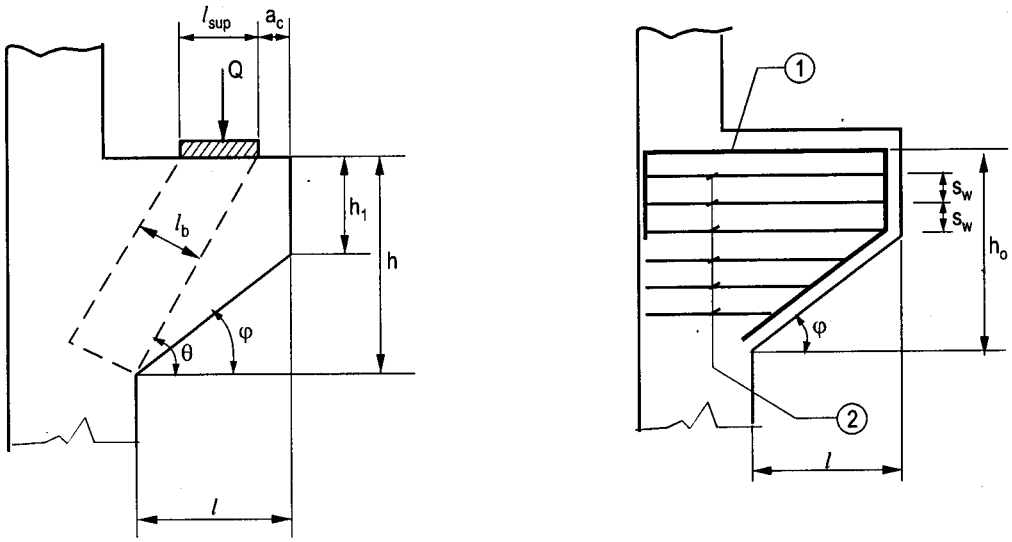
4.3.1. Cấu tạo

Công xôn được xem là ngắn khi $l \le 0,9h_0$ (hình 4.5). Chiều cao đầu công xôn là h_1 nên $\ge$ 200mm; góc nghiêng của mép dưới với phương ngang là $\varphi \le 45°$. Công xôn ngắn thường chịu tải trọng tập trung Q tác dụng trên một đoạn dài l_{sup} (sup - support: truyền).

Trong công xôn thường chỉ cần đặt cốt thép chủ số ① và các cốt thép đai số ② theo phương ngang cách đều nhau với khoảng cách s_w(*)

$$s_w \le \left(\frac{1}{4}h \text{ và } 150mm\right)$$

(*) Những nghiên cứu gần đây cho thấy việc đặt cốt xiên và cốt đai xiên trong công xôn ngắn là ít có hiệu quả.

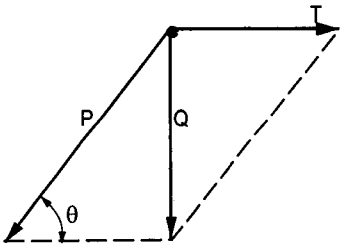


Hình 4.5. Sơ đồ tính toán công xôn ngắn

4.3.2. Sự làm việc của công xôn ngắn

Xem tải trọng Q được truyền cho kết cấu đỡ được phân thành hai lực: lực nén theo phương xiên P và lực kéo theo phương ngang T (hình 4.6).

Lực P được truyền theo một dải chịu nén có bề dày là l_b, có phương xiên một góc θ so với phương ngang.



Hình 4.6. Các lực để tính toán công xôn

$$tg\theta = \frac{h}{l - a_c}$$

a_c - khoảng cách từ mép l_{sup} đến mép công xôn.

$$P = \frac{Q}{\sin\theta}; \quad T = P\cos\theta = \frac{Q}{tg\theta}$$

Lực kéo T sẽ do cốt thép chủ số ① chịu, lực nén P do bêtông (được cốt thép đai tăng cường) chịu.

4.3.3. Tính toán cốt thép chủ

Gọi A_{s1} là diện tích tiết diện cốt thép chủ số ① thì điều kiện là:

$$T \le \gamma R_s A_{s1}$$

γ - hệ số độ tin cậy, có thể lấy γ = 0,8.

Thay các biểu thức của T và số liệu, rút ra:

$$A_{s1} \ge \frac{1,25Q}{R_s tg\theta} \qquad (4\text{-}10)$$

Trong (4-10) lấy $tg\theta \leq 1,25$.

4.3.4. Kiểm tra dải bêtông chịu nén

Dải chịu nén có bề rộng b lấy bằng bề rộng công xôn, có bề dày l_b.

$$l_b = l_{sup}\sin\theta \tag{4-11}$$

Điều kiện về khả năng chịu lực là:

$$P \leq P_b = \gamma R_{b.*}.bl_b \tag{4-12}$$

R_{b*} - cường độ quy đổi của bêtông (theo phương xiên, được tăng cường nhờ cốt thép đai).

$$R_{b*} = \varphi_{w2}R_b \text{ với } \varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w2} \tag{4-13}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};\quad \mu_{w2} = \frac{A_{sw}}{bs_w}.\text{ Lấy } \varphi_{w2} \leq 1,30.$$

E_s, E_b - môđun đàn hồi của cốt thép đai và của bêtông;

A_{sw} - diện tích tiết diện của các cốt thép đai trong một lớp (nằm trong cùng một mặt phẳng).

Kết hợp các công thức và điều kiện, biến đổi (4-12) thành:

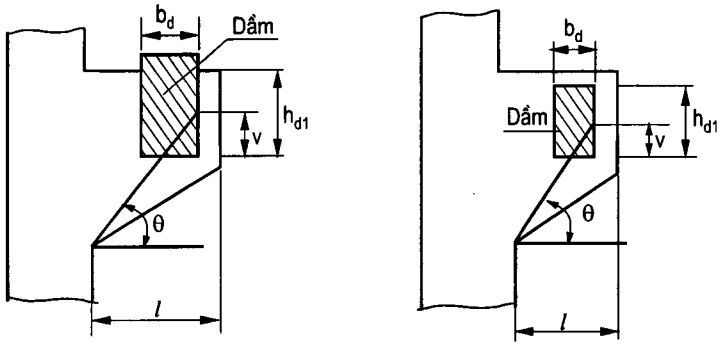
$$Q \leq Q_b = 0,8\varphi_{w2}R_b bl_b\sin\theta \tag{4-14}$$

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356 - 2005 còn quy định lấy Q_b không lớn hơn $Q_2 = 3,5R_{bt}bh_0$ và không nhỏ hơn $Q_1 = 2,5R_{bt}bh_0$

$$2,5R_{bt}bh_0 \leq Q_b \leq 3,5R_{bt}bh_0 \tag{4-15}$$

4.3.5. Ghi chú về l_{sup} và góc θ

Khi xác định đoạn dài l_{sup} và góc θ cần xét đến đặc điểm truyền tải trọng theo các sơ đồ liên kết khác nhau của dầm (hoặc dàn) với công xôn: kê tự do hoặc liên kết cứng, theo phương dọc hoặc theo phương ngang.



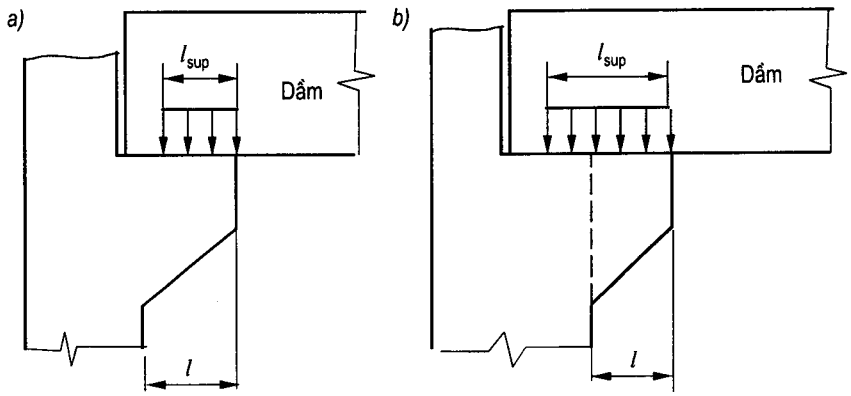
Hình 4.7. Sơ đồ xác định góc θ khi dầm liên kết cứng với công xôn

Khi có dầm liên kết cứng theo phương ngang của công xôn (hình 4.7 - trục dầm vuông góc với l của công xôn) góc θ được tính từ điểm giữa của phần chiều cao dầm nằm trong công xôn với $v = 0,5h_{dl}$ (v - tính từ đáy dầm nằm trong công xôn, h_{dl} phần chiều cao tiết diện dầm nằm trong công xôn).

Khi dầm đặt theo phương dọc công xôn (hình 4.8, trục dầm song song với l của công xôn), và kê tự do trực tiếp (không dùng chi tiết thép đặt sẵn làm gối tựa), l_{sup} được tính từ mút của công xôn và theo công thức (4-15).

$$l_{sup} = \frac{Q}{b_0 R_b} \qquad (4\text{-}16)$$

b_0 lấy bằng giá trị bé hơn của b công xôn và bề rộng dầm.



Hình 4.8. *Sơ đồ dầm kê tự do trực tiếp theo phương dọc công xôn*

Trường hợp $l_{sup} > l$ (hình 4.8b) thì trong tính toán chỉ kể đến phần tải trọng đặt trên đoạn vươn l của công xôn. Trong các biểu thức (4-10) và (4-14) lấy $Q = b_0/R_b$ và trong công thức (4-11) lấy $l_{sup} = l$.

Thí dụ 4.3:

Cho vai cột đỡ dầm cầu trục có kích thước như trên hình 4.9. Bề rộng vai cột b = 400mm. Bề rộng dầm cầu trục b_t = 180mm. Bêtông cấp B20. Yêu cầu thiết kế, kiểm tra vai cột với lực Q = 400kN.

1. Số liệu: b = 400mm; h = 480mm, l = 360. Lấy l_{sup} bằng bề rộng dầm cầu trục, l_{sup} = 180; a_c = 80mm. Giả thiết chiều dày lớp đệm của cốt thép chủ là a = 40mm; $h_0 = h - a = 440$mm; $l = 360 < 0,9h_0 = 396$mm.

Tính toán vai cột theo công xôn ngắn.

Bêtông B20 có R_b = 11,5MPa; R_{bt} = 0,9MPa, E_b = 27000MPa.

Cốt thép chủ nhóm CII có: R_s = 280MPa.

Cốt thép đai nhóm CI có: E_s = 210000MPa.

2. Tính toán: Góc θ của dải truyền lực:

$$tg\theta = \frac{h}{l - a_c} = \frac{480}{360 - 80} = 1,7142$$

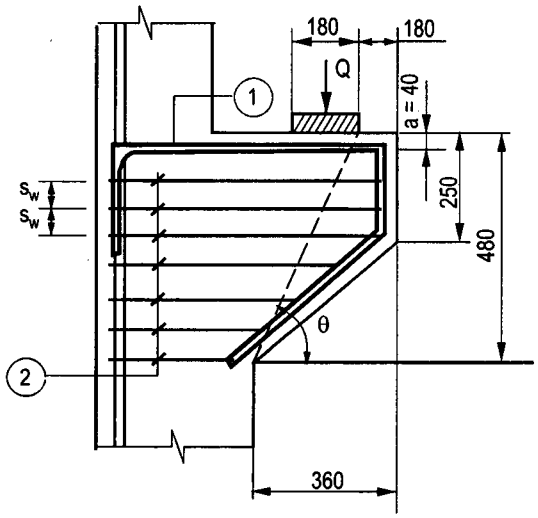
$\theta = 59°,44'$; $\sin\theta = 0,8637$

Tính cốt thép chủ:

$$A_{s1} \geq \frac{1,25Q}{R_s tg\theta}; \text{ lấy } tg\,\theta \leq 1,25.$$

$$A_{s1} = \frac{1,25 \times 400 \times 1000}{280 \times 1,25} = 1428mm^2$$

Chọn cốt thép chủ, số ① là 3ϕ25 với diện tích $1473mm^2$.



Hình 4.9. *Hình vẽ của thí dụ 4.3*

Cốt thép đai, dự kiến dùng ϕ8, mỗi lớp có hai nhánh: $A_{sw} = 2 \times 50 = 100mm^2$; khoảng cách các lớp cốt thép đai $s_w = 60mm < \left(\frac{1}{4}h = 120 \text{ và } 150mm\right)$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{27000} = 7,777;$$

$$\mu_{w2} = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{100}{400 \times 60} = 0,004166$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w2} = 1 + 5 \times 7,777 \times 0,004166 = 1,162 < 1,3$$

$l_b = l_{sup}\sin\theta = 180 \times 0,8637 = 155,4mm$

$2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \times 0,9 \times 400 \times 440 = 396000N = 396kN.$

$3,5R_{bt}bh_0 = 554,4kN$

$Q_b = 0,8\varphi_{w2}R_b b l_b \sin\theta = 0,8 \times 1,162 \times 11,5 \times 400 \times 155,4 \times 0,8637$

$Q_b = 573900N = 573,9kN$

Lấy Q_b không lớn hơn $3,5\,R_{bt}bh_0 = 555,4kN$

Thỏa mãn điều kiện $Q \leq Q_b$.

Cốt thép số ② là ϕ8, khoảng cách $s_w = 60mm$.

Thí dụ 4.4:

Cho công xôn vai cột đỡ dầm sàn. Dầm và vai được đổ bêtông liền khối, liên kết cứng. Kích thước như trên hình 4.10.

Bêtông cấp B250. Lực tập trung từ dầm truyền vào là Q = 210kN. Bề rộng công xôn b = 250mm.

Yêu cầu tính toán và kiểm tra.

1. Số liệu: b = 250mm; h = 550mm; l = 320; Giả thiết a = 40; h_0 = 550 – 40 = 510mm; $l = 320 < 0{,}9h_0 = 459$mm. Tính toán theo công xôn ngắn.

Bêtông B25 có R_b = 14,5MPa; R_{bt} = 1,05; E_b = 30000MPa.

Dùng cốt thép chủ nhóm CII có R_s = 280MPa. Cốt thép đai nhóm CI có E_s =210000MPa.

Dự kiến dùng cốt thép đai ϕ6, hai nhánh, $A_{sw} = 2 \times 28{,}3 = 56{,}6$ mm^2 khoảng cách

$$s_w = 80\text{mm} < \left(\frac{1}{4}h = 137\text{mm và } 150\text{mm}\right)$$

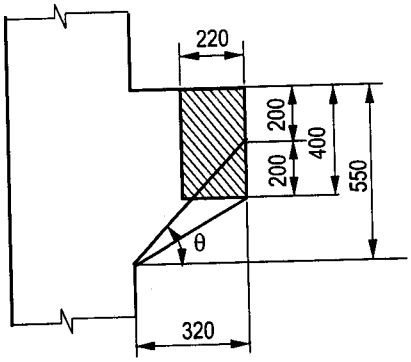
Độ dài đoạn truyền lực: l_{sup} = 220mm

2. Tính toán:

Theo hình 4.4 tính:

$$tg\theta = \frac{550-200}{320} = 1{,}031$$

$$\theta = 45°53'; \sin\theta = 0{,}7179.$$



Hình 4.10. *Hình vẽ của thí dụ 4.4*

Cốt thép chủ:

$$A_{s1} = \frac{1{,}25Q}{R_s tg\theta} = \frac{1{,}25\times 210000}{280\times 1{,}031} = 909{,}3\text{mm}^2$$

Chọn cốt thép số ① là 3ϕ20 với diện tích 942mm^2.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7;$$

$$\mu_{w2} = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{56{,}6}{250\times 80} = 0{,}00283$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w2} = 1 + 5 \times 7 \times 0{,}00283 = 1{,}099 < 1{,}3.$$

$$Q_1 = 2{,}5R_{bt}bh_0 = 2{,}5 \times 1{,}05 \times 250 \times 510 = 334600\text{N} = 334{,}6\text{kN}$$

$$Q_2 = 3{,}5\ R_{bt}bh_0 = 468{,}5\text{kN};$$

$$l_b = l_{sup}\sin\theta = 220 \times 0{,}7179 = 158\text{mm}$$

$$Q_b = 0{,}8\varphi_{w2}R_b b l_b \sin\theta = 0{,}8\times 1{,}099\times 14{,}5\times 250\times 158\times 0{,}7179 = 361500$$

Q_b = 361,5kN, nằm trong giới hạn $Q_1 \le Q_b \le Q_2$.

Thỏa mãn điều kiện Q = 210kN < Q_b = 361,5.

Thí dụ 4.5:

Cho vai cột đỡ dầm lắp ghép, kê tự do, kích thước vai và gối kê của dầm như trên hình 4.11. Bêtông cấp B15. Bề rộng dầm b_d = 200mm; bề rộng vai cột b = 240mm. Lực từ dầm truyền vào vai cột Q = 180kN. Yêu cầu tính toán, kiểm tra.

1. Số liệu: b = 240m; b_d = 200; h = 500; l = 300mm.

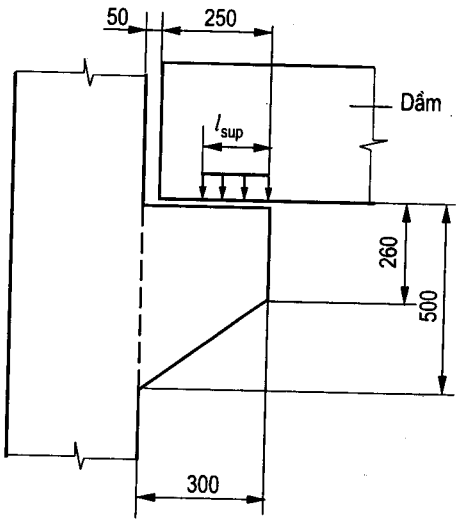
Giả thiết a = 40mm; h_0 = 500 – 40 = 460mm; $l = 300 < 0{,}9h_0 = 414$mm.

Bêtông B15 có R_b = 8,5MPa; R_{bt} = 0,75; E_b = 23000MPa.

Dùng cốt thép nhóm CII; R_s = 280; E_s = 210000MPa.

2. Tính toán: b_0 = min (b = 240 và b_d = 200) = 200mm

$$l_{sup} = \frac{Q}{b_0 R_b} = \frac{180000}{200 \times 8{,}5} = 106\text{mm}$$, nhỏ thua đoạn dầm kê lên vai là 250mm. Tính l_{sup} từ mút công xôn, a_c = 0.



Hình 4.11. *Hình vẽ của thí dụ 4.5*

$$tg\theta = \frac{h}{l - a_c} = \frac{500}{300} = 1{,}667;\ \sin\theta = 0{,}8575$$

Cốt thép chủ: $$A_{s1} = \frac{1{,}25Q}{R_s tg\theta}$$ với $tg\theta \le 1{,}25$; lấy bằng 1,25

$$A_{s1} = \frac{1{,}25 \times 180000}{280 \times 1{,}25} = 643\text{mm}^2$$

Dự kiến dùng cốt thép đai ϕ6, hai nhánh $A_{sw} = 2 \times 28{,}3 = 56{,}6\text{mm}^2$

Khoảng cách: $$s_w = 100\text{mm} < \left(\frac{1}{4}h = 125 \text{ và } 150\text{mm}\right)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{23000} = 9{,}13;$$

$$\mu_{w2} = \frac{A_{sw}}{bs_w} = \frac{56{,}6}{240 \times 100} = 0{,}002358$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w2} = 1 + 5 \times 9{,}13 \times 0{,}002358 = 1{,}107 < 1{,}3.$$

$$Q_1 = 2{,}5R_{bt}bh_0 = 2{,}5 \times 0{,}75 \times 240 \times 460 = 207000\text{N} = 207\text{kN}$$

$Q_2 = 3{,}5R_{bt}bh_0 = 289{,}8$ kN;

$l_b = l_{sup}\sin\theta = 106 \times 0{,}8575 = 90{,}9$mm

$Q_b = 0{,}8\ \varphi_{w2}R_b b l_b \sin\theta = 0{,}8\times1{,}107\times8{,}5\times240\times90{,}9\times0{,}8575 = 140800$

$140{,}8$kN $< Q_1 = 207$. Theo quy định $Q_1 \le Q_b \le Q_2$.

Lấy $Q_b = Q_1 = 207$ kN. Tải trọng Q = 180kN.

Thỏa mãn điều kiện $Q \le Q_b$.

4.4. NEO CỐT THÉP

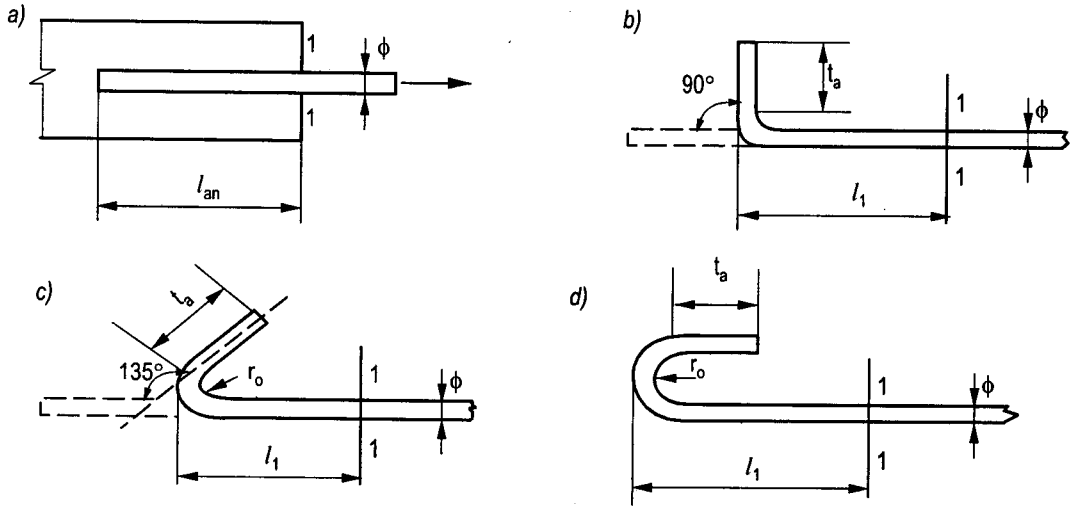
4.4.1. Các loại neo

Cốt thép chỉ có thể phát huy hết tác dụng khi đầu thanh cốt thép được neo chắc chắn. Có các loại neo thẳng, neo gập và mấu neo.

Neo thẳng khi đầu thanh cốt thép được để thẳng (hình 4.12a).

Neo gập có các kiểu uốn gập đầu thanh thép các góc 90° (móc vuông), 135° (móc xiên) hoặc 180° (móc tiêu chuẩn) (hình 4.12b, c, d).

Mấu neo là việc mở rộng cục bộ đầu mút thanh cốt thép bằng biện pháp ép chùn (làm phình to ra), hàn vào các vòng "rông đen", các đoạn ngắn cốt thép hoặc các đoạn thép góc (hình 4.13).

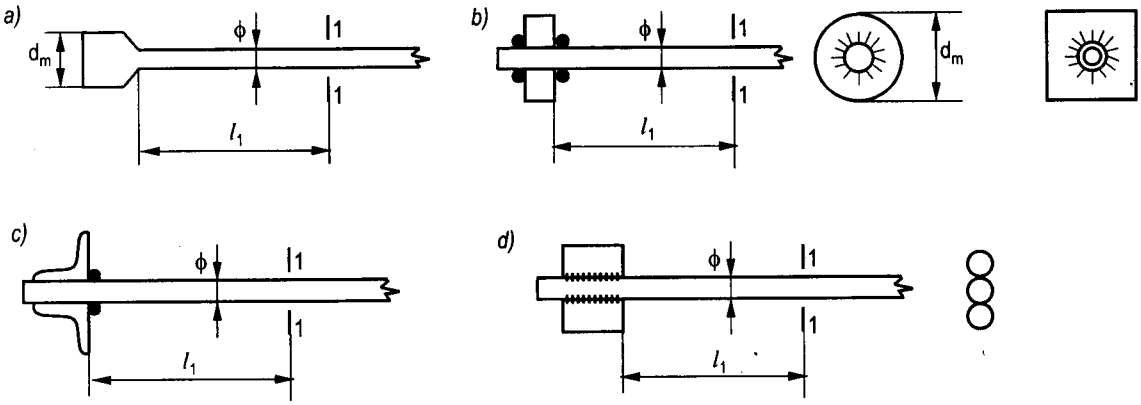


Hình 4.12. *Neo thẳng (a) và các loại neo gập (b, c, d)*

Cốt thép tròn trơn, chịu kéo trong khung và lưới buộc cần được làm neo kiểu móc tiêu chuẩn hoặc móc xiên. Cốt thép chịu nén chỉ dùng kiểu neo thẳng. Cốt thép có gờ chịu kéo trong khung và lưới buộc có thể dùng neo thẳng, neo gập 90° hoặc 135°. Khi dùng

neo gập 90° cần chú ý đoạn thẳng t_a có thể bị bật ra khỏi bêtông, để chống lại hiện tượng này cần tạo cho đoạn t_a tì lên một lớp bêtông đủ dày hoặc có biện pháp neo mút của t_a vào bêtông.

Chỉ nên dùng mấu neo khi không đủ chỗ để thực hiện kiểu neo thẳng hoặc neo gập hoặc có đủ lập luận chứng tỏ rằng trong trường hợp đang xét việc dùng mấu neo có hiệu quả hơn.



Hình 4.13. *Một số loại mấu neo*

Khi tính toán hoặc cấu tạo đoạn neo, trước hết cần xác định tiết diện 1-1, tại đó thanh cốt thép được sử dụng hết khả năng chịu lực (được tính toán với cường độ R_s, R_{sc}).

4.4.2. Chiều dài đoạn neo thẳng

Chiều dài neo l_{an} được xác định theo công thức (4-17) (an - anchor: neo).

$$l_{an} = \left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta_{an}\right)\phi \qquad (4\text{-}17)$$

đồng thời $l_{an} \geq \lambda_{an}\phi$ và l_{min}.

Giá trị R_b được xác định với các hệ số điều kiện làm việc γ_b ngoại trừ hệ số γ_{b2}.

Giá trị ω_{an}; Δ_{an}; λ_{an} và l_{min} được cho trong phụ lục 7.

Đối với cấu kiện làm từ bêtông hạt nhỏ nhóm B, chiều dài l_{an} theo (4-17) cần tăng lên 10ϕ với thép chịu kéo và 5ϕ với thép chịu nén.

Trường hợp tại tiết diện tính toán 1-1 thanh cốt thép chưa được sử dụng hết khả năng chịu lực (vì dùng cốt thép lớn hơn cần thiết, vì cốt thép được tính với ứng suất $\sigma_s < R_s$...) thì giá trị l_{an} tính theo công thức (4-17) được giảm xuống bằng cách nhân với tỉ số $\frac{\sigma_s}{R_s}$ hoặc $\frac{A_s \text{ tính được}}{A_s \text{ thực có}}$.

Có thể rút ngắn đoạn neo thẳng l_{an} bằng cách đặt các cốt thép chịu lực gián tiếp trong vùng neo (lưới thép hàn, cốt thép đai lò xo) để làm tăng lực dính bám của cốt thép vào bêtông.

4.4.3. Neo gập

Neo gập gồm ba đoạn: Đoạn nằm ngang dài l_1, đoạn uốn cong với bán kính cong r_0 và đoạn thẳng đầu mút t_a. Bán kính uốn $r_0 \geq k\phi$. Với bêtông nặng k = 2,5÷3, với bêtông nhẹ k = 4 ÷5.

Chiều dài đoạn neo l_1 được xác định:

$$l_1 \geq l_{an} - \gamma_1 t_a - \beta_1 r_0 \qquad (4\text{-}18)$$

đồng thời $l_1 \geq 10\phi$ và ρl_{an}. Lấy $\rho = 0,6$ với cốt thép tròn; 0,4 với cốt thép có gờ.

Hệ số γ_1, β_1 được cho ở phụ lục 7.

Giá trị l_{an} xác định theo mục 4.4.2.

4.4.4. Mấu neo

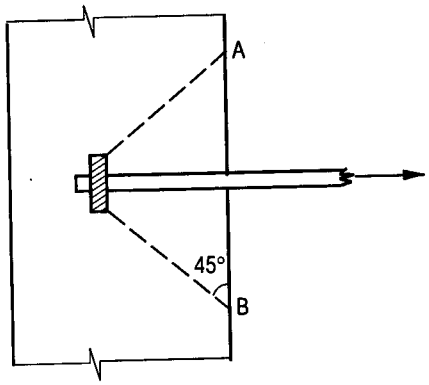
Xác định A_m là diện tích do mấu neo tạo ra, tỳ lên bêtông. Xác định chiều dài đoạn neo l_1 theo công thức (4-19).

$$l_1 \geq \left(1 - \frac{1,3R_bA_m}{R_s\phi^2}\right)l_{an} \qquad (4\text{-}19)$$

đồng thời $l_1 \geq 10\phi$.

Với mấu neo như hình 4.13a, b thì $A_m = \pi(d_m^2 - \phi^2)$.

Ghi chú: Khi dùng mấu neo (hoặc neo gập) mà vùng neo cốt thép có mặt thoáng AB như hình 4.14 còn cần phải kiểm tra khả năng chống lại sự phá hoại do cắt theo các mặt tháp nghiêng 45° (theo điều kiện về chọc thủng hoặc tính toán cốt thép treo). Xem thí dụ 4.11.



Hình 4.14. *Sơ đồ tính mấu neo về chọc thủng*

Thí dụ 4.6:

Cho bản công xôn liên kết vào tường bêtông cốt thép dày 200mm. Cốt thép tính toán được là $A_s = 495mm^2$ (cho mỗi mét bề rộng). Đã chọn ϕ10, khoảng cách 150 với A_s thực có = $523mm^2$, cốt thép tròn trơn nhóm CI (hình 4.15).

Bêtông của tường cấp B15. Yêu cầu xác định đoạn neo.

1. Số liệu: $R_b = 8,5MPa$; $R_s = 225MPa$; $\phi = 10mm$.

Neo cốt thép tròn trơn vào vùng bêtông chịu nén, theo phụ lục 7 có $\omega_{an} = 0,8$; $\Delta_{an} = 8$; $\lambda_{an} = 15$ và $l_{min} = 200mmđ$

2. Tính toán: Đoạn neo thẳng.

$$l_{an} = \left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta_{an}\right)\phi = \left(0,8\frac{225}{8,5} + 8\right)10 = 291,8mm$$

Vì cốt thép được dùng lớn hơn cốt thép tính toán nên được giảm l_{an} theo tỉ lệ $\frac{A_s \text{tính được}}{A_s \text{ thực có}} = \frac{495}{523} = 0,9464$.

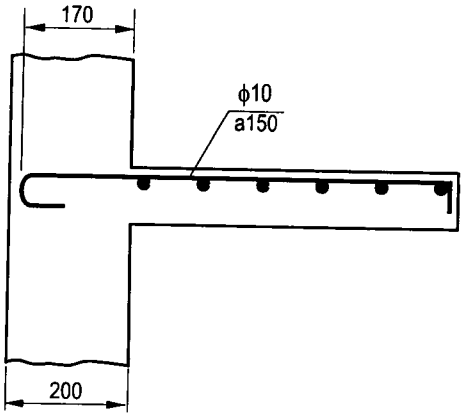
$$l_{an} = 0,9464 \times 291,8 = 276mm > \lambda_{an}\phi = 150mm \text{ và } l_{min} = 200$$

Cốt thép tròn trơn trong lưới buộc, cần dùng neo tiêu chuẩn hoặc neo gập 135°. Ở đây dùng neo tiêu chuẩn với bán kính uốn $r_0 = 3\phi = 30mm$; đoạn thẳng $t_a = 2\phi = 20mm$.

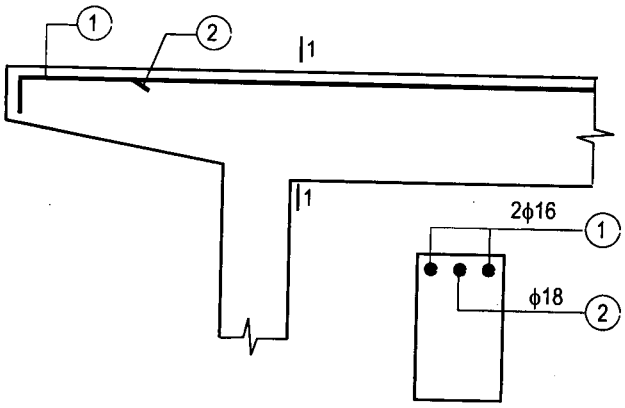
Hệ số $\gamma_1 = 2,5$ và $\beta_1 = 3$.

$$l_1 = l_{an} - \gamma_1 t_a - \beta_1 r_0 = 276 - 2,5 \times 20 - 3 \times 30 = 136mm > 10\phi = 100.$$

Theo cấu tạo thực tế $l_1 = 170mm > 136mm$.



Hình 4.15. Hình vẽ của thí dụ 4.6



Hình 4.16. Hình vẽ của thí dụ 4.7

Thí dụ 4.7:

Cho nút khung với đoạn dầm công xôn như hình 4.16. Tại tiết diện 1-1 tính được $A_s = 615mm^2$ thép CIII, chọn được $2\phi16 + \phi18$ với $A_s = 656mm^2$. Phía công xôn tính được $A_s = 3,98mm^2$, chỉ cần dùng $2\phi16$ là đủ. Bêtông cấp B20.

Dự định kéo thanh số ② là $\phi18$ qua nút khung và cắt. Yêu cầu xác định chiều dài đoạn neo của thanh số ②.

1. Số liệu: Thép CIII có gờ, $R_s = 365$; bêtông B20 có $R_b = 11,5$MPa.

Neo cốt thép chịu kéo trong vùng bêtông chịu kéo, theo phụ lục 7 có $\omega_{an} = 0,70$; $\Delta_{an} = 11$; $\lambda_{an} = 20$; $l_{min} = 250$mm.

2. Tính toán: Với $\phi = 18$mm.

$$l_{an} = \left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta_{an}\right)\phi = \left(0,7\frac{365}{11,5} + 11\right)18 = 598\text{mm}$$

l_{an} được giảm xuống theo tỉ số:

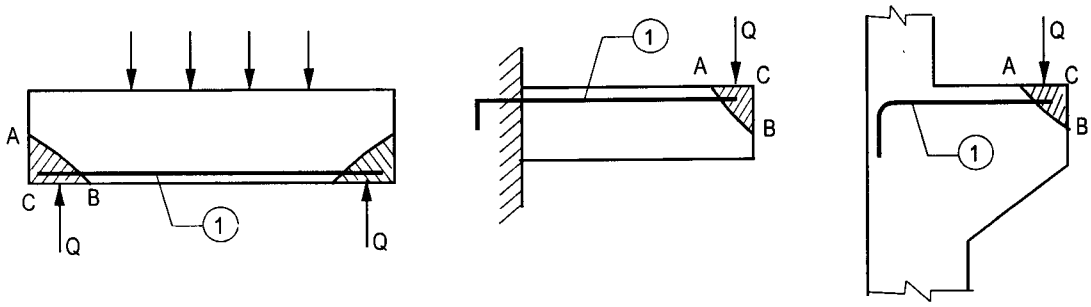
$$\frac{A_s \text{ tính được}}{A_s \text{thực có}} = \frac{615}{656} = 0,9375.$$

$$l_{an} = 0,9375 \times 598 = 598 = 560\text{mm} > \lambda_{an}\phi = 360 \text{ và } l_{min} = 250\text{mm}$$

Vậy lấy đoạn neo của cốt thép số ② là 560mm.

4.5. CẮT VÁT

Hiện tượng cắt vát xẩy ra ở đầu mút tự do của cấu kiện (dầm, công xôn...) chịu tải trọng tập trung Q khá lớn (hình 4.17).



Hình 4.17. *Hiện tượng cắt vát ở đầu mút cấu kiện*

Sự cắt vát xẩy ra theo mặt trượt AB làm cho mảng bêtông ABC tách ra khỏi cấu kiện, dẫn đến sự phá hoại cục bộ.

Xẩy ra phá hoại cắt vát là vì đầu mút cốt thép số ① không được neo chắc chắn hoặc là diện tích tiết diện A_{s1} ở trong vùng đầu mút là quá bé.

Để bảo đảm khả năng chống cắt vát cần thỏa mãn điều kiện về diện tích tiết diện A_{s1} và neo cốt thép

$$A_{s1} \geq \frac{Q}{R_s} \qquad (4\text{-}20)$$

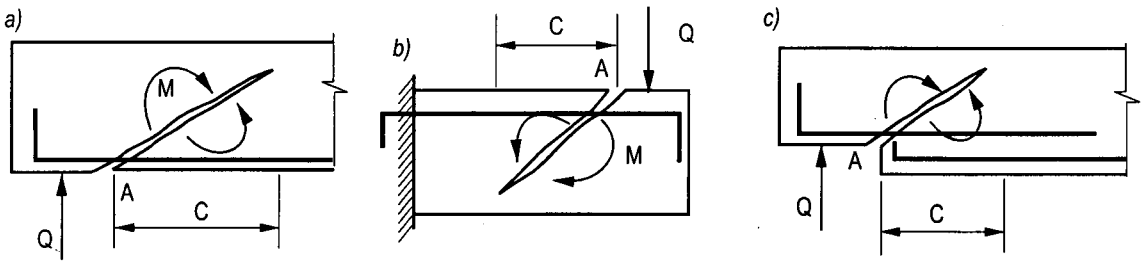
Đầu mút cốt thép A_{s1} cần được neo chắc chắn bằng cách bảo đảm đủ chiều dài đoạn neo ở gối tựa kê tự do theo quy định, dùng cách uốn neo 90° hoặc làm các mấu neo vào

đầu mút cốt thép. Neo cốt thép như thế còn để bảo đảm cho cốt thép dọc phát huy khả năng khi chịu uốn theo tiết diện nghiêng.

4.6. UỐN TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG

4.6.1. Đại cương

Ở đầu mút tự do của dầm hoặc công xôn ngoài khả năng bị cắt vát (xem mục 4.5) còn có thể bị phá hoại do uốn trên tiết diện nghiêng (hình 4.18a, b).



Hình 4.18. *Uốn trên tiết diện nghiêng*

Uốn trên tiết diện nghiêng còn có thể xảy ra ở chỗ đột ngột thay đổi tiết diện dầm (hình 4.18c), chỗ đột ngột thay đổi cốt thép dọc chịu kéo (cắt bớt, uốn xiên hoặc uốn chuyển vùng).

Tiết diện nghiêng có khởi điểm A ở mép chịu kéo, kết thúc ở vùng chịu nén, có chiều dài hình chiếu lên phương trục dầm là C. Tiết diện nghiêng chia dầm làm hai phần.

Gọi M là mômen uốn trên tiết diện nghiêng, bằng mômen của tải trọng và phản lực đặt trên một phần của dầm (một phía so với tiết diện nghiêng) lấy đối với trục đi qua điểm cuối của tiết diện nghiêng ở vùng nén.

Gọi M_A - mômen uốn trên tiết diện thẳng góc đi qua khởi điểm A của tiết diện nghiêng (ở đầu mút kê tự do của dầm và đầu mút công xôn M_A là bằng không).

Thấy rằng $M > M_A$. Như trên hình 4.18 thì $M = M_A + QC$.

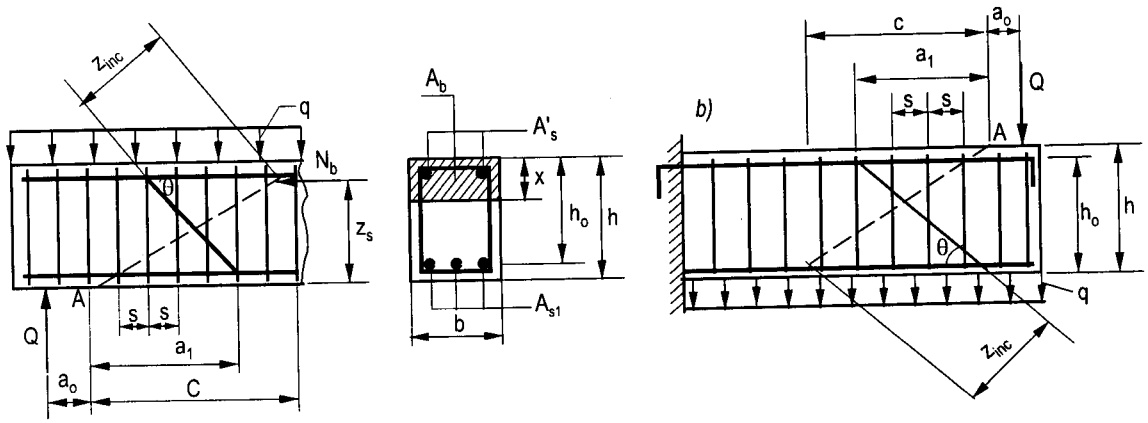
Nếu cốt thép dọc chịu kéo ở tiết diện A được chọn vừa đủ chịu M_A thì sẽ không đủ để chịu M. Lúc này cần huy động các cốt thép đai và cốt thép xiên đặt qua tiết diện nghiêng vào việc chịu M.

Việc bảo đảm khả năng chịu uốn trên tiết diện nghiêng là cần thiết, tuy vậy trong một số trường hợp không đòi hỏi phải tính toán chi li mà có thể giải quyết bằng một số biện pháp cấu tạo (chọn tăng tiết diện cốt thép dọc chịu kéo và thực hiện việc neo bảo đảm).

4.6.2. Điều kiện, công thức cơ bản

Sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 4.19a dùng cho đầu mút dầm kê tự do hoặc ở chỗ tiết diện dầm thay đổi đột ngột (xem hình 4.18c). Hình 4.19b thể hiện đầu mút công

xôn. Lực Q có thể là tải trọng tập trung hoặc phản lực gối tựa. Thông thường lấy Q bằng lực cắt ở tiết diện đầu mút dầm.



Hình 4.19. *Sơ đồ tính toán về uốn trên tiết diện nghiêng*

Điều kiện về khả năng chịu lực là:

$$M \le M_{gh} = \sigma_s A_{s1} z_s + 0{,}5\, q_{sw} c^2 + R_{sw} A_{inc} Z_{inc} \qquad (4\text{-}21)$$

M - mômen do ngoại lực (tải trọng và phản lực gối tựa) đặt ở một phía của tiết diện nghiêng, lấy đối với trục vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua điểm đặt hợp lực N_b trong vùng nén.

Trong trường hợp thông thường, trong phạm vi tiết diện nghiêng không có tải trọng tập trung như trên hình 4.19 thì xác định M như sau:

$$M = M_A + Q_A c \pm 0{,}5qc^2 \qquad (4\text{-}22)$$

M_A, Q_A - mômen uốn, lực cắt tại tiết diện qua A, điểm đầu của tiết diện nghiêng.

Trong trường hợp như trên hình 4.19 có thể xem tiết diện nghiêng bắt đầu từ điểm đặt lực Q và như vậy $M_A = 0$ và $Q_A = Q$.

Trường hợp tiết diện nghiêng bắt đầu tại chỗ cắt hoặc uốn cốt thép dọc chịu kéo thì cần xác định M_A và Q_A theo biểu đồ nội lực.

Trong biểu thức (4-22) lấy $+ 0{,}5qc^2$ với dầm công xôn và q là tải trọng phân bố đều đặt ở mép dưới của dầm, xác định q với độ tin cậy tăng lên (tải trọng phân bố ở mặt trên công xôn không tham gia vào M).

Lấy $-0{,}5qc^2$ với đầu dầm kê tự do hoặc chỗ thay đổi đột ngột chiều cao dầm và q là tải trọng phân bố đặt ở mép trên của dầm, được lấy với độ tin cậy giảm xuống (tải trọng đặt ở mép dưới của dầm không tham gia vào M).

Các số hạng ở bên phải của biểu thức (4-21) là khả năng chịu mômen của cốt thép dọc, cốt thép đai và cốt thép xiên có trong phạm vi tiết diện nghiêng.

σ_s - ứng suất tính toán trong cốt thép dọc chịu kéo A_{s1}. Khi cốt thép này được neo chắc chắn, có thể lấy $\sigma_s = R_s$. Khi đoạn neo của cốt thép dọc là chưa đủ bảo đảm thì lấy $\sigma_s = \gamma_s R_s$ với γ_s là hệ số điều kiện làm việc của cốt thép, $\gamma_s \leq 1$ và lấy như sau:

$\gamma_s = \dfrac{l_x}{l_{an}}$ với l_x - chiều dài đoạn neo cốt thép tính từ khởi điểm của tiết diện nghiêng, với đầu dầm kê tự do xem khởi điểm này ở mép gối tựa.

l_{an} - chiều dài đoạn neo cần thiết, xác định theo công thức (4-17).

Khi mà trong vùng neo cốt thép có dùng những biện pháp để tăng lực dính bám của cốt thép với bêtông hoặc dùng những biện pháp neo bổ trợ thì l_{an} được giảm xuống.

Chú ý: Khi $l_x > l_{an}$ thì lấy $\sigma_s = R_s$ (hoặc $\gamma_s = 1$).

Z_s - cánh tay đòn nội lực của cốt thép dọc A_{s1}, tính từ trọng tâm cốt thép A_{s1} đến hợp lực N_b của vùng nén. Để xác định diện tích vùng nén A_b cần lập phương trình cân bằng lực theo phương trục dầm:

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_{s1} - R_{sw} A_{inc} \cos\theta = 0 \qquad (4\text{-}23)$$

Từ phương trình tính ra A_b, tìm điểm đặt hợp lực vùng nén và xác định Z_s. Việc làm này là khá phức tạp, có thể xác định Z_s một cách gần đúng như sau: $Z_s = h_0 - \dfrac{x}{2}$. Với tiết diện chữ T có cánh trong vùng nén lấy $x = h_f$ là bề dày cánh. Với tiết diện chữ nhật (và chữ T có cánh trong vùng kéo) lấy $x = \dfrac{R_s A_{s1}}{R_s b}$. Cũng có thể lấy Z_s đơn giản hơn; $Z_s = \gamma h_0$, với tiết diện chữ T cánh trong vùng nén $\gamma = 0{,}9 \div 0{,}95$; với tiết diện chữ nhật $\gamma = 0{,}80 \div 0{,}85$.

q_{sw} - khả năng chịu lực của cốt thép đai được tính thành phân bố đều, tính theo công thức (3-20) chép lại dưới đây:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}$$

A_{sw} - diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt thép đai;

R_{sw} - cường độ tính toán cốt thép ngang (đai, xiên);

A_{inc} - diện tích tiết diện ngang lớp cốt thép xiên cắt qua tiết diện nghiêng. Nếu trong phạm vi tiết diện nghiêng có nhiều lớp cốt thép xiên thì trong công thức (4-21) và (4-23) phải thay A_{inc} bằng ΣA_{inc} (inc - incline: xiên).

θ - góc giữa trục cốt thép xiên và phương trục dầm.

Z_{inc} - cánh tay đòn của lực trong cốt thép xiên.

$$Z_{inc} = Z_s \cos\theta + (c - a_1)\sin\theta \qquad (4\text{-}24)$$

a_1 - khoảng cách từ khởi điểm của tiết diện nghiêng đến điểm đầu của cốt thép xiên trong vùng kéo.

c - chiều dài hình chiếu tiết diện nghiêng. Trong các biểu thức (4-18) và (4-19) cần lấy c nguy hiểm nhất từ điều kiện cực tiểu của hiệu (M_{gh} – M). Tính được:

- Khi trong phạm vi tiết diện nghiêng không có tải trọng tập trung:

$$c = \frac{Q_A - R_{sw}A_{inc}\sin\theta}{q_{sw} \pm q} \qquad (4\text{-}25)$$

Tải trọng phân bố q đã được giải thích ở biểu thức (4-22) và ở đây lấy dấu của q ngược lại với biểu thức (4-22), nghĩa là lấy +q với sơ đồ như hình 4-19a và –q cho sơ đồ hình 4.19b.

4.6.3. Trình tự tính toán

Thông thường tiến hành bài toán kiểm tra khi đã biết các số liệu về tải trọng, nội lực, tiết diện và cấu tạo của các loại cốt thép.

Xác định (hoặc giả định) vị trí A là điểm đầu của tiết diện nghiêng trong vùng kéo, từ đó tìm được M_A, Q_A. Xác định tải trọng q theo chỉ dẫn ở sau công thức (4-22), tính toán q_{sw}, tính c theo công thức (4-26).

Tính toán được M theo công thức (4-22).

Để tính M_{gh} cần xác định Z_{inc} theo (4-24), Z_s theo chỉ dẫn ở sau công thức (4-23), cần đánh giá mức độ neo chặt của cốt thép dọc thông qua các giá trị l_x, l_{an} - công thức (4-23) để lấy giá trị σ_s.

Tiến hành tính toán M_{gh} và so sánh theo điều kiện (4-21).

Trong cấu tạo của cốt thép thì cốt thép dọc A_{s1} luôn luôn có mặt, cốt thép đai thường là có (trừ trường hợp một số dầm, sườn có chiều cao h < 150mm, kết cấu bản - có thể không đặt cốt thép đai) còn cốt thép xiên A_{inc} có thể có hoặc không. Chỉ nên dùng đến cốt thép xiên trong những trường hợp thật cần thiết.

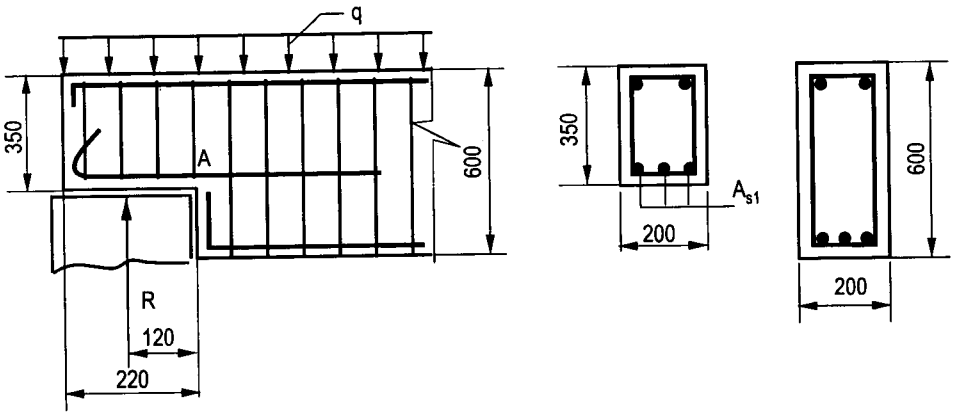
Cũng có thể giải bài toán xác định cốt thép. Lúc này thường cấu tạo trước cốt thép đai, tính toán được q_{sw} và c.

Trong trường hợp không đặt cốt thép xiên thì có thể tìm được diện tích tiết diện cốt thép dọc cần thiết theo công thức (4-24).

$$A_{s1} = \frac{M - 0,5q_{sw}c^2}{\sigma_s Z_s} \qquad (4\text{-}26)$$

Thí dụ 4.8:

Cho dầm lắp ghép kê tự do. Đầu dầm được giảm chiều cao từ 600 xuống 350 (hình 4.20). Tiết diện chữ nhật bề rộng b = 200mm. Bêtông cấp B20. Tải trọng tính toán phân bố đều đặt lên mặt trên dầm gồm:



Hình 4.20. *Hình vẽ của thí dụ 4.8*

- Tĩnh tải do sàn truyền vào g_1 = 17kN/m.

- Hoạt tải do sàn p = 14kN/m.

Ngoài ra, trọng lượng bản thân dầm tính với h = 600mm là g_0 = 3,4kN/m. Phản lực gối tựa lớn nhất là R = 124kN.

Yêu cầu tính toán kiểm tra tiết diện nghiêng theo mômen.

1. Số liệu:

Tính toán với tiết diện dầm chỗ giảm yếu, b = 200mmm; h = 350; dự kiến a = 30; h_0 = 350 – 30 = 320mm. B20 có R_b = 11,5MPa, R_{bt} = 0,9MPa.

Dùng cốt thép dọc CII có $R_s^{\prime}$ = 280MPa, cốt thép đai ϕ8 CI có A_{sw} = 2×50 = 100mm^2; R_{sw} = 175MPa.

Không đặt cốt thép xiên, A_{inc} = 0.

2. Tính toán sơ bộ: Trong trường hợp này trước hết cần tính toán cốt thép đai theo lực cắt Q_{max} = R = 124kN. Tính toán được s = 160mm.

Tải trọng q đưa vào trong tính toán lấy bằng 100% g_1 cộng với 50% p và một phần của g_0 (phía trên tiết diện nghiêng) là $g_{01} = 0{,}5g_0\dfrac{350}{600}$=1kN/m.

$$q = g + 0{,}5p + g_{01} = 17 + 0{,}5 \times 14 + 1 = 25\text{kN/m}.$$

Khoảng cách từ điểm đặt phản lực R đến khởi điểm A của tiết diện nghiêng là a_0 = 120mm = 0,12m.

$$M_A = Ra_0 - q\frac{a_0^2}{2} = 124 \times 0,12 - 25 \times \frac{0,12^2}{2} = 14,7kNm$$

$$Q_A = R - qa_0 = 124 - 25 \times 0,12 = 121kN.$$

Cốt thép dọc A_{s1} tối thiểu phải đủ chịu M_A.

$$A_{s1} \geq \frac{M_A}{R_s \gamma h_0} = \frac{14,7 \times 10^6}{280 \times 0,8 \times 320} = 205mm^2$$

(lấy gần đúng $\gamma = 0,8$).

Chọn $A_{s1} = 2\phi16 = 402mm^2$.

3. Tính toán kiểm tra

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 100}{160} = 109,4N/mm = 109,4kN/m$$

$$c = \frac{Q_A}{q_{sw} + q} = \frac{121}{109,4 + 25} = 0,9m = 900mm$$

$$M = M_A + Q_A c - 0,5qc^2 = 14,7 + 121 \times 0,9 - 0,5 \times 25 \times 0,9^2 = 113,5kNm.$$

Cốt thép $\phi16$, chiều dài đoạn neo cần thiết là l_{an}.

Theo phụ lục 7 tìm được $\omega_{an} = 0,5$; $\Delta_{an} = 8$.

$$l_{an} = \left(0,5\frac{280}{11,5} + 8\right)16 = 323mm$$

Đầu mút cốt thép, nếu để thẳng thì chỉ có đoạn neo l_x.

$l_x = 220 - 30 = 190mm < l_{an}$ (30 là lớp bảo vệ đầu mút)

Cần uốn neo đầu cốt thép để có được $l_x \geq l_{an}$, từ đó lấy $\sigma_s = R_s = 280$. Nếu không uốn móc cốt thép thì chỉ lấy $\sigma_s < R_s$.

$$\sigma_s = \frac{l_x}{l_{an}}R_s = \frac{190}{323} \times 280 = 164,7MPa$$

$$x = \frac{R_s A_{s1}}{R_b b} = \frac{280 \times 402}{11,5 \times 200} = 49mm$$

$$Z_s = h_0 - \frac{x}{2} = 320 - 24,5 = 295,5mm$$

Tính M_{gh} theo công thức (4-18):

$$M_{gh} = \sigma_s A_{s1} Z_s + 0,5q_{sw}c^2 = 164,7 \times 402 \times 295,5 + 0,5 \times 109,4 \times 900^2 = 63,87 \times 10^6$$

$$M_{gh} = 63,87 \text{ kNm. Có } M = 113,5\text{kNm.}$$

Không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu lực.

4. Xử lý tình huống:

Khi neo chắc chắn cốt thép dọc để có $\sigma_s = R_s$ thì cũng chỉ có được $M_{gh} = 77,56$kNm, vẫn chưa đủ khả năng chịu lực. Cần tăng cốt thép dọc thành 3ϕ18, $A_{s1} = 763mm^2$, neo chắc chắn để có $\sigma_s = R_s = 280$. Tăng cốt thép đai bằng cách giảm s = 120mm. Tính toán lại:

$$q_{sw} = \frac{175 \times 100}{120} = 145,8N/mm = 125kN/m$$

$$c = \frac{121}{145,8 + 25} = 0,708m = 708mm$$

$$M = M_A + Q_A c - 0,5qc^2 = 14,7 + 121 \times 0,708 - 0,5 \times 25 \times 0,708^2 = 94,1$$

$$x = \frac{280 \times 763}{11,5 \times 200} = 92,8mm\ ;\ Z_s = 320 - 46,4 = 273,6mm$$

$$M_{gh} = 280 \times 763 \times 273,6 + 0,5 \times 145,8 \times 708^2 = 95 \times 10^6 = 95kNm.$$

$$M = 94,1;\ M_{gh} = 95. \text{ Thỏa mãn điều kiện } M < M_{gh}.$$

Ghi chú: Chỉ cần đặt cốt thép đai ϕ8 s = 120 trong đoạn từ đầu dầm đến hết tiết diện nghiêng (220 + 708 = 928mm). Trong đoạn giữa còn lại của dầm đặt cốt thép đai theo tiêu chuẩn đối với dầm có chiều cao 600mm (s = 200mm cho đoạn dầm tiếp theo cho đến $\frac{1}{4}l$; s = 400mm cho đoạn giữa dầm).

Chiều dài của các thanh cốt thép dọc A_{s1} tính từ A về bên phải cần lớn hơn $1,5l_{an} = 1,5\left(0,5\frac{280}{11,5} + 8\right)18 = 545$mm và lớn hơn 40ϕ = 720mm.

Thí dụ 4.9:

Với số liệu ở thí dụ 4.8 đã bố trí cốt thép đai ϕ8, s = 150mm (theo kết quả tính toán chịu lực cắt).

Yêu cầu tính toán cốt thép dọc bằng thép CII.

1. Số liệu: b = 200mm; h = 350, giả thiết a = 35; $h_0 = 350 - 35 = 315$mm; $R_s = 280$MPa; $A_{sw} = 2 \times 50 = 100mm^2$, s = 150mm; $R_{sw} = 175$MPa.

2. Tính toán sơ bộ:

Tải trọng q đưa vào tính toán (đã xác định) q = 25kN/m.

$M_A = 14,7kNm$; $Q_A = 121kN$ (đã xác định).

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 100}{150} = 116,6N/mm = 116,6kN/m.$$

$$c = \frac{Q_A}{q_{sw} + q} = \frac{121}{116,6 + 25} = 0,855m = 855mm$$

3. Tính toán cốt thép:

$M = M_A + Q_A c - 0,5qc^2 = 14,7 + 121 \times 0,855 - 0,5 \times 25 \times 0,855^2 = 109kNm$.

Cho rằng cốt thép dọc được neo chắc chắn, lấy $\sigma_s = R_s = 280MPa$.

Lấy gần đúng $Z_s = 0,82h_0 = 0,82 \times 315 = 258mm$. Tính A_{s1} theo (4-26);

$$A_{s1} = \frac{M - 0,5q_{sw}c^2}{\sigma_s Z_s} = \frac{109 \times 10^6 - 0,5 \times 116,6 \times 855^2}{280 \times 258} = 919mm^2$$

Có thể chọn $3\phi20$ với $A_s = 942mm^2$ hoặc $4\phi18$ với $A_s = 1018mm^2$.

Chọn $4\phi18$ (không chọn $\phi20$ vì như vậy không đủ đoạn neo $l_1 \geq 10\phi$).

4. Tính toán về neo cốt thép:

Phụ lục 7 cho $\omega_{an} = 0,5$; $\Delta_{an} = 8$

$$l_{an} = \left(\omega_a + \frac{R_s}{R_b} + \Delta_{an}\right)\phi = \left(0,5\frac{280}{11,5} + 8\right)18 = 363mm$$

Đã chọn $A_s = 1018mm^2$ lớn hơn kết quả tính được $919mm^2$, có thể rút ngắn đoạn neo:

$$l_{an} = 363 \times \frac{919}{1018} = 328mm$$

Đoạn đầu dầm có thể bố trí neo thẳng chỉ bằng 190mm, bé thua 328. Vậy cần làm neo gập để giữ chặt cốt thép.

Đoạn thẳng $l_1 = 190m$ m>$10\phi = 180mm$ và $0,4l_{an} = 132mm$ (nếu dùng $\phi20$ thì không bảo đảm $l_1 \geq 10\phi = 200$). Tính đoạn thẳng t_a của neo gập 135°. Chọn bán kính uốn $r_0 = 3\phi = 54mm$. Từ công thức (4-18) rút ra:

$$t_a \geq \frac{1}{\gamma_1}(l_{an} - l_1 - \beta_1 r_0).$$ Phụ lục 7 cho $\gamma_1 = 2$; $\beta_1 = 2$.

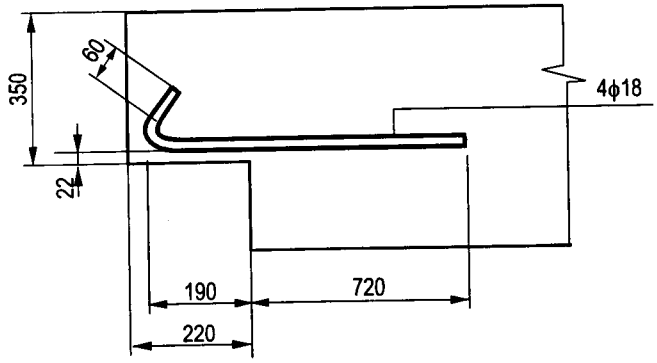
$$t_a \geq \frac{1}{2}(328 - 190 - 2 \times 54) = 30mm.$$ Lấy $t_a = 60mm$.

Phía bên phải, đoạn dài cần thiết $\geq 1,5l_{an} = 1,5 \times 328 = 492mm$ và lớn hơn $40\phi = 720mm$.

Kiểm tra lại a và h_0. Chọn lớp bảo vệ dày $22mm > \phi = 18$; $a = 22 + \frac{18}{2} = 31mm$ nhỏ hơn a giả thiết bằng 35mm: $h_0 = 350 - 31 = 319mm$.

Thử kiểm tra lại Z. Tính: $x = \frac{R_s A_{s1}}{bR_b} = \frac{280 \times 1018}{200 \times 11,5} = 124mm$

$Z_a = h_0 - \frac{x}{2} = 319 - 62 = 257mm$ xấp xỉ $Z_s = 258mm$ đã dùng trong tính toán.



Hình 4.21. Cấu tạo cốt thép theo thí dụ 4.9

4.7. GIA CỐ GÓC LÕM CỦA DẦM

4.7.1. Cấu tạo

Ở những chỗ dầm gãy khúc, nếu phía lõm nằm trong vùng chịu kéo cần phải đặt cốt thép đai gia cường, gọi là cốt thép bó.

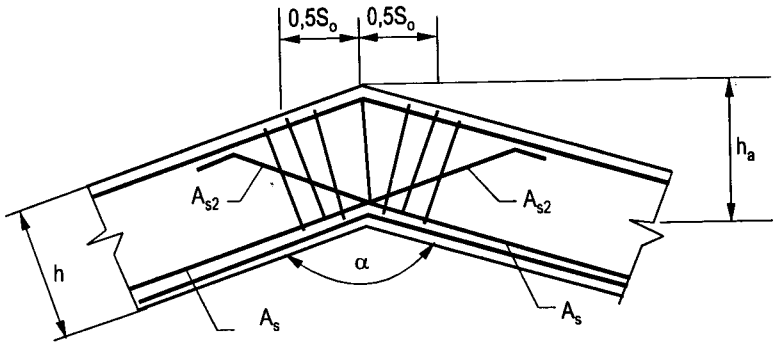
Gọi α là góc lõm. Khi α > 160° các cốt thép dọc chịu kéo có thể được đặt toàn bộ qua chỗ gãy khúc. Khi α < 160° thì một phần hoặc toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo không đặt liền qua chỗ gãy mà tách rời ra, đem neo vào vùng nén (hình 4.22).

Đặt: A_s - diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo;

A_{s1} - diện tích tiết diện cốt thép đặt liền (không neo vào vùng nén);

A_{s2} - diện tích tiết diện cốt thép được neo vào vùng nén: $A_s = A_{s1} + A_{s2}$.

Khi góc α càng bé thì nên tăng lượng A_{s2}.



Hình 4.22. Gia cố góc lõm chỗ dầm gãy khúc

4.7.2. Tính toán cốt thép bó

Đặt P là lực có xu hướng phá vỡ bêtông ở vùng lõm(*)

$$P = (2A_{s1} + 0,7A_{s2})R_s \cos\frac{\alpha}{2} \qquad (4\text{-}27)$$

Gọi A_{sw} là diện tích tiết diện ngang một lớp cốt thép đai dùng làm cốt thép bó thì tổng các cốt thép bó là ΣA_{sw}, đặt P_{gh} là khả năng chịu lực của các cốt thép bó thì điều kiện là:

$$P \le P_{gh} = R_{sw} \sin\frac{\alpha}{2} \Sigma A_{sw} \qquad (4\text{-}28)$$

Các cốt thép bó được đặt trong một đoạn $S_0 = h_a tg\frac{3}{8}\alpha$.

Đầu mút của S_0 được kể từ trục dầm, h_a là kích thước thẳng đứng của dầm chỗ góc lõm, $h_a = \dfrac{h}{\sin\frac{\alpha}{2}}$ với h - chiều cao tiết diện dầm, đo theo phương vuông góc với trục dầm.

Thí dụ 4.10:

Cho chỗ gãy khúc của dầm với góc lõm $\alpha = 150°$. Chiều cao tiết diện dầm h = 600mm. Cốt thép chịu kéo gồm 2ϕ20 + 2ϕ25 loại RB400. Yêu cầu tính toán, cấu tạo cốt thép bó gia cố góc lõm.

1. Số liệu: RB400 có R_s = 365MPa. Góc $\alpha = 150° < 160°$. Đặt 2ϕ25 liền qua chỗ gãy khúc, A_{s1} = 2ϕ25 = 982mm^2, đem 2ϕ20 neo vào vùng nén: A_{s2} = 2ϕ20 = 628mm^2

Dùng cốt thép bó ϕ10CI, mỗi lớp 2 nhánh:

$$A_{sw} = 2 \times 78,5 = 157\text{mm}^2;\ R_{sw} = 175\text{MPa}.$$

2. Tính toán:

$$\cos\frac{\alpha}{2} = \cos 75° = 0,2588;\ \sin\frac{\alpha}{2} = 0,9659$$

$$P = (2A_{s1} + 0,7A_{s2})R_s \cos\frac{\alpha}{2} = (2 \times 982 + 0,7 \times 628)365 \times 0,2588 = 227000\text{N}.$$

Tổng diện tích tiết diện cốt thép bó là ΣA_{sw} được rút ra từ phương trình (4-26).

$$\Sigma A_{sw} \ge \frac{P}{R_{sw}\sin\frac{\alpha}{2}} = \frac{227000}{175 \times 0,9659} = 1343\text{mm}^2$$

(*) Chỗ này trong tiêu chuẩn và giáo trình đều in nhầm.

Số lớp cốt thép bó: $$n = \frac{\Sigma A_{sw}}{A_{sw}} = \frac{1343}{157} = 8,5$$

3. Cấu tạo:

Chọn n = 9 lớp, đặt trong khoảng $\frac{S_0}{2} = h_a tg\frac{3}{8}\alpha$

$$h_a = \frac{h}{\sin\frac{\alpha}{2}} = \frac{600}{0,9659} = 621mm;$$

$$tg\frac{3}{8}\alpha = tg56°15' = 1,4966;$$

$$\frac{S_0}{2} = 621 \times 1,4966 = 930mm.$$

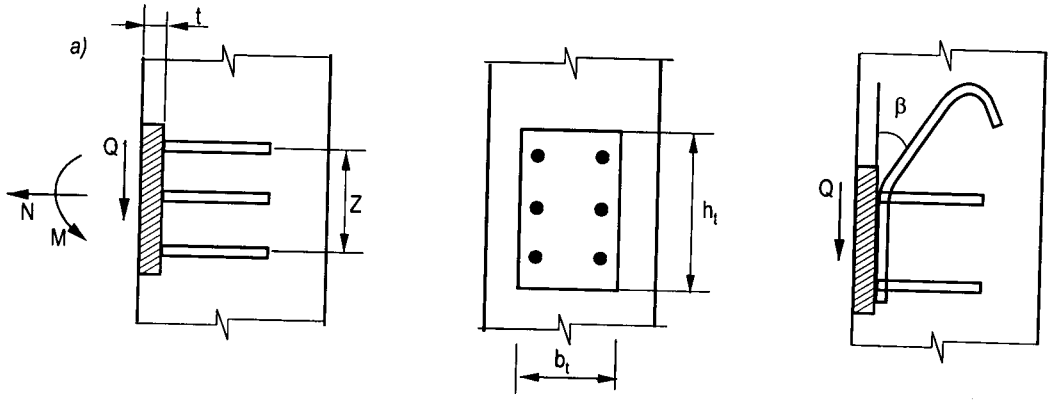
Khoảng cách trung bình giữa các lớp đo theo phương trục dầm:

$$s = \frac{S_0}{2(n-1)} \cdot \sin\frac{\alpha}{2} = \frac{930}{(9-1)2} \times 0,9659 = 112mm$$

4.8. CHI TIẾT ĐẶT SẴN

4.8.1. Cấu tạo

Chi tiết bằng thép tấm, được đặt ở bề mặt cấu kiện, dùng để liên kết với một vật thể khác sau khi đổ bêtông. Trong trường hợp tương đối tổng quát vật thể truyền vào liên kết các nội lực: mômen uốn M, lực trượt Q (lực cắt) lực dọc N (kéo hoặc nén) (hình 4.23a) kích thước bề mặt tấm thép $b_t \times h_t$ được chọn theo yêu cầu của liên kết. Tấm thép được giữ chặt vào bêtông bằng các thanh neo hoặc hàn trực tiếp với cốt thép chịu lực. Thông thường thanh neo được đặt vuông góc với mặt bản thép, thành một số hàng (hình 4.23a,b). Trường hợp liên kết chịu lực trượt Q khá lớn thì nên dùng thêm thanh neo xiên (hình 4.23c) hàn lên mặt tấm thép.



Hình 4.23. Chi tiết đặt sẵn

4.8.2. Tính toán thanh neo vuông góc

Để tính toán cần chọn trước kích thước tấm thép, dự kiến số hàng các thanh neo là n_{an} (chưa cần dự kiến số thanh trong mỗi hàng). Xác định N_{an} và N'_{an} là lực kéo lớn nhất và lực nén lớn nhất trong hàng thanh neo ngoài cùng.

$$N_{an}; N'_{an} = \frac{M}{Z} \pm \frac{N}{n_{an}} \qquad (4\text{-}29)$$

Lực N là dương khi hướng ra ngoài (kéo) là âm khi hướng vào cấu kiện (nén);

Z - khoảng cách giữa trục hai hàng thanh neo ngoài cùng.

Lực trượt truyền cho một hàng thanh neo là Q_{an}.

$$Q_{an} = \frac{Q - 0,3N'_{an}}{n_{an}} \qquad (4\text{-}30)$$

Trong công thức (4-30):

- Nếu $N_{an} < 0$ thì lấy $N'_{an} = N$

- Nếu $N'_{an} < 0$ thì lấy $N'_{an} = 0$.

- Nếu khi đổ bêtông mà tấm thép được đặt ở trên bề mặt của cấu kiện, lấy $N'_{an} = 0$.

- Lấy $n_{an} \leq 4$ nếu không bảo đảm được sự truyền lực trượt Q đều lên tất cả các hàng neo (nhiều hơn 4).

Tính ω - hệ số tương quan về chịu kéo và cắt.

$$\omega = 0,3\frac{N_{an}}{Q_{an}} \text{ Khi } N'_{an} > 0 \text{ (có hàng chịu nén)}$$

$$\omega = 0,6\frac{N}{Q} \text{ Khi } N'_{an} < 0 \text{ (không có hàng chịu nén)}$$

$$\omega = 0 \text{ khi } N_{an} < 0 \text{ (không có hàng chịu kéo)}$$

Tính hệ số δ: $$\delta = \frac{1}{\sqrt{1+\omega}} \qquad (4\text{-}31)$$

đồng thời lấy $\delta \geq 0,15$.

Khi $Q_{an} < 0$ thì lấy $Q_{an} = 0$ để tính và do đó lấy $\delta = 0,15$.

Tính hệ số tương quan λ. Khi dùng các thanh neo có đường kính từ 8 đến 25mm, đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ cấp từ B12,5 đến B50 và bêtông nhẹ cấp từ B12,5 đến B30, xác định λ theo công thức (4-32):

$$\lambda = \frac{4,75\sqrt[3]{R_b}}{(1+0,15A_{an1})\sqrt{R_s}}\beta \qquad (4\text{-}32)$$

R_b, R_s - cường độ tính toán của bêtông và của thanh neo, theo đơn vị MPa. Với bêtông cấp lớn hơn B50 lấy R_b theo cấp B50. Với bêtông nhẹ cấp lớn hơn B30 lấy R_b theo B30.

β - hệ số, lấy như sau. Với bêtông nặng $\beta = 1$, bêtông hạt nhỏ $B = 0,7 \div 0,8$, bêtông nhẹ $\beta = \frac{\gamma_m}{2300}$ với γ_m trọng lượng riêng, kG/m^3.

A_{an1} - diện tích tiết diện một thanh neo chịu lực lớn nhất tính theo đơn vị cm^2. Khi chưa có cấu tạo cụ thể của các thanh neo thì có thể giả thiết đường kính ϕ_{an} để có A_{an1}.

Hệ số λ lấy không lớn hơn 0,7. Khi $Q_{an} < 0$ không cần tính λ.

Tổng diện tích tiết diện của các thanh ở hàng neo chịu lực lớn nhất là A_{an} được xác định theo công thức (4-33)

$$A_{an} = \frac{1,1\sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\lambda\delta}\right)^2}}{R_s} \qquad (4\text{-}33)$$

Trong công thức (4-33):

- Nếu theo (4-30) mà $Q_{an} < 0$ thì lấy $Q_{an} = 0$.

- Nếu theo (4-29) mà $N_{an} < 0$ thì lấy $N_{an} = 0$.

- Nếu khi đổ bêtông mà tấm thép được đặt trên bề mặt cấu kiện thì lấy giảm λ xuống 20%.

Tính toán được A_{an} có thể thực hiện bài toán kiểm tra hoặc chọn đường kính và số thanh của một hàng neo.

Chiều dài của thanh neo chịu kéo được xác định theo mục 4-4 về neo cốt thép.

Chiều dày t của tấm thép được xác định trên cơ sở phân tích sự làm việc của nó (liên kết với vật thể và thanh neo), tính toán theo chỉ dẫn về cấu kiện thép, ngoài ra còn chú ý đến công nghệ hàn và bảo đảm điều kiện:

$$t \geq 0,25\phi_{an}\frac{R_s}{R_{sq}} \qquad (4\text{-}34)$$

ϕ_{an} - đường kính thanh neo;

R_{sq} - cường độ chịu cắt của bản thép;

Việc hàn thanh neo vào bản thép cần được tính toán, thực hiện theo tiêu chuẩn về cấu kiện thép. Không dùng thanh neo uốn chữ U và chỉ hàn trên đoạn nằm ngang (trừ trường hợp chỉ đặt theo cấu tạo).

4.8.3. Thanh neo xiên

Khi lực trượt Q là khá lớn, nếu chỉ dùng các hàng neo vuông góc thì A_{an} sẽ quá lớn. Lúc này nên dùng các neo xiên để chịu lực Q. Diện tích tiết diện các thanh neo xiên là $A_{an.inc}$ được xác định theo công thức (4-35).

$$A_{an.inc} = \frac{Q - 0,3N'_{an}}{R_s \cos\beta} \qquad (4\text{-}35)$$

N'_{an} - xác định theo công thức (4-29). Nếu $N'_{an} < 0$ thì lấy bằng không.

β- góc giữa trục thanh xiên và phương của lực Q. Thường lấy β trong khoảng 15°÷30°.

Ngoài các thanh neo xiên cần đặt các thanh neo thẳng góc tính toán theo công thức (4-33) trong đó lấy Q_{an} bằng 10% giá trị tính được theo (4-30) và δ = 1.

Thí dụ 4.11:

Để liên kết một dầm công xôn bằng thép I18 vào tường bêtông cốt thép cần bố trí chi tiết đặt sẵn. Tường dày 220mm bằng bêtông cấp B20 đổ đứng. Lực từ công xôn truyền vào cho liên kết gồm M = 20kNm; lực trượt Q = 42kN. Yêu cầu tính toán các thanh neo bằng cốt thép CIII.

1. Số liệu:

Dầm thép I18 có bề cao h = 180mm, bề rộng cánh b = 90mm. Dự kiến dùng bản thép có kích thước 260 × 170mm, đặt hai hàng neo (n_{an} = 2) với Z = 200mm. Neo bằng thép CIII có R_s = 365Mpa. Bêtông B20 có cường độ tính toán gốc là 11,5 và 0,9MPa, đổ bêtông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1,5m, dùng hệ số γ_b = 0,85. R_b = 0,85 × 11,5 = 9,78MPa; R_{bt} = 0,85 × 0,9 = 0,765MPa.

2. Tính toán:

Vì N = 0 nên $$N_{an} = N'_{an} = \frac{M}{Z} = \frac{20}{0,2} = 100kN$$

$$Q_{an} = \frac{Q - 0,3N'_{an}}{n_{an}} = \frac{42 - 0,3\times 100}{2} = 6kN$$

$$\omega = \frac{0,3N_{an}}{Q_{an}} = \frac{0,3\times 100}{6} = 5;$$

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{1+\omega}} = \frac{1}{\sqrt{1+5}} = 0,4082$$

Dự kiến dùng thanh neo đường kính ϕ_{an} = 16mm, diện tích tiết diện A_{an1} = 201mm^2 = 2,01cm^2. Bêtông nặng, hệ số β = 1:

$$\lambda = \frac{4,75\sqrt[3]{R_b}}{(1+0,15A_{an1})\sqrt{R_s}}\beta = \frac{4,75\sqrt[3]{9,78}}{(1+0,15\times 2,01)\sqrt{365}} = 0,4087 < 0,7$$

$$A_{an} = \frac{1,1\sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\lambda\delta}\right)^2}}{R_s} = \frac{1,1\sqrt{(100\times 1000)^2 + \left(\frac{6000}{0,4087\times 0,4082}\right)}}{365} = 320,3\text{mm}^2$$

3. Cấu tạo:

Chọn mỗi hàng có hai thanh neo ϕ16; A_{an} = 2 × 201 = 402mm^2. Chiều dài thanh neo được tính với ω = 0,5 và Δ_{an} = 8 (phụ lục 7).

$$l_a = \left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta_{an}\right)\phi = \left(0,5\frac{365}{9,78} + 8\right)16 = 426,5\text{mm}$$

Vì đã dùng A_{an} = 402 lớn hơn trị số tính được 320,3 nên có thể giảm l_{an} xuống:

$$l_{an} = 426,5\times\frac{320,3}{402} = 340\text{mm}$$

Chiều dày tường 220mm không đủ đặt đoạn neo thẳng dài như vậy, cần làm mấu neo. Chiều dài đoạn l_1 có thể đạt được tối đa bằng 185mm > 10ϕ = 160mm và 04l_{an} = 136mm. Tính toán diện tích mấu neo dựa vào công thức (4-19). Diện tích cần thiết là A_m.

$$A_m = \left(1 - \frac{l_1}{l_{an}}\right)\frac{R_s\phi^2}{1,3R_b} = \left(1 - \frac{185}{340}\right)\frac{365\times 16^2}{1,3\times 9,87} = 3320\text{mm}^2$$

Diện tích toàn bộ mấu neo: 3320 + 201 = 3521mm^2 (201 là diện tích tiết diện thanh neo). Dùng tấm thép hình vuông, hàn vào thanh neo để làm mấu, cạnh là $\sqrt{3521} = 59,3\text{mm}$, chọn bằng 60mm.

Mấu neo chỉ cần cho thanh neo chịu kéo ở phía trên. Thanh neo phía dưới chịu nén, có chiều dài bằng 185mm >10ϕ, như thế là được (hình 4.24).

Kiểm tra phá hoại do hình tháp nén thủng. Mặt bé của tháp là tấm thép mấu neo có chu vi U_1 = 4×60 = 240mm, mặt lớn của tháp có cạnh: 60+2×185 = 430mm, chu vi U_2 = 4×430 = 1720mm. Chu vi trung bình U_m = 0,5 (U_1+ U_2) = 0,5 (240+1720) = 980mm.

Lực tác dụng vào một thanh neo là:

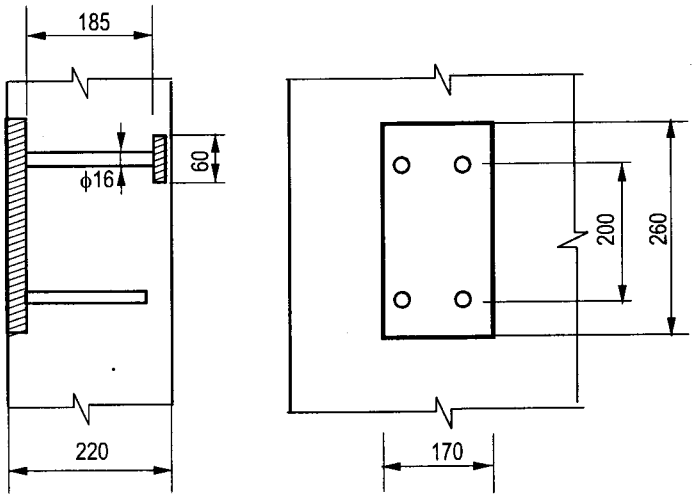
$$P = \frac{N_{an}}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{kN}$$

Kiểm tra theo điều kiện: $P \leq F_b = \alpha_t R_{bt} U_m h_0$.

Với bêtông nặng $\alpha_t = 1$; lấy $h_0 = 185$mm.

$$F_b = 1 \times 0{,}765 \times 980 \times 185 = 138690\text{N} = 138{,}7\text{kN}$$

Thỏa mãn điều kiện chống nén thủng $P < F_b$.



Hình 4.24. *Hình vẽ của thí dụ 4.11*

Chương 5

TÍNH TOÁN VỀ KHE NỨT

5.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KHE NỨT VÀ VIỆC TÍNH TOÁN

5.1.1. Sự xuất hiện khe nứt

Trong kết cấu bêtông cốt thép khe nứt có thể xuất hiện do nhiều nguyên nhân khác nhau. Tuy vậy nguyên nhân cuối cùng hoặc nguyên nhân trực tiếp có thể quy về trạng thái ứng suất biến dạng.

Khi kết cấu chịu tải trọng và các tác động khác của nội bộ vật liệu và môi trường, trong một số vùng của bêtông xuất hiện trạng thái ứng suất biến dạng chịu kéo. Theo quan điểm ứng suất, bêtông sẽ bị nứt khi ứng suất kéo σ_t vượt quá khả năng chịu kéo của bêtông $R_{bt.ser}$ (t - tensile: kéo; ser - service: sử dụng, phục vụ). Theo quan điểm biến dạng, bêtông bị nứt khi biến dạng kéo ε_t vượt quá giới hạn về biến dạng $\varepsilon_{bt.ser}$.

Điều kiện để hình thành khe nứt là:

$$\sigma_t > R_{bt.ser} \text{ hoặc } \varepsilon_t > \varepsilon_{bt.ser} \qquad (5\text{-}1)$$

Có rất nhiều nguyên nhân ảnh hưởng đến các đại lượng trong biểu thức (5-1) (làm tăng lên hoặc giảm xuống). Có thể kể ra một số nguyên nhân cơ bản như sau:

- Tải trọng gây ra nội lực, làm tăng σ_t và ε_t.

- Chuyển vị cưỡng bức của gối tựa, của liên kết (lún không đều...) gây ra nội lực, biến dạng, làm tăng σ_t, ε_t.

- Chất lượng bêtông không tốt (do chọn thành phần không phù hợp, thi công và bảo dưỡng không đúng kĩ thuật) làm giảm $R_{bt.ser}$ và $\varepsilon_{bt.ser}$.

- Co ngót của bêtông làm tăng σ_t, ε_t hoặc làm giảm $R_{bt.ser}$; $\varepsilon_{bt.ser}$.

- Sự thay đổi của nhiệt độ làm tăng σ_t, ε_t.

- Đặt thiếu cốt thép hoặc đặt cốt thép không đúng làm tăng σ_t, ε_t.

- Biến dạng của ván khuôn khi thi công làm tăng σ_t, ε_t.

- Cốt thép bị han gỉ, tăng thể tích làm xuất hiện khe nứt ở lớp bảo vệ, dọc theo thanh thép (tăng σ_t).

- Trong vùng bêtông chịu nén bêtông có thể bị nứt theo phương của lực nén vì biến dạng nở ngang (tăng ε_t).

Các nguyên nhân gây ra nứt thường cộng tác dụng với nhau và một số tác dụng còn phát triển, tích lũy theo thời gian.

Khe nứt thường bắt đầu xuất hiện từ mặt ngoài rồi phát triển dần vào bên trong. Tuy vậy cũng có trường hợp đặc biệt khe nứt hình thành từ bên trong rồi phát triển ra ngoài. Chỉ tiêu quan trọng nhất của khe nứt là bề rộng a_{cr} (cr - crak: nứt). Khi vừa mới hình thành a_{cr} thường rất bé, chỉ vào khoảng vài phần nghìn mm, mắt thường không thấy được (nứt vi tế hoặc nứt li ti). Nếu nguyên nhân gây nứt vẫn tiếp tục hoặc tăng lên (không bị loại bỏ) thì a_{cr} mở rộng dần, từ chỗ thấy được bằng mắt thường (rộng khoảng 0,01mm) đến mức tạo thành khe nứt rộng, có thể đến vài mm hoặc hơn nữa.

5.1.2. Tính toán về nứt

Tính toán về khe nứt thường gồm hai vấn đề chính: theo sự hình thành khe nứt và theo độ mở rộng khe nứt. Ngoài ra đối với kết cấu bêtông cốt thép ứng lực trước còn có việc tính toán về khép kín khe nứt.

Tính toán về sự hình thành khe nứt (không xuất hiện khe nứt) chủ yếu dùng cho kết cấu bêtông cốt thép ứng lực trước. Đối với kết cấu bêtông cốt thép thông thường thì việc tính toán này chủ yếu là để phán đoán tình trạng làm việc của một số đoạn của kết cấu xem có nứt hay không hoặc để tính toán kiểm tra trong một số trường hợp đặc biệt. Nội dung chính của tính toán là xác định khả năng chống nứt, điều kiện chống nứt.

Nội dung chủ yếu việc tính theo độ mở rộng khe nứt là xác định giá trị của a_{cr} và điều kiện hạn chế.

Việc tính toán về nứt có kể đến các nhân tố gây ra nứt hoặc ảnh hưởng đến nứt là quá khó, hiện nay chưa làm được. Người ta chỉ mới có những đánh giá riêng về từng tác dụng và trong tính toán thì chủ yếu là xét đến tác dụng của tải trọng.

Tính toán về nứt tiến hành theo trạng thái giới hạn thứ hai về bảo đảm sự làm việc bình thường. So với cách tính toán theo khả năng chịu lực (TTGH1) thì việc tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai có các đặc điểm sau:

- Tính toán ở trạng thái làm việc bình thường của kết cấu, trong tính toán dùng giá trị của tải trọng với hệ số độ tin cậy (hệ số vượt tải) tùy thuộc vào yêu cầu về chống nứt. Tải trọng và độ tin cậy này được cho ở phụ lục 9. Với bêtông cốt thép thông thường, khi tính bề rộng khe nứt chỉ dùng các giá trị tiêu chuẩn của tải trọng.

- Để xác định khả năng chống nứt dùng cường độ chịu kéo của bêtông $R_{bt.ser}$ có giá trị bằng cường độ chịu kéo tiêu chuẩn (hệ số độ tin cậy hoặc hệ số an toàn bằng 1).

- Phân biệt tác dụng của tải trọng thành dài hạn và ngắn hạn. Với tác dụng dài hạn từ biến của bêtông tăng lên làm tăng biến dạng và bề rộng khe nứt. Tải trọng dài hạn gồm

tải trọng thường xuyên và một phần của tải trọng tạm thời (phần tác dụng dài hạn). Tải trọng ngắn hạn là phần tải trọng tạm thời tác dụng thêm vào ngoài phần tải trọng dài hạn đã có sẵn.

Tính toán về nứt là khá phức tạp (so với tính toán về khả năng chịu lực) và mức độ chính xác thường không cao.Trong thiết kế thực tế chỉ cần kiểm tra về nứt đối với những cấu kiện có yêu cầu đặc biệt hoặc cấu kiện sử dụng cốt thép có cường độ khá cao. Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005 cho phép không cần tính toán kiểm tra sự mở rộng khe nứt và biến dạng nếu qua thực nghiệm hoặc thực tế sử dụng các kết cấu tương tự đã khẳng định được bề rộng khe nứt ở mọi giai đoạn không vượt quá giá trị cho phép (điều 4.2.2).

5.1.3. Cấp chống nứt

Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005 phân kết cấu hoặc bộ phận kết cấu thành ba cấp chống nứt tùy thuộc vào điều kiện làm việc của chúng và loại cốt thép được dùng (điều 4.2.7).

Cấp 1. Không cho phép xuất hiện khe nứt.

Cấp 2. Cho phép có sự mở rộng ngắn hạn của khe nứt với bề rộng hạn chế a_{cr1} (khi chịu toàn bộ tải trọng trong đó có tải trọng tạm thời ngắn hạn p_1) nhưng đảm bảo sau đó khe nứt được khép kín lại (khi p_1 không còn nữa, chỉ còn tải trọng dài hạn).

Cấp 3. Cho phép khe nứt mở rộng với bề rộng hạn chế là a_{cr2} và a_{cr1}.

a_{cr2} - Khi chịu tác dụng của tải trọng dài hạn.

a_{cr1} - Khi ngoài tác dụng dài hạn còn chịu thêm tải trọng ngắn hạn (chịu toàn bộ tải trọng).

Kết cấu bêtông cốt thép thường (không ứng lực trước) phần lớn thuộc cấp 3. Cấp 1 và cấp 2 chủ yếu thuộc kết cấu ứng lực trước.

Bảng phân loại cấp chống nứt và giá trị của a_{cr1}, a_{cr2} được cho ở phụ lục 8.

5.2. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA TIẾT DIỆN

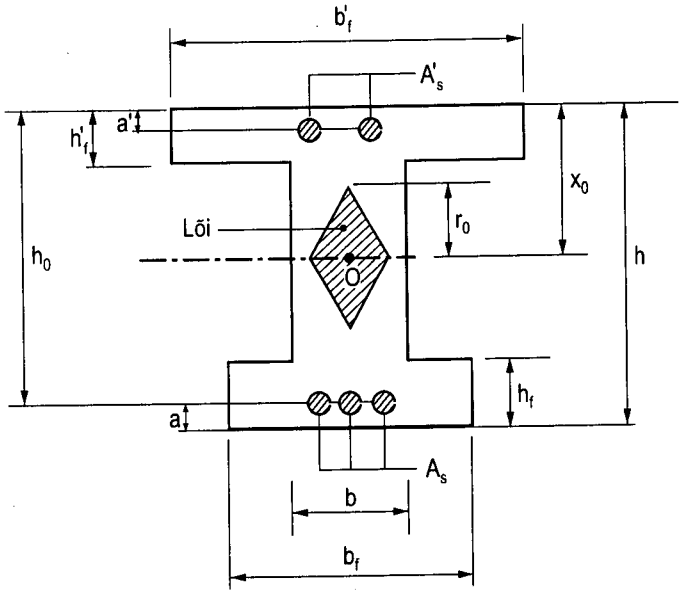
Trong vùng không có khe nứt các đặc trưng hình học của tiết diện được xác định bằng cách quy đổi diện tích của cốt thép ra diện tích bêtông tương đương. Hệ số quy đổi là α.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} \qquad (5\text{-}2)$$

Xét sự làm việc của tiết diện trong hai giai đoạn: đàn hồi và có biến dạng dẻo ở vùng kéo.

5.2.1. Đặc trưng của tiết diện làm việc đàn hồi

Xét trường hợp tương đối tổng quát là tiết diện chữ I như trên hình 5.1. Tiết diện tính đổi gồm toàn bộ tiết diện bêtông và tiết diện cốt thép nhân với hệ số α. Các kích thước của tiết diện: b, h, b_f, h_f, h_0, a', A_s, A'_s như trên hình 5.1.



Hình 5.1. *Tiết diện tính đổi*

Diện tích tiết diện tính đổi là A_{red}.

$$A_{red} = bh + (b_f - b)h_f + (b'_f - b)h'_f + \alpha(A_s + A'_s) \qquad (5\text{-}3)$$

Quy ước tiết diện có một mép chịu nén (hoặc nén nhiều hơn hoặc kéo ít hơn), mép đó ở phía cánh có bề rộng b'_f (f- flange: cánh). Khoảng cách từ trọng tâm O của tiết diện đến mép chịu nén là x_0:

$$x_0 = \frac{S_{red}}{A_{sed}} \qquad (5\text{-}4)$$

S_{red} - mômen tĩnh của A_{red} lấy đối với trục qua mép chịu nén:

$$S_{red} = \frac{bh^2}{2} + \frac{(b'_f - b)h'^2_f}{2} + (b_f - b)h_f(h - 0,5h_f) + \alpha(A'_s a' + A_s h_0) \qquad (5\text{-}5)$$

Mômen quán tính của A_{red} lấy đối với trục qua trọng tâm là I_{red}.

$$I_{red} = I_b + I'_b + \alpha I_s + \alpha I'_s \qquad (5\text{-}6)$$

I_b, I'_b, I_s, I'_s - mômen quán tính của các thành phần bêtông và cốt thép lấy đối với trục đã nêu:

$$I_s = A_s(h_0 - x_0)^2;\ I'_s = A'_s(x_0 - a')^2 \qquad (5\text{-}7)$$

Khi trọng tâm O của tiết diện A_{red} nằm trong phạm vi phần sườn, thỏa mãn điều kiện $h'_f \le x_0 \le h - h_f$ thì I_b và I'_b tính theo công thức (5-8a); (5-8b):

$$I_b = \frac{b(h-x_0)^3}{3} + \frac{(b_f - b)h_f^3}{12} + (b_f - b)h_f(h - x_0 - 0,5h_f)^2 \qquad (5\text{-}8a)$$

$$I'_b = \frac{bx_0^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h'^3_f}{12} + (b'_f - b)h'_f(x_0 - 0,5h'_f)^2 \qquad (5\text{-}8b)$$

Khi xẩy ra $x_0 < h'_f$ thì: $I'_b = \dfrac{b'_f x_0^3}{3}$

Khi xẩy ra $x_0 > h - h_f$ thì: $I_b = \dfrac{b_f(h-x_0)^3}{3}$

Mômen chống uốn của tiết diện lấy đối với mép chịu kéo là W_{red}.

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_0} \qquad (5\text{-}9)$$

Tiết diện có một lõi hình thoi. Khoảng cách r_0 từ đỉnh lõi xa vùng kéo đến trọng tâm O:

$$r_0 = \frac{W_{red}}{A_{red}} \qquad (5\text{-}10)$$

5.2.2. Tiết diện có biến dạng dẻo

Xét tiết diện như trên hình 5.1 chịu uốn, ở vùng chịu kéo trong bêtông xuất hiện biến dạng dẻo. Lúc này trục trung hòa không đi qua trọng tâm tiết diện. Khoảng cách từ trục trung hòa đến mép chịu nén là x được xác định từ điều kiện:

$$S'_{b0} + \alpha S'_{s0} - \alpha S_{s0} = \frac{(h-x)A_{bt}}{2} \qquad (5\text{-}11)$$

A_{bt} - diện tích bêtông vùng kéo;

S'_{b0}, S'_{s0}, S_{s0} - mômen tĩnh của diện tích bêtông vùng nén, của A'_s và A_s đối với trục trung hòa.

Khi trục trung hòa cắt qua sườn, thỏa mãn điều kiện $h'_f \le x \le h - h_f$ thì từ (5-11) rút ra công thức tính x:

$$x = \frac{bh^2 + (b_f - b)h_f h + (b'_f - b)h'^2_f + 2\alpha(A'_s a' + A_s h_0)}{2A_{red} - (b_f - b)h_f} \qquad (5\text{-}12)$$

Với tiết diện chữ nhật hoặc chữ T có cánh trong vùng nén ($h_f = 0$) thì $x = x_0$ theo công thức (5-4).

Khi xẩy ra $x < h'_f$, trục trung hòa nằm trong cánh chịu nén, tính x theo công thức (5-13).

$$x = \frac{bh^2 + (b'_f - b)h'_f h + (b_f - b)h_f h + 2\alpha(A'_s a' + A_s h_0)}{A_{red} + \alpha(A_s + A'_s) + b'_f h} \quad (5\text{-}13)$$

Tìm được x cần kiểm tra lại $x < h'_f$,

Khi xẩy ra $x > h - h_f$, trục trung hòa qua cánh chịu kéo tính x theo công thức (5-14)

$$x = \frac{bh^2 + (b'_f - b)h'^2_f + (b_f - b)h_f(2h - h_f) + 2\alpha(A'_s a' + A_s h_0)}{2A_{red}} \quad (5\text{-}14)$$

Mômen chống uốn (dẻo) của tiết diện tính theo mép chịu kéo là W_{pl} (p*l* - plastic: dẻo) tính theo công thức (5-15).

$$W_{pl} = \frac{2(I'_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h - x} + S_{b0} \quad (5\text{-}15)$$

S_{b0} - mômen tĩnh của vùng bêtông chịu kéo lấy đối với trục trung hòa

I'_{b0}, I_{s0}, I'_{s0} - lần lượt là mômen quán tính đối với trục trung hòa của bêtông vùng nén, của A_s và A'_s.

Xác định I_{s0} và I'_{s0} theo công thức (5-7) trong đó thay x_0 bằng x:

$$I_{s0} = A_s(h_0 - x)^2;\ I'_{b0} = A'_s(x - a')^2$$

Khi trục trung hòa qua sườn, tính x theo (5-12) thì tính I'_{b0} theo công thức (5-8b) trong đó thay x_0 bằng x.

Khi xẩy ra $x < h'_f$ (trục trung hòa qua cánh chịu nén) thì tính I'_{b0} theo công thức (5-16):

$$I'_{b0} = \frac{b'_f x^3}{3} \quad (5\text{-}16)$$

Khi xẩy ra $x > h - h_f$ (trục trung hòa trong cánh chịu kéo) thì tính I'_{b0} theo công thức (5-17):

$$I'_{b0} = \frac{bx^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h'^3_f}{12} + (b'_f - b)h_f(\alpha - 0,5h'_f)^2 + (b_f - b)\frac{(x + h_f - h)^3}{3} \quad (5\text{-}17)$$

Với bêtông vùng kéo có biến dạng dẻo, khoảng cách từ trọng tâm đến đỉnh lõi ở xa vùng kéo là r_{pl}.

Đối với cấu kiện chịu uốn bằng bêtông cốt thép thường lấy $r_{pl} = r_0$ theo công thức (5-10).

Đối với cấu kiện chịu kéo lệch tâm khi N ≥ P (N: lực kéo) cũng như cấu kiện nén lệch tâm, xác định r theo công thức (5-19).

P - lực dọc tác dụng lên tiết diện bêtông, được lấy bằng hợp lực trong cốt thép do ứng lực trước gây ra. Với bêtông cốt thép thường thì ứng lực trước là do co ngót của bêtông và P là lực kéo

$$P = \sigma_{sc}(A_s + A'_s) = \sigma_{sc}A_{st} \qquad (5\text{-}18)$$

σ_{sc} - ứng suất trong cốt thép do co ngót của bêtông, lấy theo phụ lục 10.

$$r_{pl} = \varphi r_0 = \varphi\frac{W_{red}}{A_{red}} \text{ với } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b.ser}} \qquad (5\text{-}19)$$

đồng thời lấy φ trong giới hạn: $0,7 \le \varphi \le 1$.

σ_b - ứng suất nén lớn nhất trong bêtông do ngoại lực gây ra, tính theo đàn hồi, tiết diện tính đổi:

$$\sigma_b = \frac{Mx_0}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \qquad (5\text{-}20)$$

Lấy +N với lực nén; –N với lực kéo.

$R_{b.red}$ - cường độ tính toán của bêtông về chịu nén khi tính theo trạng thái giới hạn thứ hai về điều kiện sử dụng (ser - service: sử dụng). Thông thường lấy $R_{b.ser}$ bằng cường độ chịu nén tiêu chuẩn R_{bn} ở phụ lục 2.

Cấu kiện chịu kéo lệch tâm nếu N < P thì xác định r_{pl} theo công thức sau:

$$r_{pl} = \frac{W_{pl}}{A + 2\alpha(A_s + A'_s)}$$

A - diện tích tiết diện bêtông.

5.2.3. Tính toán gần đúng W_{pl}

Có thể tính gần đúng giá trị W_{pl} theo công thức (5-21):

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \qquad (5\text{-}21)$$

γ - hệ số tính đổi, cho ở phụ lục 11 tùy thuộc hình dáng tiết diện.

5.3. TÍNH TOÁN THEO SỰ HÌNH THÀNH KHE NỨT THẲNG GÓC

5.3.1. Cấu kiện chịu kéo đúng tâm

Tính toán, kiểm tra theo điều kiện (5-22):

$$N \le N_{cr} = R_{bt.ser}(A + 2\alpha A_{st}) - P \qquad (5\text{-}22)$$

N_{cr}- khả năng chống nứt;

A - diện tích tiết diện bêtông;

A_{st} - diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép dọc;

P - lực nén trong cốt thép, xác định theo công thức (5-18);

$R_{bt.ser}$ - cường độ tính toán về kéo khi tính theo trạng thái giới hạn thứ hai (phụ lục 2).

5.3.2. Cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, kéo lệch tâm

Tính toán, kiểm tra theo điều kiện (5-23):

$$M_r \le M_{cr} = R_{bt.ser}W_{pl} \pm M_{rp} \qquad (5\text{-}23)$$

M_{cr} - khả năng chống nứt;

M_r - mômen do ngoại lực nằm ở một phía của tiết diện đang xét đối với trục song song với trục trung hòa và đi qua điểm lõi xa vùng kéo.

Với cấu kiện chịu uốn: $M_r = M$ (5-24a)

Với cấu kiện nén lệch tâm: $M_r = N(e_0 - r_{pl})$ (5-24b)

Với cấu kiện chịu kéo lệch tâm: $M_r = N(e_0 + r_{pl})$ (5-24c)

$e_0 = \dfrac{M}{N}$ - độ lệch tâm của lực dọc;

M, N - nội lực, giá trị được xác định theo phụ lục 9;

W_{pl} - mômen chống uốn, tính theo công thức (5-15);

M_{rp} - mômen do ứng lực P đối với trục dùng để xác định M_r.

Lấy dấu + khi M_{rp} và M_r ngược chiều nhau, lấy dấu – khi M_{rp} và M_r cùng chiều. Với bêtông cốt thép thường xác định lực kéo P theo (5-18) thì M_{rp} được xác định theo (5-25) và trong (5-23) lấy dấu –.

$$M_{rp} = \sigma_{sc}A_s(h_0 - x_0 + r_{pl}) - \sigma_{sc}A'_s(x_0 - a' - r_{pl}) \qquad (5\text{-}25)$$

5.3.3. Thí dụ tính toán

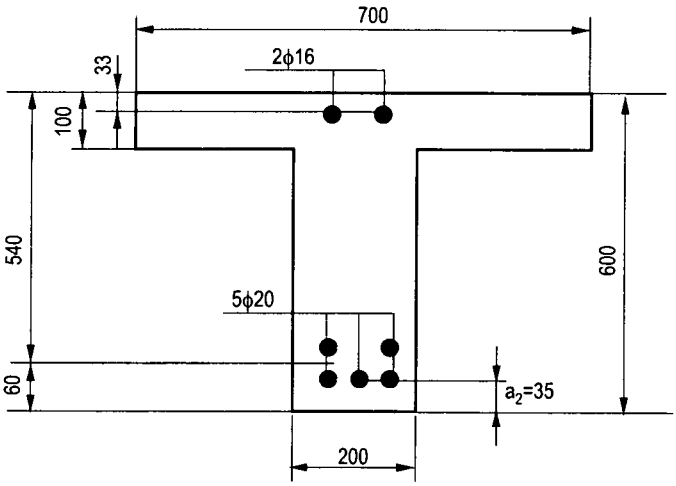
Thí dụ 5.1:

Dầm tiết diện chữ T có cánh trong vùng nén, kích thước b = 200mm; h = 600; b'_f = 700; h'_f = 100mm. Bêtông cấp B20. Cốt thép trong vùng kéo A_s = 5ϕ20 với a = 60mm, cốt thép trong vùng nén A'_s = 2ϕ16 với a' = 33mm. Yêu cầu xác định khả năng chống nứt M_{cr}.

1. Số liệu: B20 có: $R_{b.ser}$ = 15MPa; $R_{bt.ser}$ = 1,4MPa; E_b = 27000MPa.

Cốt thép có: $E_s = 210000MPa$; $h_0 = h - a = 600 - 60 = 540mm$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{27000} = 7,78\ ;\ A_s = 1571mm^2;\ A'_s = 402mm^2.$$



Hình 5.2. *Hình vẽ của thí dụ 5.1*

2. Đặc trưng hình học theo đàn hồi. Tính A_{red} theo (5-3) và S_{red} theo (5-5) với $h_f = 0$.

$$A_{red} = 200 \times 600 + (700 - 200)100 + 7,78(1571 + 402) = 185350mm^2$$

$$S_{red} = \frac{200 \times 600^2}{2} + \frac{(700 - 200)100^2}{2} + 7,78(402 \times 3,3 + 1571 \times 540) = 45,2 \times 10^6$$

$$x_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{45,2 \times 10^6}{185350} = 244mm > h'_f = 100$$

Xác định các mômen quán tính theo (5-7) và (5-8):

$$I_s = 1571(540 - 244)^2 = 137,6 \times 10^6 mm^4$$

$$I'_s = 402(244 - 33)^2 = 17,9 \times 10^6$$

Tính I_b với $h_f = 0$ theo (5-8a), tính I'_b theo (5-8b):

$$I_b = \frac{b(h - x_0)^3}{3} = \frac{200(600 - 244)^3}{3} = 3007,8 \times 10^6 mm^4$$

$$I'_b = \frac{200 \times 244^3}{3} + \frac{500 \times 100^3}{12} + 500 \times 100(244 - 50)^2 = 2891,9 \times 10^6 mm^4$$

$$I_{red} = (3007,8 + 2891,9 + 7,78 \times 137,6 + 7,78 \times 17,9)10^6$$

$$= 7109,5 \times 10^6 mm^4$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_0} = \frac{7109,5 \times 10^6}{600 - 244} = 19,97 \times 10^6 mm^3$$

Bán kính lõi:

$$r_0 = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{19,97\times10^6}{185350} = 107,7mm$$

3. Đặc trưng hình học theo dẻo:

Với tiết diện có $h_f = 0$ thì $x = x_0 = 244mm$. Dưới đây thử tính x theo công thức (5-12) với $h_f = 0$.

$$x = \frac{200\times600^2 + (700-200)100^2 + 2\times7,78(402\times33+1571\times540)}{2\times185350} = 244mm$$

Với $x = x_0$ thì: $I_{so} = I_s = 137,6\times10^6$; $I'_{so} = I'_s = 17,9\times10^6$; $I'_{bo} = I'_b = 2891,9\times10^6$

Với $h_f = 0$ thì: $S_{bo} = \frac{b(h-x)^2}{2} = \frac{200(600-244)^2}{2} = 12673000mm^3$

Mômen chống uốn (dẻo), theo công thức (5-15):

$$W_{pl} = \frac{2(I'_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I'_{so})}{h-x} + S_{bo}$$

$$W_{pl} = \frac{2(2891,9+7,78\times137,6+7,78\times17,9)10^6}{600-244} + 12,673\times10^6 = 35,71\times10^6$$

(Nếu dùng cách tính gần đúng với $\gamma = 1,75$ có $W_{pl}=\gamma W_{red}=1,75\times19,97\times10^6 = 34,95\times10^6$).

Cấu kiện chịu uốn có $r_{pl} = r_0 = 107,7mm$.

4. Tính toán khả năng chống nứt M_{cr}:

Lấy ứng suất nén trước trong cốt thép do bêtông co ngót $\sigma_{sc} = 40MPa$ (phụ lục 10). Tính M_{rp} theo công thức (5-25):

$$M_{rp} = 40\times1571(540 - 244 + 107,7) - 40\times402(244 - 33 - 107,7) = 23,7\times10^6$$

Khả năng chống nứt theo (5-23).

$$M_{cr} = R_{bt.ser}W_{pl} - M_{rp} = 1,4\times35,71\times10^6 - 23,7\times10^6 = 26,3\times10^6 = 26,3kNm$$

Nhận xét: Giá trị M_{cr} tính được là khá bé. Đó là do M_{rp} chiếm một phần không nhỏ. Co ngót của bêtông làm giảm đáng kể khả năng chống nứt của dầm. Nếu M_{rp} lớn hơn $R_{bt.ser}W_{pl}$ thì bêtông đã bịt nứt ngay cả khi chưa chịu tải trọng ngoài, đó là nứt do co ngót. Khi bêtông nứt thì ứng suất trong cốt thép A_s là $\sigma_{cr} = \sigma_{sp} - \sigma_s$ với σ_{sp} là ứng suất kéo do tải trọng gây ra khi bêtông bị nứt, $\sigma_s = 40$ MPa là ứng suất nén do bêtông co ngót. Trong thí dụ trên, khi tính toán chi li sẽ được $\sigma_{sp} < 40MPa$ và như vậy $\sigma_{cr} < 0$ nghĩa là trước khi bêtông nứt thì ứng suất trong cốt thép A_s vẫn còn là nén.

Thí dụ 5.2:

Cho dầm tiết diện chữ T có kích thước như ở hình 5.2 nhưng chịu mômen âm, cánh trong vùng kéo. Cốt thép trong vùng kéo (ở bên trên) là $A_s = 3\phi16$ với a = 33mm; cốt thép bên dưới (trong vùng nén) là $A'_s = 2\phi20$ với a' = 35mm.

1. Số liệu: b = 200; h = 600, a = 33; h_0 = 567mm; b_f = 700; h_f = 100mm; $h'_f = 0$;

$A_s = 603mm^2$; $A'_s = 628mm^2$; a' = 35; $R_{bt.ser}$ = 1,4MPa; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 7,78$ (xem hình 6.3).

2. Đặc trưng hình học theo đàn hồi. Tính A_{red} theo (5-3) và S_{red} theo (5-5) với $h'_f = 0$.

$$A_{red} = 200\times600 + (700 - 200)100 + 7,78(603 + 628) = 179577mm^2$$

$$S_{red} = \frac{200\times600^2}{2} + 500\times100(600-50) + 7,78(628\times35 + 603\times567) = 66,33\times10^6$$

$$x_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{66,33\times10^6}{179577} = 369,4mm < h - h_f = 500$$

Xác định các mômen quán tính theo (5-7) và (5-8):

$$I_s = 603(567 - 369,4)^2 = 23,54\times10^6mm^4$$

$$I'_s = 628(369,4 - 35)^2 = 71,06\times10^6mm^4$$

$$I_b = \frac{200(600-369,4)^3}{3} + \frac{500\times100^3}{12} + 500\times100(600-369,4-50)^2 = 2490\times10^6$$

$$I'_b = \frac{200\times369,4^3}{3} = 3360,46\times10^6$$

$$I_{red} = (2490 + 3360,46 + 7,78\times23,54 + 7,78\times71,06)10^6 = 6586\times10^6$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_0} = \frac{6586\times10^6}{600-369,4} = 28,56\times10^6mm^3$$

Bán kính lõi: $r_0 = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{28,56\times10^6}{179577} = 159mm$

3. Đặc trưng hình học theo dẻo. Tính x theo (5-12) với $h'_f = 0$:

$$x = \frac{200\times600^2 + 500\times100\times600 + 2\times7,78(628\times35 + 603\times567)}{2\times179577 - 500\times100} = 348,2mm$$

$x < h - h_f = 500$, trục trung hòa nằm trong sườn.

Xác định các mômen quán tính I'_{bo}; I_{so}; I'_{so}

Theo (5-8b) với $h'_f = 0$ và thay x_0 bằng x:

$$I'_{bo} = \frac{bx^3}{3} = \frac{200 \times 348,2^3}{3} = 2814,46 \times 10^6$$

$$I_{so} = A_s(h_0 - x)^2 = 603\ (567 - 348,2)^2 = 28,86 \times 10^6$$

$$I'_{so} = A'_s(x - a')^2 = 628(348,2 - 35)^2 = 61,6 \times 10^6$$

Mômen tĩnh của diện tích chịu kéo đối với trục trung hòa:

$$S_{bo} = \frac{b(h-x)^2}{2} + (b_f - b)h_f(h - x - 0,5h_f)$$

$$S_{bo} = \frac{200(600 - 348,2)^2}{2} + 500 \times 100(600 - 348,2 - 50) = 16,43 \times 10^6 mm^3$$

Mômen chống uốn dẻo W_{pl} theo (5-15):

$$W_{pl} = \frac{2(2814,46 + 7,78 \times 28,86 + 7,78 \times 61,6)10^6}{600 - 348,2} + 16,43 \times 10^6 = 44,37 \times 10^6$$

Ghi chú: Có thể không cần tính x, I'_{bo}, I_{so}, I'_{so} và S_{bo} mà dùng cách tính gần đúng $W_{pl} = \gamma W_{red}$. Tiết diện chữ T có cánh chịu kéo, với $\frac{b_f}{b} = \frac{700}{200} > 2$ và $\frac{h_f}{h} = \frac{100}{600} < 0,2$, phụ lục 11 cho $\gamma = 1,5$. Tính được: $W_{pl} = 1,5 \times 28,56 \times 10^6 = 42,84 \times 10^6$.

Bán kính lõi. Với cấu kiện chịu uốn: $r_{pl} = r_0 = 159mm$.

4. Khả năng chống nứt M_{cr}

Lấy $\sigma_{sc} = 40MPa$, tính M_{rp} theo công thức (5-25):

$$M_{rp} = 40 \times 603(567 - 369,4 + 159) - 40 \times 628(369,4 - 35 - 159) = 4,195 \times 10^6$$

$$M_{cr} = R_{bt.ser}W_{pl} - M_{rp} = 1,4 \times 44,37 \times 10^6 - 4,195 \times 10^6 = 57,92 \times 10^6$$

$$M_{cr} = 57,92kNm.$$

5.4. HÌNH THÀNH KHE NỨT NGHIÊNG

5.4.1. Điều kiện

Được xem là sẽ không xuất hiện khe nứt nghiêng khi ứng suất chính kéo σ_{mt} không vượt quá cường độ chịu kéo của bêtông có kể đến hệ số điều kiện làm việc γ_{b4}.

$$\sigma_{mt} \le \gamma_{b4}R_{bt.ser} \qquad (5\text{-}26)$$

γ_{b4} - hệ số điều kiện làm việc, xác định theo công thức (5-27):

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b.ser}}{0,2 + \alpha_0 B} \qquad (5\text{-}27)$$

đồng thời lấy $\gamma_{b4} \leq 1$.

σ_{mc} - ứng suất chính nén, lấy theo giá trị tuyệt đối;

B - cấp độ bền của bêtông;

$R_{b.ser}$ - xem công thức (5-19);

α_0 - hệ số, với bêtông nặng $\alpha_0 = 0{,}01$; bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ, bêtông tổ ong $\alpha_0 = 0{,}02$.

Đồng thời giá trị $\alpha_0 B$ lấy không nhỏ hơn 0,3.

Giá trị ứng suất chính σ_{mt} và σ_{mc} được xác định theo công thức (5-28).

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad (5\text{-}28)$$

σ_x - ứng suất pháp trong bêtông trên tiết diện vuông góc với trục dọc cấu kiện do ngoại lực (và ứng lực nén trước) gây ra.

σ_y - ứng suất pháp trong bêtông trên tiết diện song song với trục dọc cấu kiện do tác dụng cục bộ của phản lực gối tựa, lực tập trung và tải trọng phân bố (cũng như lực nén do ứng lực trước cốt thép đai và cốt thép xiên) gây ra.

τ_{xy} - ứng suất tiếp trong bêtông do ngoại lực (và lực nén do ứng lực trước cốt thép xiên) gây ra.

Các ứng suất σ_x, σ_y, τ_{xy} được xác định như đối với vật thể đàn hồi ngoại trừ ứng suất tiếp do mômen xoắn được xác định theo trạng thái dẻo.

Ứng suất σ_x, σ_y trong công thức (5-28) lấy giá trị dương với ứng suất kéo, giá trị âm với ứng suất nén, ứng suất σ_{mc} trong (5-27) lấy giá trị tuyệt đối.

Cần kiểm tra điều kiện (5-26) tại những điểm có khả năng xuất hiện σ_{mt} lớn. Đó thường là tại trọng tâm tiết diện tính đổi, tại chỗ tiếp giáp giữa sườn và cánh chịu kéo của tiết diện chữ T, chữ I, tại chỗ tiếp giáp giữa sườn và cánh chịu nén (chữ T, I) nếu trọng tâm tiết diện nằm ở trong cánh ($x_0 < h'_f$). Dọc theo chiều dài cần kiểm tra ở một vài chỗ tùy thuộc vào sự thay đổi của biểu đồ mômen và lực cắt.

5.4.2. Xác định các ứng suất σ_x, σ_y và τ_{xy}.

Tính σ_x, theo tiết diện tính đổi, không nứt, đàn hồi.

$$\sigma_x = \frac{M}{I_{red}} y \pm \frac{N}{A_{red}} \qquad (5\text{-}29)$$

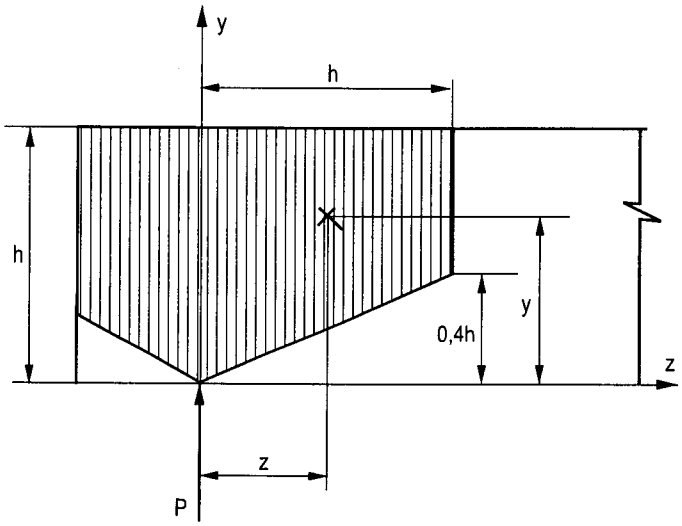
y - khoảng cách từ trục qua trọng tâm O đến điểm tính ứng suất.

Ứng suất σ_y trong vùng gần gối tựa do phản lực P gây ra được xác định theo công thức:

$$\sigma_y = \varphi_y \frac{P}{bh} \tag{5-30}$$

$$\varphi_y = \frac{2\beta_y^2}{\pi}\left[\frac{3-2\beta_y}{(1+\alpha_z^2)^2} - \frac{\beta_y}{(\alpha_z^2+\beta_y^2)^2}\right] \tag{5-31}$$

$\beta_y = \frac{y}{h}; \alpha_z = \frac{z}{h}$ với y và z là tọa độ của điểm tính ứng suất. Gốc tọa độ lấy tại điểm đặt lực P, trục y theo phương h, trục z theo phương trục cấu kiện (hình 5.3). Phạm vi phân bố của σ_y là phần gạch đứng trên hình 5.3, ngoài phạm vi đó lấy $\sigma_y = 0$.



Hình 5.3. *Phân bố σ_y do phản lực gối tựa P*

Ứng suất tiếp do lực cắt τ_{xy} gây ra xác định theo công thức (5-32):

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red.y}}{b_y I_{red}} \tag{5-32}$$

b_y - bề rộng cấu kiện ở tại điểm tính toán ứng suất;

$S_{red.y}$- mômen tĩnh của phần tiết diện tính đổi nằm về một phía so với điểm đang xét, lấy đối với trục qua trọng tâm (lấy y theo hình 5.3).

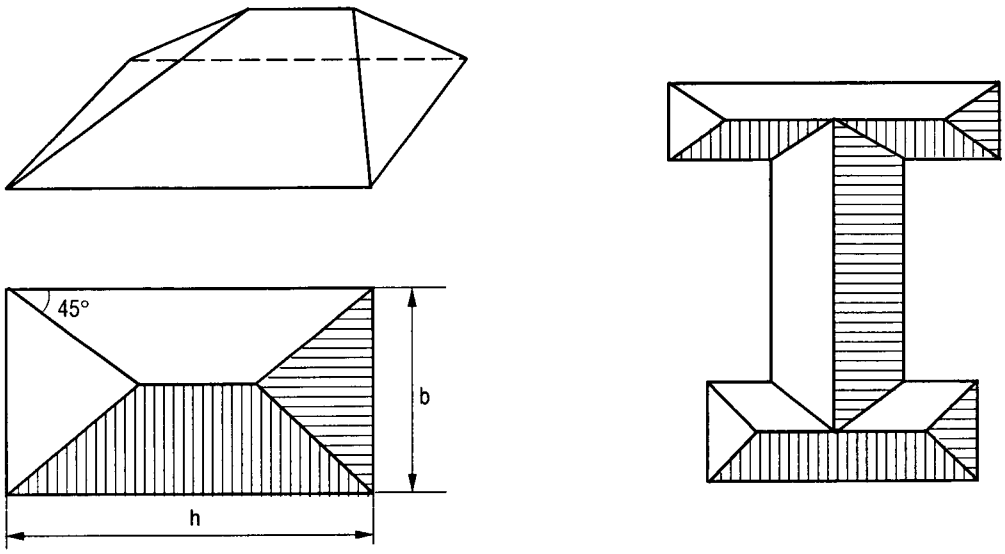
Với tiết diện trên hình 5.1, tại vị trí $h_f \le y \le h - h_f'$ mômen tĩnh $S_{red.y}$ tính như sau:

$$S_{red.y} = by\,(h - x_0 - 0{,}5y) + (b_f - b)h_f(h - x_0 - 0{,}5h_f) + \alpha A_s(h_0 - x_0) \quad (5\text{-}33$$

Trong khi có tác dụng đồng thời cả mômen xoắn M_t thì τ_{xy} được lấy bằng tổng của ứng suất tiếp do Q và M_t. Giá trị τ_{xy} do M_t gây ra được tính theo công thức (5-34):

$$\tau_{xy} = \frac{M_t}{W_t} \qquad (3\text{-}34)$$

W_t - mômen chống xoắn của tiết diện ở trạng thái dẻo; $W_t = 2V$.



Hình 5.4. *Sơ đồ tính thể tích V với $W_t = 2V$.*

Với V là thể tích của vật thể hình tháp có đáy là tiết diện ngang của cấu kiện, các mặt bên nghiêng 45°.

Với tiết diện chữ nhật có b < h thì: $W_t = \dfrac{b^2(3h-b)}{6}$.

5.4.3. Thí dụ tính toán

Thí dụ 5.3:

Dầm chữ T có cánh trong vùng nén, tiết diện cho ở hình 5.2. Yêu cầu kiểm tra sự hình thành khe nứt nghiêng ở tiết diện gối tựa với M = 0 và lực cắt do tải trọng tiêu chuẩn gây ra là Q = 82kN. (xem phụ lục 9).

1. Số liệu: b = 200; h = 600; b'_f = 700; h'_f = 100; a = 60; a' = 33; h_0 = 540mm; A_s = 1571mm^2; A'_s = 402mm^2; α = 7,78. Đã tính được x_0 = 244mm > h'_f; $I_{red} = 7109{,}5\times10^6$mm^4.

Bêtông B20, $R_{bt.ser}$ = 1,4MPa, $R_{b.ser}$ = 15MPa (xem thí dụ 5.1).

2. Tính ứng suất tại trọng tâm tiết diện tính đổi:

Với y = h – x_0 = 600 – 244 = 356mm. Tính $S_{red.y}$ theo (5-33):

$$S_{red.y} = 200\times356\times\frac{356}{2} + 500\times100(356-50) + 7{,}78\times1571(540-244) = 31{,}59\times10^6$$

Tính τ_{xy} với $b_y = b = 200$.

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red.y}}{b_y I_{red}} = \frac{82\times1000\times31,59\times10^6}{200\times7109,5\times10^6} = 1,82\text{MPa}$$

Tính σ_y với y = 356mm; z = 0; $\alpha_z = 0$; $\beta_y = \frac{y}{h} = \frac{356}{600} = 0,5933$.

Tính φ_y theo công thức (3-51):

$$\varphi_y = \frac{2\times0,5933^2}{3,14}\left[\frac{3-2\times0,5933}{(1+0)^2} - \frac{0,5933}{(0+0,5933^2)^2}\right] = -0,667$$

$$\sigma_y = \varphi_y \frac{P}{bh}, \text{ với } P = Q = 82000.$$

$$\sigma_y = -0,667\frac{82000}{200\times600} = -0,456\text{MPa}$$

Tính ứng suất chính với $\sigma_x = 0$, theo công thức (5-28):

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{0-0,456}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0+0,456}{2}\right)^2 + 1,82^2}$$

σ_{mt} = 1,606MPa; σ_{mc} = – 2,062MPa.

3. Kiểm tra. Xác định γ_{b4} theo công thức (5-27) với $\alpha_0 = 0,1$; B = 20; $R_{b.ser}$ = 15MPa. $\alpha_0 B = 0,01 \times 20 = 0,2 < 0,3$ vậy lấy $\alpha_0 B = 0,3$.

$$\gamma_{b4} = \frac{1-\frac{\sigma_{mc}}{R_{b.ser}}}{0,2+\alpha_0 B} \text{ với } \sigma_{mc} \text{ lấy theo giá trị tuyệt đối.}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1-\frac{2,062}{15}}{0,2+0,3} = 1,7 > 1; \text{ lấy } \gamma_{b4} \le 1, \text{ vậy } \gamma_{b4} = 1.$$

$\gamma_{b4}R_{bt.ser} = 1\times1,4 = 1,4$MPa.

$\sigma_{mt} = 1,606\text{MPa} > \gamma_{b4}R_{bt.ser}$.

Không thỏa mãn điều kiện (5-26), có khả năng xuất hiện khe nứt nghiêng.

5.5. BỀ RỘNG KHE NỨT THẲNG GÓC

5.5.1. Công thức tính

Khe nứt thẳng góc với trục cấu kiện có thể xuất hiện trong cấu kiện chịu kéo, chịu uốn hoặc nén lệch tâm. Bề rộng khe nứt là a_{cr} được tính theo công thức (5-35):

$$a_{cr} = \delta_c \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)\sqrt[3]{\phi} \qquad (5\text{-}35)$$

ϕ- đường kính cốt thép chịu kéo tính bằng mm. Nếu cốt thép chịu kéo có đường kính khác nhau: $n_1$thanh ϕ_1, ...n_k thanh ϕ_k thì lấy ϕ trung bình:

$$\phi = \frac{n_1\phi_1^2 + ... + n_k\phi_k^2}{n_1\phi_1 + ... + n_k\phi_k}$$

δ_c - hệ số cấu kiện. Với cấu kiện chịu uốn và nén lệch tâm lấy bằng 1, cấu kiện chịu kéo lấy bằng 1,2.

φ_l - hệ số tác dụng của tải trọng;

+ Với tác dụng ngắn hạn của tải trọng $\varphi_l = 1$.

+ Với tác dụng dài hạn của tải trọng, đối với kết cấu làm từ:

- Bêtông nặng trong điều kiện độ ẩm tự nhiên $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$ trong trạng thái bão hòa nước: 1,2.
- Khi bão hòa nước và khô luân phiên nhau: 1,75.
- Bêtông hạt nhỏ. Nhóm A: 1,75; nhóm B: 2,0; nhóm C: 1,5.
- Bêtông nhẹ: 1,5.
- Bêtông tổ ong: 2,5.

Đối với bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ, bêtông tổ ong ở trạng thái bão hòa nước hệ số φ_l được nhân với 0,8 còn khi trạng thái bão hòa nước và khô luân phiên nhau - nhân với 1,2.

η - hệ số bề mặt cốt thép, lấy bằng 1 đối với thanh cốt thép có gờ; 1,3 - thanh thép tròn trơn; 1,2 - sợi có gờ hoặc cáp; 1,4 - sợi trơn.

μ - tỉ số cốt thép chịu kéo, $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ (với cấu kiện chịu kéo đúng tâm $\mu = \frac{A_{st}}{A}$), đồng thời lấy $\mu \leq 0,02$.

σ_s - ứng suất trong các cốt thép chịu kéo ở lớp ngoài cùng, xác định theo mục 5.5.2.

Giá trị a_{cr} được tính theo đơn vị mm. Đối với cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 2 cần tính a_{cr} với tổng tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn, tạm thời ngắn hạn với hệ số $\varphi_l = 1,0$.

Đối với cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 3 cần tính hai giá trị. Bề rộng a_{cr} do tác dụng dài hạn của tải trọng (thường xuyên + tạm thời dài hạn) với $\varphi_l > 1$, bề rộng $a_{cr(1)}$ ngắn hạn được xác định bằng tổng của a_{cr} dài hạn và số gia bề rộng vết nứt Δa_{cr} do tác dụng của tải trọng tạm thời ngắn hạn với hệ số $\varphi_l = 1$.

$$a_{cr(1)} = a_{cr} + \Delta a_{cr}$$

Giá trị Δa_{cr} được tính theo (5-35) với σ_s do tải trọng tạm thời ngắn hạn.

Ghi chú: Bề rộng khe nứt tính theo công thức (5-35) cần được điều chỉnh trong các trường hợp sau:

a) Trong cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm với $e_0 > 0,8h_0$, khi trọng tâm tiết diện của các thanh cốt thép chịu kéo lớp ngoài cùng nằm cách thớ chịu kéo nhiều nhất một khoảng $a_2 > 0,2h$ thì cần tăng a_{cr} bằng cách nhân với hệ số δ_a.

$$\delta_a = \frac{20a_2 - h}{3h}, \text{ đồng thời } \delta_a \leq 3.$$

b) Đối với cấu kiện làm từ bêtông nhẹ và bêtông rỗng có cấp B7,5 và thấp hơn, giá trị a_{cr} cần phải tăng lên 20%.

5.5.2. Điều kiện kiểm tra

Với cấu kiện chống nứt cấp 2:

$$a_{cr} \leq a_{cr1} \tag{5-36a}$$

Với cấu kiện chống nứt cấp 3:

$$a_{cr(1)} \leq a_{cr1} \text{ và } a_{cr} \leq a_{cr2} \tag{5-36b}$$

Giá trị a_{cr1} và a_{cr2} cho ở phụ lục 8.

5.5.3. Xác định ứng suất σ_s

Giá trị σ_s được xác định theo các công thức sau đây và khi cần còn phải điều chỉnh theo hệ số δ_n cho ở công thức (5-45).

- Trong cấu kiện chịu kéo đúng tâm:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_{st}} \tag{5-37}$$

- Cấu kiện chịu uốn:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z_b} \tag{5-38}$$

- Cấu kiện kéo lệch tâm với $e_0 \geq 0,8h_0$ và nén lệch tâm:

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm Z_b)}{A_s Z_b} \tag{5-39}$$

Lấy $+Z_b$ với cấu kiện kéo lệch tâm và $-Z_b$ với nén lệch tâm.

Cấu kiện kéo lệch tâm với $e_0 < 0,8h_0$, tính σ_s theo (5-39) trong đó lấy $Z_b = h_0 - a'$.

e_s - khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm N đến trọng tâm cốt thép chịu kéo.

Cấu kiện nén lệch tâm: $e_s = e_0 + y_t - a$.

Cấu kiện kéo lệch tâm: $e_s = e_0 - y_t + a$ (có thể dương hoặc âm).

y_t - khoảng cách từ trục cấu kiện đến mép chịu kéo. Với tiết diện chữ nhật $y_t = 0,5h$.

$e_0 = \dfrac{M}{N}$ - độ lệch tâm của lực dọc.

Z_0 - cánh tay đòn nội lực:

$$Z_b = \left[1 - \frac{\dfrac{h'_f}{h_0}\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right]h_0 \qquad (5\text{-}40)$$

Trong (5-40), với tiết diện không có cánh trong vùng nén thì thay h'_f bằng 2a'.

Với cấu kiện chịu nén lệch tâm giá trị Z_b lấy không lớn hơn $0,97e_s$.

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \dfrac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0} \qquad (5\text{-}41)$$

ν - hệ số đàn hồi dẻo của vùng nén.

+ Khi tác dụng ngắn hạn của tải trọng $\nu = 0,45$ với mọi loại bêtông

+ Khi tác dụng dài hạn của tải trọng: Đối với bêtông nặng và nhẹ:

a) Với độ ẩm môi trường 40 ÷75% lấy $\nu = 0,15$.

b) Với độ ẩm môi trường dưới 40%, lấy $\nu = 0,10$.

Đối với bêtông rỗng: 0,07 và 0,04 ứng với độ ẩm a và b.

Bêtông hạt nhỏ nhóm A: 0,1 và 0,07

nhóm B: 0,08 và 0,05

nhóm C: 0,15 và 0,10.

Bêtông tổ ong: 0,2 và 0,1 ứng với độ ẩm a và b.

Khi bêtông thay đổi trạng thái bão hòa nước và khô, hệ số ν khi tải trọng tác dụng dài hạn cần được chia cho 1,2(*). Khi độ ẩm của môi trường cao hơn 75% và khi bêtông ở trạng thái bão hòa nước, các hệ số ν ứng với mục a cần được chia cho 0,8.

(*) Chỗ này trong văn bản của TCXDVN356 in nhầm là nhân với 1,2.

$\xi = \frac{x}{h_0}$ với x là chiều cao vùng nén ở tiết diện nứt. Xác định ξ theo công thức (5-42).

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5+\varphi_f}{11,5\frac{e_s}{h_0} \mp 5} \qquad (5\text{-}42)$$

đồng thời lấy ξ không lớn hơn 1.

Số hạng thứ hai của công thức (5-42) lấy dấu phía trên đối với cấu kiện nén lệch tâm, dấu phía dưới: kéo lệch tâm(*), uốn: lấy bằng 0.

Với tiết diện có cánh trong vùng nén thì giá trị ξ được tính theo (5-42) còn cần thỏa mãn điều kiện:

$\xi \geq \frac{h'_f}{h_0}$ (trục trung hòa nằm trong sườn). Nếu xẩy ra $\xi < \frac{h'_f}{h_0}$ thì phải tính lại ξ theo tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng b'_f (xem thí dụ 5-4).

β - hệ số, lấy bằng 1,8 với bêtông nặng và nhẹ, bằng 1,6 với bêtông hạt nhỏ, bằng 1,4 với bêtông rỗng và tổ ong.

$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$. Tỉ lệ cốt thép chịu kéo (ở đây không hạn chế $\mu \leq 0,02$):

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} \qquad (5\text{-}43)$$

$$\lambda = \varphi_f\left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) \qquad (5\text{-}44)$$

Với tiết diện không có cánh trong vùng nén, trong (5-44) lấy $h'_f = 2a'$.

Ghi chú về điều chỉnh σ_s:

Khi cốt thép chịu kéo được đặt thành một số lớp, đối với cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm khi $e_0 > 0,8h_0$, ứng suất σ_s trong (5-38) và (5-39) cần được nhân với hệ số $\delta_n > 1$.

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a} \qquad (5\text{-}45)$$

$x = \xi h_0$; a_2 - khoảng cách từ trọng tâm lớp cốt thép ngoài cùng đến mép chịu kéo.

(*) Chỗ này trong văn bản của TCXDVN356 in nhầm thành dấu + và – (điều 7.4.3.2).

5.5.4. Thí dụ tính toán

Thí dụ 5.4:

Cho dầm tiết diện chữ T cánh trong vùng nén, kích thước và bố trí cốt thép thể hiện ở hình 5.2. Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn dài hạn gây ra là M_1 = 130kNm, do tải trọng tạm thời ngắn hạn là M_2 = 40kNm. Độ ẩm môi trường 40÷75%. Yêu cầu tính toán, kiểm tra bề rộng khe nứt thẳng góc.

1. Số liệu: b = 200; h = 600; h'_f = 100; b'_f = 700mm. Cốt thép $A'_s = 402mm^2$ với a' = 33mm. Cốt thép chịu kéo gồm 5ϕ20 đặt thành hai lớp với a = 60mm; h_0 = 600 – 60 = 540mm, lớp ngoài cùng với a_2 = 35mm.

Bêtông nặng B20 có $R_{b.ser}$ = 15MPa; $R_{bt.ser}$ = 1,4MPa; $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b} = 7,78$. Hệ số β = 1,8.

Hệ số ν = 0,45 (tải trọng ngắn hạn) và 0,15(dài hạn).

Hệ số δ = 1 (cấu kiện chịu uốn); η = 1 (cốt thép CII có gờ).

Tỉ lệ cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1571}{200 \times 540} = 0,01454.$$

Hệ số φ_l - Khi tính với tác dụng ngắn hạn của tải trọng φ_l = 1.

Với tác dụng dài hạn:

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \times 0,01454 = 1,382.$$

Dầm thuộc cấu kiện chống nứt cấp 3 với a_{cr1} = 0,4mm; a_{cr2} = 0,3mm.

2. Tính toán a_{cr} do tác dụng dài hạn của tải trọng với M = 130kNm.

Tính φ_f theo (5-41) với ν = 0,15, λ theo (5-44) và δ theo (5-43):

$$\varphi_f = \frac{(700-200)100 + \dfrac{7,78 \times 402}{2 \times 0,15}}{200 \times 540} = 0,5595$$

$$\lambda = 0,5595\left(1 - \frac{100}{2 \times 540}\right) = 0,5077$$

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} = \frac{130 \times 1000000}{200 \times 540^2 \times 15} = 0,1486$$

Tính ξ theo công thức (5-42). Với cấu kiện chịu uốn số hạng thứ hai của công thức lấy bằng 0.

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,1486+0,5077)}{10\times 0,01454\times 7,78}} = 0,179$$

$$\xi = 0,179 < \frac{h'_f}{h_0} = \frac{100}{540} = 0,185.$$

Phải tính lại ξ theo tiết diện chữ nhật có b = b'_f =700mm ($h'_f = 0$).

Tính lại φ_f với b = 700 và $h'_f = 0$, theo (5-41).

$$\varphi_f = \frac{\frac{\alpha}{2y}A'_s}{bh_0} = \frac{\frac{7,78}{2\times 0,15}\times 402}{700\times 540} = 0,02758$$

Tính λ theo (5-44) với $h'_f = 2a' = 66$mm.

$$\lambda = 0,02758\left(1 - \frac{66}{2\times 540}\right) = 0,02589$$

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} = \frac{130\times 1000000}{700\times 540^2\times 15} = 0,04246$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1571}{700\times 540} = 0,004156$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,04246+0,0259)}{10\times 0,004156\times 7,78}} = 0,168$$

$$x = \xi h_0 = 0,168\times 540 = 90,72\text{mm} < h'_f = 100.$$

Tính Z_b theo công thức (5-40) với $h'_f = 2a' = 66$mm (vì tính toán theo tiết diện chữ nhật).

$$Z_b = \left[1 - \frac{\frac{66}{540}\times 0,02758 + 0,168^2}{2(0,02758+0,168)}\right]540 = 496\text{mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z_b} = \frac{130\times 1000000}{1571\times 496} = 166,8\text{MPa}$$

Vì cốt thép A_s đặt thành hai lớp với lớp ngoài có a_2 = 35mm nên phải điều chỉnh σ_s với hệ số $\delta_n > 1$.

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a} = \frac{600 - 90,72 - 35}{600 - 90,72 - 60} = 1,056$$

$$\sigma_s = 1,056\times 166,8 = 176,1\text{MPa}.$$

Tính a_{cr} theo (5-35) với $\delta_c = 1$; $\varphi_l = 1,382$; $\eta = 1$.

$$a_{cr} = 1 \times 1,382 \times 1 \times \frac{176,1}{210000} \times 20(3,5 - 100 \times 0,01454)\sqrt[3]{20} = 0,129\text{mm}$$

Ghi chú: Trong công thức tính a_{cr} lấy $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ và $\mu \leq 0,02$ với b = 200 là bề rộng của sườn, không thay b bằng b'_f.

3. Tính toán $a_{cr(1)}$ do toàn bộ tải trọng:

$$a_{cr(1)} = a_{cr} + \Delta a_{cr}$$

Tính gia số Δa_{cr} do mômen M = 40kNm gây ra (mômen do tải trọng tạm thời ngắn hạn). Xác σ_s theo (5-38) với Z_b lấy gần đúng theo giá trị đã tính được là 496mm (Z_b có thay đổi không đáng kể).

$$\sigma_s = \frac{40 \times 1000000}{1571 \times 496} = 51,33\text{MPa}$$

Điều chỉnh theo δ_n:

$$\sigma_b = 1,056 \times 51,33 = 54,2\text{MPa}.$$

Tính Δa_{cr} theo (3-35) với $\varphi_l = 1$.

$$\Delta a_{cr} = \frac{54,2}{210000} \times 20(3,5 - 100 \times 0,01454)\sqrt[3]{20} = 0,029$$

$$a_{cr(1)} = a_{cr} + \Delta a_{cr} = 0,129 + 0,029 = 0,158\text{mm}$$

4. Kiểm tra: cấu kiện thuộc chống nứt cấp 3.

có $a_{cr} = 0,129 < a_{cr2} = 0,30$mm

$a_{cr(1)} = 0,158 < a_{cr1} = 0,40$mm.

Thỏa mãn điều kiện về hạn chế độ mở rộng khe nứt

Ghi chú: vì $a_2 = 35\text{mm} < 0,2h = 120\text{mm}$ nên không cần điều chỉnh a_{cr} theo hệ số δ_a.

5.6. BỀ RỘNG KHE NỨT NGHIÊNG

Ở những vùng có lực cắt lớn sẽ xuất hiện khe nứt nghiêng so với trục cấu kiện. Trong những cấu kiện dùng cốt thép đai vuông góc với trục bề rộng khe nứt nghiêng a_{cr} được xác định theo công thức (5-46):

$$a_{cr} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}\phi_w\eta}{E_s\frac{\phi_w}{h_0} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)} \qquad (5\text{-}46)$$

Đối với cấu kiện làm từ bêtông nhẹ cấp B7,5 và thấp hơn, giá trị a_{cr} tính được theo công thức (5-46) cần tăng thêm 30%.

ϕ_w - đường kính cốt thép đai.

η - hệ số bề mặt cốt thép đai, lấy như ở công thức (5-35):

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};\ \mu = \frac{A_{sw}}{bs}$$

A_{sw} - diện tích tiết diện ngang một lớp cốt thép đai;

s - khoảng cách giữa các lớp cốt thép đai;

φ_l - hệ số tác dụng của tải trọng, lấy như sau:

+ Khi tính với tác dụng ngắn hạn của tải trọng: $\varphi_l = 1,0$.

+ Khi tính với tác dụng dài hạn của tải trọng:

a) Cấu kiện làm bằng bêtông nặng:

- Trong điều kiện độ ẩm tự nhiên: $\varphi_l = 1,50$.
- Trong trạng thái bão hòa nước: $\varphi_l = 1,20$.
- Khi luân phiên bão hòa nước và khô: $\varphi_l = 1,75$.

b) Cấu kiện làm bằng bêtông hạt nhỏ, bêtông rỗng và bêtông tổ ong: lấy φ_l như ở công thức (5-35).

σ_{sw} - ứng suất trong cốt thép đai, xác định theo công thức (5-47):

$$\sigma_{sw} = \frac{Q_{sw}s}{A_{sw}h_0} \qquad (5\text{-}47)$$

đồng thời σ_{sw} không được vượt quá $R_{s.ser}$ là cường độ tính toán của cốt thép đai khi tính theo trạng thái giới hạn thứ hai. Thông thường giá trị $R_{s.ser}$ lấy bằng cường độ tiêu chuẩn. Với cốt thép CI, CII, CIII giá trị $R_{s.ser}$ lần lượt bằng 235; 295 và 390MPa.

Q_{sw} - lực cắt truyền cho cốt thép đai. Khi tính a_{cr} do toàn bộ tải trọng gây ra thì lấy Q_{sw} theo công thức (5-48):

$$Q_{sw} = Q - Q_{b1} \qquad (5\text{-}48)$$

Khi tính số gia Δa_{cr} do phần tải trọng tạm thời ngắn hạn thì lấy $Q_{sw} = Q_2$.

Q- lực cắt do ngoại lực (kể cả phản lực gối tựa) tính từ một phía của tiết diện nghiêng đang xét (theo phụ lục 9).

Q_2 - lực cắt do tải trọng tạm thời ngắn hạn, là phần lực cắt tăng lên sau khi đã có lực cắt Q.

Q_{b1} - phần lực cắt do bêtông chịu, tính trên tiết diện nghiêng có hình chiếu $c = h_0$.

$$Q_{b1} = 0,8\varphi_{b4}\,(1 + \varphi_n)R_{bt.ser}bh_0 \qquad (5\text{-}49)$$

φ_{b4} - hệ số về loại bêtông, lấy bằng 1,5 với bêtông nặng và bêtông tổ ong, bằng 1,2 với bêtông hạt nhỏ và bêtông nhẹ có trọng lượng riêng trên 19kN/m^3; bằng 1 với bêtông nhẹ dưới 19kN/m^3;

φ_n - hệ số ảnh hưởng của lực dọc N.

Với N là lực nén: $\varphi_n = \dfrac{0,1N}{R_{bt.ser}bh_0}$ đồng thời $\varphi_n \le 0,5$.

Với N là lực kéo: $\varphi_n = \dfrac{-0,2N}{R_{bt.ser}bh_0}$

đồng thời giá trị tuyệt đối của φ_n không lớn quá 0,8.

Khi tiến hành tính toán và kiểm tra bề rộng khe nứt nghiêng cũng tiến hành đối với tác dụng dài hạn và ngắn hạn của tải trọng như khi tính toán khe nứt thẳng góc.

Chương 6

ĐỘ VÕNG

6.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG

Tính toán độ võng thuộc trạng thái giới hạn thứ hai về điều kiện sử dụng bình thường. Mục tiêu của việc tính toán là xác định độ võng f của cấu kiện ở trạng thái làm việc bình thường và kiểm tra điều kiện (6-1).

$$f \leq f_u \tag{6-1}$$

f_u - độ võng giới hạn (cho phép) của các cấu kiện. Quy định về f_u được trình bày trong mục 6-4 và giá trị của f_u được cho ở phụ lục 12.

Để tính toán độ võng f cần dựa vào các phương pháp và công thức của cơ học kết cấu mà trước hết là phải xác định được độ cong. Độ cong này phụ thuộc vào nội lực và độ cứng chống uốn B của cấu kiện.

Nội lực dùng để xác định độ cong là nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra trong đó phân biệt phần tác dụng dài hạn và phần tác dụng ngắn hạn.

Độ cong của cấu kiện được xác định trong từng đoạn của cấu kiện tuỳ thuộc vào trạng thái đoạn đó có hay không có các khe nứt.

Việc tính toán, kiểm tra độ võng thường là cần thiết đối với các cấu kiện lắp ghéo có sơ đồ tĩnh định, có chiều cao tiết diện tương đối bé (do sử dụng vật liệu có cường độ tương đối cao). Với các cấu kiện toàn khối, có sơ đồ siêu tĩnh, thường chỉ cần kiểm tra độ võng trong các trường hợp có yêu cầu cao (giá trị f_u khá bé). Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005 cho phép không cần tính toán kiểm tra về biến dạng (độ võng) nếu qua thực nghiệm hoặc thực tế sử dụng các kết cấu tương tự đã khẳng định được kết cấu có đủ độ cứng chống uốn ở giai đoạn sử dụng.

6.2. ĐỘ CONG VÀ ĐỘ CỨNG CHỐNG UỐN

6.2.1. Khái niệm về độ cong

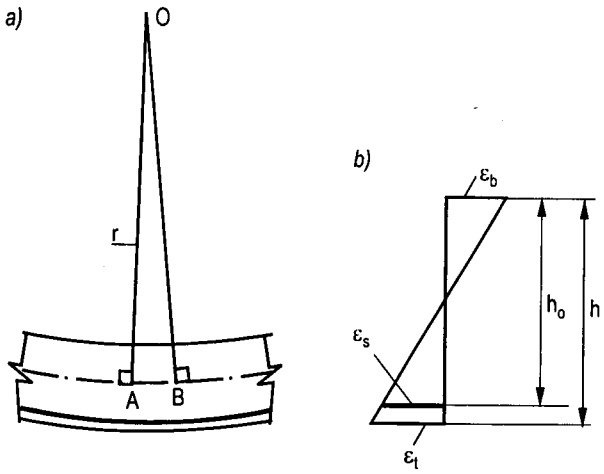
Xét cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm hoặc kéo lệch tâm. Do tác dụng của mômen M mà cấu kiện bị cong. Lấy hai điểm A, B gần nhau ở trên trục cấu kiện, kẻ từ A và B hai

đường vuông góc với trục, chúng gặp nhau tại điểm O. Gọi O là tâm cong, r = OA là bán kính cong và 1/r là độ cong (hình 6.1a).

Về tương quan hình học, xác định 1/r dựa vào biến dạng ε của các thớ ngoài cùng (hình 6.1.b).

Khi bêtông chưa bị nứt: $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_t}{h}$

Khi bêtông đã bị nứt: $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_s}{h_0}$



Hình 6.1. *Sơ đồ xác định độ cong*

ε_b, ε_t, ε_s, lần lượt là biến dạng của mép bêtông chịu nén, mép bêtông chịu kéo khi chưa nứt và của cốt thép chịu kéo khi bêtông đã bị nứt. Các biến dạng này được xác định phụ thuộc vào nội lực, kích thước hình học của tiết diện và đặc trưng cơ học của vật liệu.

6.2.2. Độ cong thành phần và độ cong toàn phần

Tải trọng lên cấu kiện được phân thành tác dụng ngắn hạn và dài hạn. Tác dụng dài hạn của tải trọng làm bêtông bị từ biến, làm tăng các biến dạng. Ứng với mỗi tác dụng của một loại tải trọng xác định được độ cong thành phần $\left(\frac{1}{r}\right)_i$. Chỉ số i = 1, 2, 3, 4... thể hiện tác dụng của loại tải trọng. Độ cong toàn phần 1/r là tổng của các độ cong thành phần:

$$\frac{1}{r} = \sum\left(\frac{1}{r}\right)_i$$

Tuỳ theo các loại tải trọng có thể đặt lên cấu kiện và tác dụng của chúng mà có cách lấy tổng khác nhau.

6.2.3. Độ cong đoạn cấu kiện không nứt

Toàn bộ cấu kiện hoặc từng đoạn của cấu kiện được xem là không có khe nứt thẳng góc khi thoả mãn điều kiện (5-23). Trong các đoạn như vậy độ cong toàn phần của cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm được xác định theo công thức (6-2).

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 \qquad (6\text{-}2)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - độ cong do tải trọng tạm thời ngắn hạn:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1^*}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \quad (6\text{-}3)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - độ cong do tải trọng tác dụng dài hạn (tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2^* \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \quad (6\text{-}4)$$

M_1^*, M_2^* - mômen do ngoại lực tương ứng (ngắn hạn và dài hạn) đối với trục vuông góc với mặt phẳng tác dụng của mômen và đi qua trọng tâm tiết diện quy đổi.

E_b - mômen đàn hồi của bêtông.

I_{red} - mômen quán tính của tiết diện quy đổi, xác định theo công thức (5-6)

φ_{b1}- hệ số xét đến từ biến ngắn hạn của bêtông, lấy như sau:

+ Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ có cốt liệu nhỏ đặc chắc, bêtông tổ ong, lấy $\varphi_{b1} = 0,85$.

+ Đối với bêtông nhẹ có cốt liệu nhỏ xốp và bêtông rỗng: $\varphi_{b1} = 0,7$.

φ_{b2} - Hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến dài hạn của bêtông đến cấu kiện không có khe nứt, lấy như sau:

+ Đối với bêtông nặng, bêtông nhẹ, bêtông rỗng, bêtông tổ ong:

- Khi độ ẩm môi trường từ 40 đến 75%: $\varphi_{b2} = 2$.

- Khi độ ẩm dưới 40%: $\varphi_{b2} = 3,0$.

+ Đối với bêtông hạt nhỏ, nhóm A: $\varphi_{b2} = 2,6$ và 3,9; nhóm B = $\varphi_{b2} = 3,0$ và 4,5; nhóm C: $\varphi_{b2} = 2,0$ và 3,0 ứng với các độ ẩm như đã nêu.

Ghi chú:

- Khi độ ẩm luôn cao hơn 75% và bêtông ở trạng thái bão hoà nước giá trị φ_{b2} được lấy bằng giá trị đã cho nhân với 0,80.

- Khi bêtông thay đổi luân phiên trạng thái bão hoà nước - khô, giá trị φ_{b2} cần nhân với 1,2.

6.2.4. Độ cong đoạn cấu kiện có khe nứt

Trong các đoạn có khe nứt thẳng góc trong vùng bêtông chịu kéo, độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$ được xác định theo công thức (6-5):

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \quad (6\text{-}5)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - độ cong do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng dùng để tính toán độ võng;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - độ cong ban đầu do tác dụng ngắn hạn của phần tải trọng dài hạn (thường xuyên và tạm thời dài hạn);

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - độ cong do tác dụng dài hạn của phần tải trọng dài hạn.

Các độ cong thành phần $(1/r)_i$ của cấu kiện có tiết diện chữ nhật, chữ T, chữ I (hình hộp) chịu uốn, kéo lệch tâm khi $e_0 \geq 0{,}8h_0$ và nén lệch tâm, được xác định theo công thức (6-6).

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_{si}}{B_i} \mp \frac{1}{r_N} \qquad (6\text{-}6)$$

M_{si}- mômen do tất cả ngoại lực đặt ở một phía của tiết diện đang xét đối với trục thẳng góc với mặt phẳng uốn đi qua trọng tâm cốt thép chịu kéo A_s:

Với cấu kiện chịu uốn: $M_{si} = M_i$ (6-7a)

Với cấu kiện nén lệch tâm: $M_{si} = N_i(e_{0i} + y_s)$ (6-7b)

Với cấu kiện kéo lệch tâm: $M_{si} = N_i(e_{0i} - y_s)$ (6-7c)

$$e_{oi} = \frac{M_i}{N_i}$$

y_s - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện (trục cấu kiện) đến trọng tâm cốt thép chịu kéo A_s. Với tiết diện chữ nhật và chữ I đối xứng thì $y_s = 0{,}5h - a$.

M_i, N_i - nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra ứng với từng trường hợp xác định độ cong. Với i = 1 thì M_1, N_1 là do toàn bộ tải trọng, với i = 2 và 3 thì $M_2 = M_3$; $N_2 = N_3$ là do phần tải trọng tác dụng dài hạn.

B_i - độ cứng chống uốn, xác định theo công thức (6-8):

$$B_i = \frac{h_0 Z_i}{\frac{\psi_{si}}{A_s E_s} + \frac{\psi_b}{A_b E_b \nu_i}} \qquad (6\text{-}8)$$

$$A_b = (\varphi_{fi} + \xi_i)\, bh_0 \qquad (6\text{-}9)$$

Z_i - cánh tay đòn nội lực xác định theo công thức (5-40) ứng với từng tác dụng của tải trọng.

ψ_b - hệ số xét đến sự phân bố không đều của biến dạng thớ bêtông chịu nén ngoài cùng (ε_b), được lấy như sau:

- Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ cấp cao hơn B7,5, lấy $\psi_b = 0{,}90$.
- Đối với bêtông nhẹ, bêtông rỗng, bêtông tổ ong cấp B7,5 và thấp hơn lấy $\psi_b = 0{,}70$.
- Đối với kết cấu chịu tải trọng trùng lặp, không phụ thuộc loại và cấp bêtông, $\psi_b = 1{,}0$.

φ_{fi} - hệ số của cánh và cốt thép chịu nén, xác định theo công thức (5-41) tuỳ thuộc vào tác dụng của tải trọng (thông qua hệ số đàn hồi dẻo ν_i).

ν_i - hệ số đàn hồi dẻo vùng nén, lấy theo chỉ dẫn ở công thức (5-41).

$\xi_i = \dfrac{x_i}{h_o}$ - chiều cao tương đối của vùng nén, xác định theo công thức (5-42) ứng với từng trường hợp tác dụng của tải trọng.

ψ_{si} - hệ số xét đến biến dạng không đều của cốt thép chịu kéo do sự tham gia chịu lực của bêtông chịu kéo giữa các khe nứt. Xác định ψ_{si} ứng với từng trường hợp tác dụng của tải trọng theo công thức (6-10):

$$\psi_{si} = 1{,}25 - \varphi_l\varphi_m - \varphi_N \qquad (6\text{-}10)$$

đồng thời lấy ψ_{si} không lớn hơn 1.

φ_N - ảnh hưởng của lực dọc, với cấu kiện chịu uốn lấy $\varphi_N = 0$. Với cấu kiện nén lệch tâm, kéo lệch tâm lấy φ_N theo công thức (6-10a):

$$\varphi_N = \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\dfrac{e_s}{h_0}} \qquad (6\text{-}10a)$$

trong đó lấy: $\dfrac{e_s}{h_0} \geq \dfrac{1{,}2}{\varphi_{ls}}$

φ_{ls} - hệ số xét đến ảnh hưởng tác dụng dài hạn của tải trọng. Với bêtông có cấp độ bền B > 7,5 lấy φ_{ls} như sau:

+ Khi tính với tác dụng ngắn hạn của tải trọng

Với cốt thép trơn và sợi: $\varphi_{ls} = 1{,}0$.

Với cốt thép có gờ: $\varphi_{ls} = 1{,}1$.

+ Khi tính với tác dụng dài hạn của tải trọng $\varphi_{ls} = 0{,}8$ (đối với mọi loại cốt thép).

Với bêtông có cấp độ bền B ≤ 7,5; lấy φ_{ls} bằng giá trị đã cho nhân với hệ số 0,75.

φ_m - hệ số liên quan đến quá trình mở rộng khe nứt:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser}W_{pl}}{M_r \mp M_{rp}} \qquad (6\text{-}11)$$

đồng thời lấy $\varphi_m \leq 1$.

Các ký hiệu trong công thức (6-11) đã được giải thích ở công thức (5-23). Lấy $-M_{rp}$ khi nó ngược chiều với M_r và ngược lại.

e_s - khoảng cách từ điểm đặt lực dọc lệch tâm N đến trọng tâm cốt thép chịu kéo A_s. Theo định nghĩa thì: $e_s = \frac{M_s}{N}$

Với cấu kiện nén lệch tâm: $e_s = e_0 + y_s$.

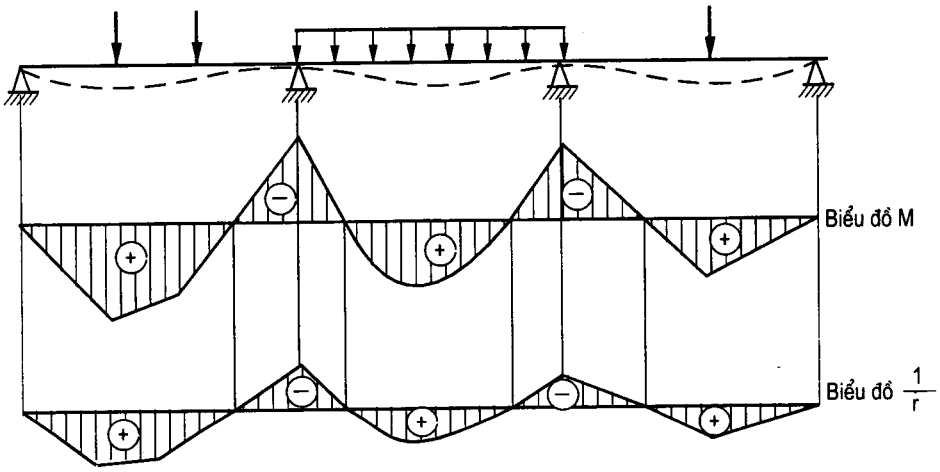
Với cấu kiện kéo lệch tâm: $e_s = e_0 - y_s$.

[xem định nghĩa M_s ở công thức (6-7)].

$\frac{1}{r_N}$ - độ cong do tác dụng của lực dọc. Với cấu kiện chịu uốn $\frac{1}{r_N} = 0$. Với cấu kiện chịu nén lệch tâm lấy dấu –, cấu kiện kéo lệch tâm lấy dấu + và xác định theo công thức (6-12):

$$\frac{1}{r_N} = \frac{N_i \varphi_{si}}{E_s A_s h_0} \qquad (6\text{-}12)$$

6.2.5. Biểu đồ độ cong



Hình 6.2. *Biểu đồ mômen uốn và biểu đồ độ cong của dầm.*

Độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$ xác định theo công thức (6-2) hoặc (6-5) là tại một tiết diện. Cần tính toán $\frac{1}{r}$ cho một số tiết diện rồi thể hiện biểu đồ độ cong của từng đoạn và của toàn bộ cấu kiện. Theo các công thức đã dẫn thấy rằng độ cong $\frac{1}{r}$ tỉ lệ với mômen uốn M. Như vậy, biểu đồ độ cong có cùng hình dạng với biểu đồ M. Trong các đoạn có mômen

dương thì biểu đồ độ cong $\frac{1}{r}$ có giá trị dương và ngược lại (hình 6.2). Đối với cấu kiện chịu uốn có tiết diện không đổi, có khe nứt, trên mỗi đoạn có mômen cùng dấu có thể tính độ cong ở tiết diện có mômen lớn nhất, độ cong của những tiết diện còn lại của đoạn đó được lấy tỉ lệ với giá trị mômen uốn.

Để lập biểu đồ độ cong chỉ cần dựa vào một biểu đồ mômen ứng với trường hợp tải trọng đang xét, không cần lập biểu đồ độ cong ứng với hình bao mômen.

6.2.6. Độ cứng chống uốn

Gọi B là độ cứng chống uốn của dầm, nó được định nghĩa theo biểu thức (6-13), tỷ lệ nghịch với độ cong $\frac{1}{r}$.

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{B} \text{ hoặc } B = \frac{M}{\frac{1}{r}} \qquad (6\text{-}13)$$

Với dầm bằng vật liệu đàn hồi có B = EI với E là môđun đàn hồi, I là mômen quán tính.

Với dầm bêtông cốt thép không có khe nứt, từ biểu thức (6-3) rút ra độ cứng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng là B_1 và độ cứng do tác dụng dài hạn của tải trọng là B_2.

$$B_1 = \varphi_{b1} E_b I_{red} \text{ và } B_2 = \frac{B_1}{\varphi_{b2}} \qquad (6\text{-}14)$$

Với dầm bêtông cốt thép có khe nứt, độ cứng chống uốn B_i xác định theo công thức (6-8).

6.2.7. Thí dụ tính toán

Thí dụ 6-1:

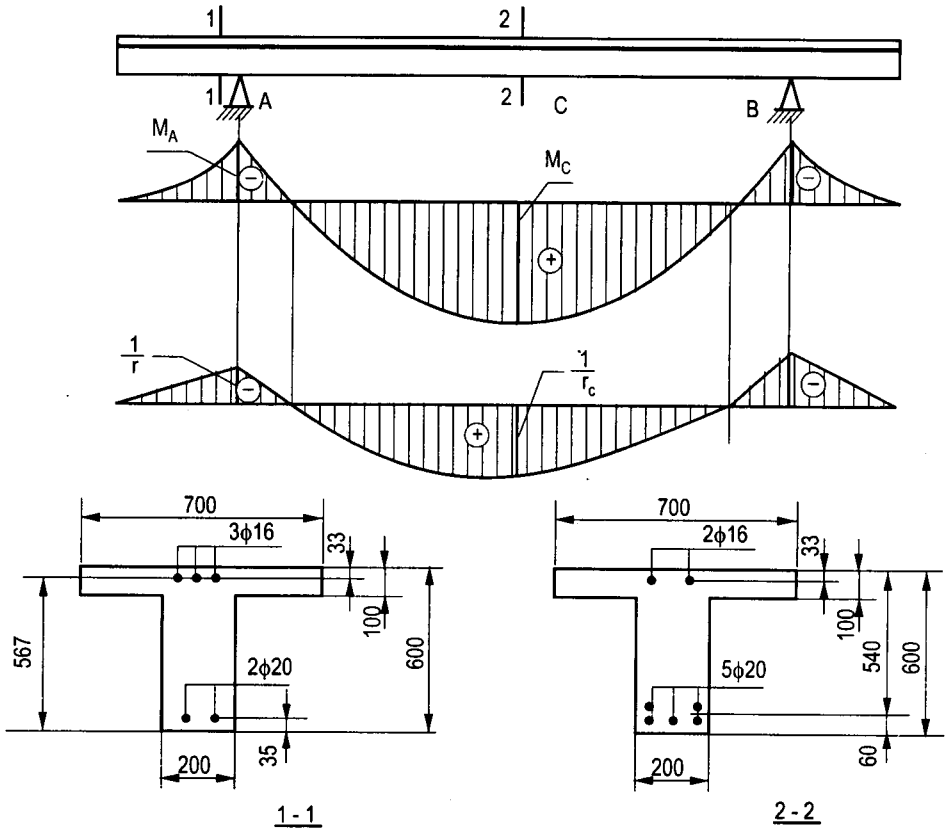
Cho dầm tiết diện chữ T kê lên hai gối tự do, có mút thừa, tiết diện không đổi (hình 6.3). Tiết diện giữa dầm theo hình 5.2 của thí dụ 5.1. Tiết diện ở gối tựa A có cốt thép như ở hình 6.3. Biểu đồ mômen do tải trọng tiêu chuẩn gây ra gồm M_0 do toàn bộ tải trọng và M_2 do phần tải trọng tác dụng dài hạn.

Tại gối A có $M_0 = -56$kNm và $M_2 = -42$kNm.

Tại tiết diện C giữa dầm: $M_0 = 170$kNm và $M_2 = 130$kNm.

Bêtông cấp B20, cốt thép CII.

Yêu cầu tính độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$ ở tiết diện giữa dầm và tại gối tựa A, từ đó vẽ biểu đồ độ cong.



Hình 6.3. *Hình vẽ của thí dụ 6.1*

a) Số liệu chung: B20 có $R_{bt.ser}$ = 1,4MPa; $R_{b.ser}$ = 15; E_b = 2700MPa. cốt thép CII có E_s = 210000MPa; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 7,78$. Bêtông nặng có β = 1,8.

b) Tính toán tại tiết diện giữa dầm:

1. Số liệu: Tiết diện chịu mômen dương, cánh trong vùng nén: b = 200mm; h = 600; b'_f = 700; h'_f = 100mm. $A_s = 5\phi20 = 1571mm^2$; a = 60; h_0= 540mm; $A'_s = 2\phi16 = 402mm^2$; a' = 33mm; $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = 0,01454$.

Ở thí dụ 5.1 đã tính được khả năng chống nứt M_{cr} = 26,3kNm nhỏ hơn M_1 = 170 kNm. Đoạn dầm có khe nứt thẳng góc, cũng đã tính được $W_{pl} = 35,71 \times 10^6 mm^3$ và M_{rp} = 23,7kNm.

2. Tính độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ do tác dụng ngắn hạn của $M_1 = M_0$ = 170kNm.

Hệ số ν = 0,45; cốt thép có gờ φ_{ls} = 1,1. Tính φ_{f1} theo (5-41):

$$\varphi_{f1} = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0} = \frac{500\times100 + \frac{7,78}{2\times0,45}\times402}{200\times540} = 0,495$$

$$\lambda = \varphi_f\left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = 0,4951\left(1 - \frac{100}{2\times540}\right) = 0,4492$$

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2R_{b.ser}} = \frac{170\times1000000}{200\times540^2\times15} = 0,19433$$

Tính ξ_1 theo công thức (5-42) với số hạng thứ hai bằng 0.

$$\xi_1 = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,19433+0,4492}{10\times0,01454\times7,78}} = 0,1809$$

$$\xi_1 = 0,1809 < \frac{h'_f}{h_0} = \frac{100}{540} = 0,185$$

Trục trung hòa nằm trong cánh, tính lại với tiết diện chữ nhật có b = 700mm.

$$\varphi_{f1} = \frac{\frac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0} = \frac{\frac{7,78}{2\times0,45}\times402}{700\times540} = 0,009193$$

Tính λ theo (5-44) với $h'_f = 2a' = 66mm$.

$$\lambda = \varphi_f\left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = 0,009193\left(1 - \frac{66}{2\times540}\right) = 0,008631$$

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2R_{b.ser}} = \frac{170\times1000000}{700\times540^2\times15} = 0,05552$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1571}{700\times540} = 0,004156$$

$$\xi_1 = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,05552+0,008631)}{10\times0,004156\times7,78}} = 0,16993$$

$$\xi_1 < \frac{h'_f}{h_0} = 0,185$$

Trục trung hòa nằm trong cánh.

Tính Z_1 theo công thức (5-40) với $h'_f = 2a' = 66mm$.

$$Z_1 = \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0}\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right]h_0 = \left[1 - \frac{\frac{66}{540}\times0,009193 + 0,16933^2}{2(0,009193 + 0,16933}\right]540 = 495mm$$

$$A_b = (\varphi_{f1} + \xi_1)bh_0 = (0{,}009193 + 0{,}16933)700\times540 = 6780mm^2.$$

Tính hệ số φ_m theo (6-11) với $M_r = M = 170kNm$.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser}W_{pl}}{M_r + M_{rp}} = \frac{1{,}4\times35{,}71\times10^6}{(170+23{,}7)10^6} = 0{,}2581$$

Tính ψ_{s1} theo (6-10) với $\varphi_N = 0$ và $\varphi_{ls} = 1{,}1$:

$$\psi_{s1} = 1{,}25 - \varphi_{ls}\varphi_m = 1{,}25 - 1{,}1 \times 0{,}2581 = 0{,}966.$$

Tính độ cứng B_1 theo (6-8) với $\psi_b = 0{,}9$

$$B_1 = \frac{h_0Z_1}{\dfrac{\psi_{s1}}{A_sE_s} + \dfrac{\psi_b}{A_bE_b\nu_1}}$$

$$B_1 = \frac{540\times495}{\dfrac{0{,}966}{1571\times210000} + \dfrac{0{,}9}{67480\times27000\times0{,}45}} = 66{,}398\times10^{12}\,Nmm^2$$

Tính độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ theo (6-6) với $\frac{1}{r_N} = 0$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{B_1} = \frac{170\times10^6}{66{,}398\times10^{12}} = 2{,}56\times10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

3. Độ cong ban đầu $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ do tác dụng ngắn hạn của $M_2 = 130kNm$. Với $M_1 = 170kNm$ trục trung hòa nằm trong cánh. Có khả năng là với $M_2 = 130$ trục trung hòa vẫn nằm trong cánh, tính theo tiết diện chữ nhật b = 700. Tác dụng ngắn hạn của tải trọng lấy $\nu = 0{,}45$ và $\varphi_{ls} = 1{,}1$. Đã tính được $\varphi_f = 0{,}009193$; $\lambda = 0{,}008631$.

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2R_{b.ser}} = \frac{130\times1000000}{700\times540^2\times15} = 0{,}04246$$

$$\xi_2 = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1+5(0{,}04246+0{,}0088631)}{10\times0{,}004156\times7{,}78}} = 0{,}176 < \frac{h'_f}{h_0} = 0{,}185$$

Thỏa mãn điều kiện trục trung hòa nằm trong cánh (nếu tính được $\xi > \frac{h'_f}{h_0}$ thì phải tính lại với tiết diện chữ T trục trung hòa qua sườn). Tính Z_2 theo công thức (5-40):

$$Z_2 = \left[1 - \frac{\dfrac{66}{540}\times0{,}009193 + 0{,}176^2}{2(0{,}009193+0{,}176}\right]540 = 493mm$$

$$\varphi_m = \frac{1{,}4\times35{,}71\times10^6}{(130+23{,}7)10^6} = 0{,}3253$$

$\psi_{s2} = 1,25 - 1,1 \times 0,3253 = 0,8923;$

$A_b = (0,009193 + 0,176)700 \times 540 = 70000$

$$B_2 = \frac{540 \times 493}{\dfrac{0,8923}{1571 \times 210000} + \dfrac{0,9}{70000 \times 27000 \times 0,45}} = 70,75 \times 10^{12}\,\text{Nmm}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2}{B_2} = \frac{130 \times 10^6}{70,75 \times 10^{12}} = 1,837 \times 10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

4. Tính độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ do tác dụng dài hạn, với $M_3 = M_2 = 130$ kNm.

Tác dụng dài hạn của tải trọng $\varphi_{ls} = 0,8$. Với độ ẩm môi trường bình thường $\nu = 0,15$.

Trục trung hòa nằm trong cánh, tính với diện tích chữ nhật b = 700mm. Tính φ_{f3} theo (5-41):

$$\varphi_{f3} = \frac{\dfrac{\alpha}{2\nu} A'_s}{bh_0} = \frac{\dfrac{7,78}{2 \times 0,15} \times 402}{700 \times 540} = 0,02758$$

$$\lambda = 0,02758\left(1 - \frac{66}{2 \times 540}\right) = 0,0259\,;\ \delta = 0,04246 \text{ (đã tính)}$$

$$\xi_3 = \frac{1}{1,8 + \dfrac{1 + 5(0,04246 + 0,0259)}{10 \times 0,004156 \times 7,78}} = 0,168 < \frac{h'_f}{h_0} = 0,185$$

$$A_b = (0,009193 + 0,168)700 \times 540 = 66979\text{mm}^2$$

$$Z_3 = \left(1 - \frac{\dfrac{66}{540} \times 0,009193 + 0,168^2}{2(0,009193 + 0,168)}\right)540 = 496\text{mm}$$

Giá trị $\varphi_m = 0,3253$ đã tính ở $\left(\frac{1}{r}\right)_2$

$\psi_{s3} = 1,25 - 0,8 \times 0,3253 = 0,99$

$$B_3 = \frac{540 \times 496}{\dfrac{0,99}{1571 \times 210000} + \dfrac{0,9}{66979 \times 27000 \times 0,15}} = 42,39 \times 10^{12}\,\text{Nmm}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_3}{B_3} = \frac{130 \times 10^6}{42,39 \times 10^{12}} = 3,067 \times 10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

5. Độ cong toàn phần $\frac{1}{r}$:

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3=[2,56-1,837+3,067]10^{-6}=3,79.10^{-6}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

c) Tính tại tiết diện gối A:

1. Số liệu:

Vùng chịu mômen âm, cách chịu kéo; b = 200mm; h = 600; b_f = 700, h_f = 100mm; h'_f = 0; $A_s = 3\phi16 = 603mm^3$; a = 33; h_0 = 600 – 33 = 567mm; $A'_s = 2\phi20 = 628mm^2$; a' = 35mm.

Đã tính toán ở thí dụ 5.2 được:

$$W_{pl} = 44,37 \times 20^6 mm^3;\ M_{rp} = 4,195kNm;\ M_{cr} = 57,92kNm.$$

Tại gối A có $M_1 = -56kNm$; $M_2 = -42kNm$.

Cấu kiện chịu uốn, lấy $M_r = M_1 = 56kNm$ (trị tuyệt đối).

Vì rằng $M_r = 56 < M_{cr} = 57,92$ nên xem đoạn dầm không có khe nứt thẳng góc.

Ở thí dụ 5.2, đã tính được mômen quán tính của tiết diện không nứt là:

$$I_{red} = 6586 \times 10^6 mm^4.$$

2. Tính độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ do tải trọng tác dụng ngắn hạn M^*_1.

$$M^*_1 = M_0 - M_d = -(56 - 42) = -14kNm.$$

Hệ số $\varphi_{b1} = 0,85$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1=\frac{M_1^*}{\varphi_{b1}E_bI_{red}}=\frac{-14\times10^6}{0,85\times27000\times6586\times10^6}=-92,62\times10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

3. Tính độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ do tải trọng dài hạn $M^*_2 = M_d = -42kNm$. Với độ ẩm môi trường bình thường lấy $\varphi_{b2} = 2$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2=\frac{M_2^*\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_bI_{red}}=\frac{-42\times10^6\times2}{0,85\times27000\times6586\times10^6}=-555,74\times10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

4. Độ cong toàn phần tại A:

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1+\left(\frac{1}{r}\right)_2=-(92,62+555,74)10^{-9}=-648\times10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

d) Biểu đồ độ cong:

Vì tiết diện không đổi nên biểu đồ độ cong được lấy theo tỷ lệ (đồng dạng) với biểu đồ mômen. Ở giữa nhịp, tại tiết diện C có $\frac{1}{r_C} = 3,79 \times 10^{-6}$, ở gối A có $\frac{1}{r_A} = -648 \times 10^{-9}$.

6.3. TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG

6.3.1. Công thức tổng quát

Độ võng được đo theo phương vuông góc với trục cấu kiện khi nó có chuyển vị do tải trọng gây ra. Thông thường chỉ tính toán độ võng do tải trọng mà không xét đến các chuyển vị cưỡng bức của gối tựa và ảnh hưởng của môi trường. Trong trường hợp chung độ võng f do biến dạng uốn và biến dạng trượt gây ra.

$$f = f_m + f_q \tag{6-15}$$

f_m - độ võng do biến dạng uốn;

f_q - độ võng do biết dạng trượt (lực cắt).

6.3.2. Độ võng do uốn

Theo lý thuyết của môn cơ học kết cấu, để xác định độ võng do biến dạng uốn tại vị trí K cần làm như sau:

a) Tính toán và vẽ biểu đồ độ cong $\frac{1}{r}$ cho toàn cấu kiện.

b) Đặt tải trọng P = 1 tại vị trí K theo phương cần xác định độ võng (phương vuông góc với trục cấu kiện), tính toán và vẽ biểu đồ mômen do P gây ra, gọi là $\overline{M}$.

c) Tính độ võng do uốn là f_m theo biểu thức:

$$f_m = \int \overline{M}_{(x)} \frac{1}{r_{(x)}} dx \tag{6-16}$$

$\overline{M}_{(x)}$ và $\frac{1}{r_{(x)}}$ là mômen uốn $\overline{M}$ và độ cong $\frac{1}{r}$ tại tiết diện x.

Tích phân được thực hiện trong toàn bộ kết cấu. Tuy vậy trong kết cấu siêu tĩnh nhiều nhịp có thể bỏ qua những nhịp ở khá xa vị trí K, tại đó giá trị của $\overline{M}$ là khá bé.

Để tính được tích phân ở biểu thức (6-16) cần phải lập được phương trình của $\frac{1}{r_{(x)}}$ và $\overline{M}_{(x)}$ cho từng đoạn (hoặc toàn bộ) kết cấu. Đối với kết cấu siêu tĩnh việc làm này thường là quá phức tạp nhất là khi dùng phương pháp số hoặc phương pháp gần đúng dần để tính

toán nội lực. Đối với cấu kiện tĩnh định việc lập phương trình của $\frac{1}{r_{(x)}}$ và $\overline{M}_{(x)}$ là tương đối đơn giản hơn, tuy vậy để tính được f_m của cấu kiện chịu nén lệch tâm và kéo lệch tâm cũng khá phức tạp.

Với cấu kiện chịu uốn, tĩnh định, có tiết diện không đổi, sau khi tính tích phân theo biểu thức (6-16) đã đưa về được công thức đơn giản như sau:

$$f_m = \frac{1}{r}.\beta_m l^2 \qquad (6\text{-}17)$$

trong đó: $\frac{1}{r}$ lấy theo giá trị tuyệt đối, ở tiết diện có mômen lớn nhất;

β_m - hệ số sơ đồ, được cho ở phụ lục 12, phụ thuộc vào gối tựa và dạng tải trọng.

Trường hợp cấu kiện tĩnh định mà không thể tìm được β_m cho sẵn (vì dạng tải trọng quá đặc biệt) có thể vẫn dùng công thức (6-17) với giá trị β_m gần đúng, được suy ra từ các giá trị đã biết.

Khi không thể dùng công thức (6-17) vì không có cách nào tìm được β_m thì phải tính f_m bằng tích phân theo (6-16). Lúc này cần vẽ biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ và $\overline{M}_{(x)}$, biểu diễn giá trị của chúng thành hàm của x trong toàn bộ hoặc trong từng đoạn.

Có thể dùng cách nhân biểu đồ theo phương pháp Vêrêxaghin thay cho việc tích phân. Đem chia biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ ra một số đoạn thuận lợi cho việc nhân biểu đồ. Trong mỗi đoạn giá trị $\frac{1}{r_{(x)}}$ phải cùng dấu và biểu đồ $\overline{M}_{(x)}$ phải liên tục (không có bước nhảy hoặc thay đổi độ dốc). Tiến hành nhân biểu đồ cho từng đoạn. Lấy diện tích của đoạn biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ nhân với tung độ của biểu đồ $\overline{M}_{(x)}$, tại vị trí ứng với trọng tâm của đoạn biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$. Mỗi đoạn được một giá trị. Giá trị này có thể dương hoặc âm tuỳ thuộc biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ và tung độ của $\overline{M}_{(x)}$ là cùng phía hoặc khác phía. Lấy f_m bằng tổng các giá trị đã tính được.

Khi trong một đoạn nào đó mà biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ là đường cong, nếu không tìm thấy công thức nhân biểu đồ với dạng đường cong đã có hoặc không thể xác định chính xác dạng đường cong thì có thể tính toán gần đúng bằng cách thay đường cong bằng đường thẳng

(thay hình thang cong hoặc tam giác góc cong bằng hình thang thường, tam giác thường). Việc thay như thế nào do người tính toán tự chọn, làm sao để sai số là không đáng kể, đạt được mức độ gần đúng chấp nhận được.

Ghi chú: Đối với bản đặc có chiều dày nhỏ hơn 250mm (không kể bản kê bốn cạnh) đặt lưới thép phẳng, có vết nứt ở vùng kéo, giá trị độ võng tính theo công thức (6-16) hoặc (6-17) phải được nhân với hệ số $\theta_f = \left(\frac{h_0}{h_0 - 7}\right)^3$ nhưng không lớn hơn 1,5. Giá trị h_0 tính theo mm.

6.3.3. Thí dụ tính toán

Thí dụ 6.2

Cho dầm công xôn nhịp l, tiết diện không đổi, tải trọng phân bố đều q. Yêu cầu xác định hệ số β_m cho tiết diện ở mút công xôn.

Sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 6.4. Mômen uốn lớn nhất tại tiết diện ngàm là $M = -\frac{ql^2}{2}$. Tại tiết diện này đã tính được độ cứng chống uốn B, độ cong $\frac{1}{r}$.

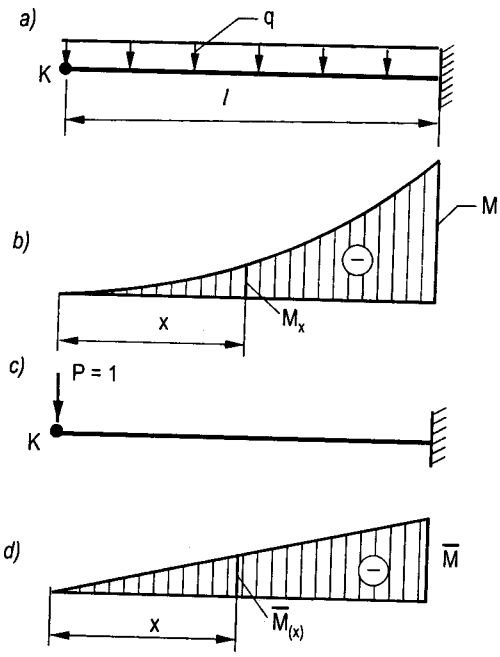
Tại tiết diện có hoành độ x mômen:

$$M_x = \frac{-qx^2}{2} = \frac{M}{l^2}x^2.$$

Dầm có tiết diện không đổi, xem quy luật thay đổi độ cong $\frac{1}{r_{(x)}}$ là tỷ lệ với mômen uốn:

$$\frac{\frac{1}{r_{(x)}}}{M_x} = \frac{\frac{1}{r}}{M}$$

Rút ra: $$\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r}.\frac{M_x}{M} = \frac{1}{r}.\frac{x^2}{l^2}$$



Hình 6.4. *Hình vẽ của thí dụ 6.1*

Đặt tải trọng P = 1 tại vị trí K ở đầu dầm. Mômen $\overline{M}$ do P gây ra tại tiết diện x là $\overline{M}_{(x)} = -Px = -x$.

Độ võng tại đầu dầm: $f_m = \int_0^l \overline{M}_{(x)} \frac{1}{r_{(x)}} dx = \frac{1}{r} \times \frac{1}{l^2} \int_0^l x^3 dx = \frac{1}{r}.\frac{1}{4}.l^2$

Đối chiếu với công thức (6-17) thấy rằng ở đây $\beta_m = \frac{1}{4}$.

Chú thích: Trong công thức tính f_m thì lấy $\frac{1}{r}$ theo giá trị tuyệt đối. Trong khi thực hiện tích phân ở trên vì $\frac{1}{r_{(x)}}$ và $\overline{M}_{(x)}$ đều mang dấu âm nên trong kết quả không còn dấu âm nữa.

Thí dụ 6.3:

Cho dầm đơn giản kê lên hai gối tự do, nhịp l, tiết diện không đổi, chịu tải trọng phân bố đều q. Yêu cầu xác định hệ số β_m cho độ võng giữa dầm.

Sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 6.5.

Mômen lớn nhất ở giữa dầm $M = \frac{ql^2}{8}$. Tại đây đã tính toán độ cứng chống uốn B và độ cong $\frac{1}{r}$.

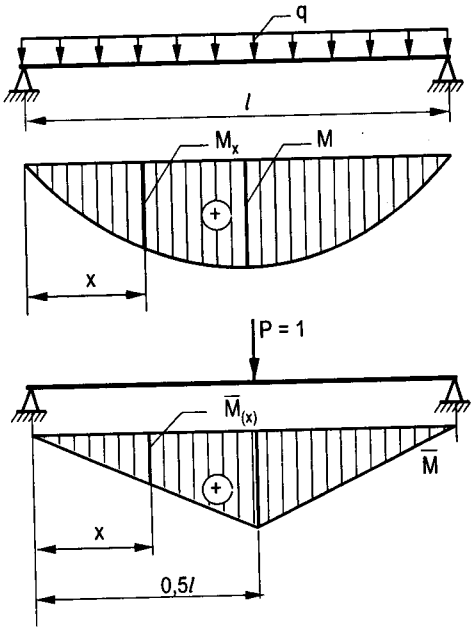
Tại tiết diện hoành độ x phương trình của mômen là:

$$M_x = \frac{qx}{2}(l - x) \text{ với } 0 \le x \le l.$$

Độ cong tại hoành độ x là $\frac{1}{r_{(x)}}$. Vì dầm có tiết diện không đổi nên có thể xem $\frac{1}{r_{(x)}}$ tỉ lệ với mômen:

$$\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r} \cdot \frac{M_x}{M} = \frac{1}{r} \cdot \frac{0,5qx(l-x)}{0,125ql^2}$$

$$\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r} \cdot \frac{4}{l^2} x(l - x)$$



Hình 6.5. *Hình vẽ của thí dụ 6.2*

Đặt lực P = 1 ở giữa dầm, tính và vẽ biểu đồ $\overline{M}$. Phương trình $\overline{M}_{(x)}$ gồm hai đoạn:

+ Với $0 \le x \le 0,5l$ thì $\overline{M}_{(x)} = 0,5Px = 0,5x$

+ Với $0,5l < x \le l$ thì $\overline{M}_{(x)} = 0,5Px - P(x - 0,5l) = 0,5(l - x)$

Như vậy tích phân theo (6-16) phải tính trên hai đoạn ứng với hai phương trình của $\overline{M}_{(x)}$:

$$f_m = \int_0^{0,5l} \overline{M}_{(x)} \frac{1}{r_{(x)}} dx + \int_{0,5l}^{l} \overline{M}_{(x)} \frac{1}{r_{(x)}} dx$$

Nhận xét thấy biểu đồ $\frac{1}{r_{(x)}}$ (đồng dạng với biểu đồ M_x) và biểu đồ $\overline{M}_{(x)}$ đều đối xứng do đó có thể chỉ tính toán cho một nửa dầm rồi nhân đôi:

$$f_m = 2\int_0^{0,5l} 0,5x \times \frac{1}{r} \times \frac{4}{l^2}(l-x)xdx = \frac{1}{r} \times \frac{4}{l^2}\int_0^{0,5l}(lx^2 - x^3)dx$$

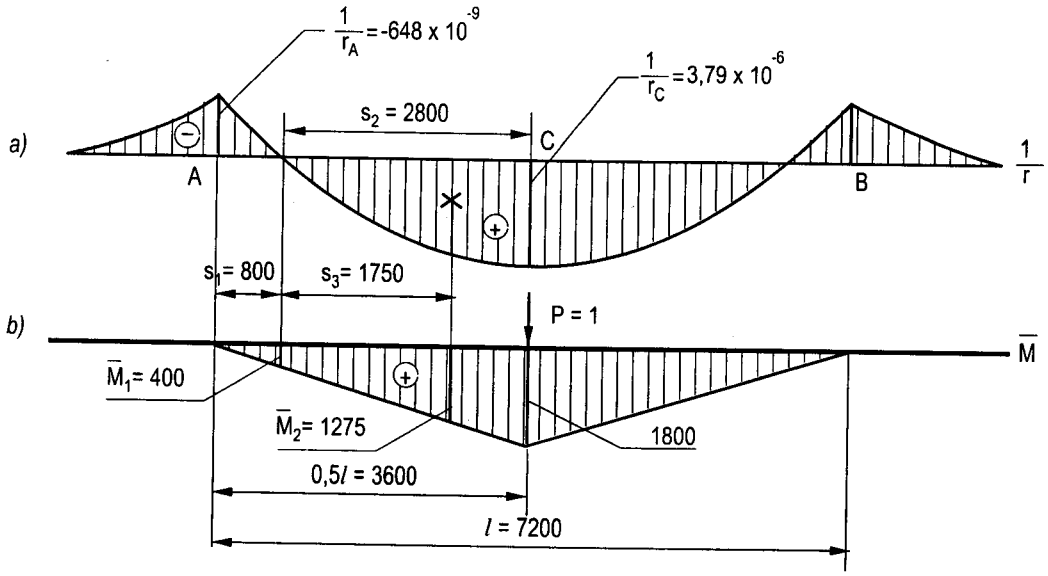
$$f_m = \frac{1}{r} \times \frac{4}{l^2}\left(\frac{lx^3}{3} - \frac{x^4}{4}\right)\Bigg|_0^{0,5l} = \frac{1}{r} \times \frac{5}{48} l^2$$

Đối chiếu với công thức (6-17) thấy rằng $\beta_m = \frac{5}{48}$.

Thí dụ 6.4:

Cho dầm đơn giản kê lên hai gối tự do, có hai mút thừa, đã tính và vẽ được biểu đồ độ cong toàn phần ở hình 6.3, thí dụ 6.1, các số liệu khác được bổ sung ở hình 6.6a. Yêu cầu tính độ võng do uốn ở giữa dầm.

Cho lực P = 1 đặt ở giữa dầm, vẽ biểu đồ $\overline{M}$ ở hình 6.6b.



Hình 6.6. *Hình vẽ của thí dụ 6.4, tính độ võng*

Tại giữa dầm $M = \frac{Pl}{4} = \frac{1 \times 7200}{4} = 1800mm$. Các tung độ của $\overline{M}$: Ở cuối đoạn $s_1 = 800$, tại vị trí $\frac{1}{r} = 0$, chuyển từ $\frac{1}{r}$ có giá trị âm sang giá trị dương:

$$\overline{M}_1 = \frac{800}{3600} \times 1800 = 400$$

Xem phần $\frac{1}{r}$ dương có dạng parabôl, trọng tâm biểu đồ ở cách đầu mút một đoạn $s_3 = \frac{5}{8}s_2 = \frac{5}{8} \times 2800 = 1750mm$, ứng với vị trí trọng tâm này của đoạn biểu đồ $\frac{1}{r}$ có giá trị $\overline{M}_2$:

$$\overline{M}_2 = \frac{800 + 1750}{3600} \times 1800 = 1275$$

Để tính f_m, thay cho việc tích phân theo (6-16) tiến hành nhân biểu đồ. Các biểu đồ đều đối xứng nên chỉ tính cho một nửa dầm rồi nhân đôi. Bỏ qua đoạn mút thừa vì tại đó $\overline{M}_{(x)} = 0$. Chia nửa dầm ra hai đoạn để nhân biểu đồ.

Đoạn 1 dài $s_1 = 800$, biểu đồ $\frac{1}{r}$ xem gần đúng là tam giác, có diện tích:

$$\omega_1 = 0{,}5\frac{1}{r_A}s_1 = -0{,}5 \times 648 \times 10^{-9} \times 800 = -259{,}2 \times 10^{-6}.$$

Tung độ $\overline{M}$ ứng với trọng tâm ω_1 là: $\overline{M} = \frac{1}{3} \times 400 = 133{,}3mm$.

Kết quả nhân biểu đồ: $D_1 = \omega_1 \overline{M} = -259{,}2 \times 10^{-6} \times 133{,}3 = -34{,}56 \times 10^{-3}mm$.

Đoạn 2 dài $s_2 = 2800mm$, diện tích: $\omega_2 = \frac{2}{3} \times \frac{1}{r_c} \times s_2$

$$\omega_2 = \frac{2}{3} \times 3{,}79 \times 10^{-6} \times 2800 = 7075 \times 10^{-6}$$

Nhân biểu đồ: $D_2 = \omega_2 \overline{M}_2 = 7075 \times 10^{-6} \times 1275 = 9{,}02mm$

$$f_m = 2(D_1 + D_2) = 2(-0{,}03456 + 9{,}02) = 18mm$$

Ghi chú: Trong thí dụ trên, nếu muốn tính tích phân theo biểu thức (6-16) thì phải tìm cách biểu diễn $\frac{1}{r_{(x)}}$ thành hàm của x. Giả thiết đó là hàm parabol. Lấy gốc tọa độ ở chính giữa dầm, trục tung hướng xuống dưới, có parabol đối xứng:

$$\frac{1}{r_{(x)}} = a_1x^2 + a_0.$$

Tại x = 0 có: $\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r_C} = 3{,}79 \times 10^{-6}$

Tại x = ±0,5l = ±3600 có $\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r_A} = -648\times10^{-9}$. Từ đó tìm ra $a_0 = 3{,}79\times10^{-6}$; $a_1 = -342{,}44 \times 10^{-15}$;

$$\frac{1}{r_{(x)}} = -342{,}44\times10^{-15}x^2 + 3{,}79\times10^{-6} \text{ với } -3600 \le x \le 3600$$

Phương trình của $\overline{M}_{(x)}$ ở một phía của nửa dầm là:

$$\overline{M}_{(x)} = 1800 - 0{,}5x. \text{ với } 0 \le x \le 3600.$$

Tính tích phân cho một nửa dầm rồi nhân đôi.

$$f_m = 2\int_0^{3600}(1800-0{,}5x)(-342{,}44\times10^{-15}x^2 + 3{,}79\times10^{-6})dx$$

Kết quả tính được: f_m = 19mm.

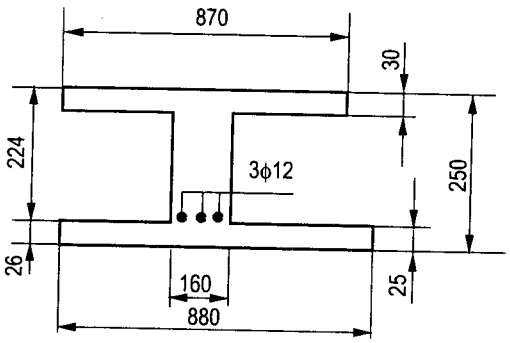
Thí dụ 6.5:

Cho panen rỗng kê tự do lên hai đầu, nhịp tính toán l = 4m. Tiết diện panen đã được quy đổi về thành tiết diện chữ I như trên hình 6.7. Bêtông cấp B30 dưỡng hộ nhiệt, cốt thép dọc CIII. Tải trọng tiêu chuẩn gồm:

Tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn: g_1 = 6,6kNm.

Tải trọng tạm thời ngắn hạn: p_1 = 1,8kNm.

Yêu cầu tính toán độ võng do uốn và bề rộng khe nứt.



Hình 6.7. *Hình vẽ của thí dụ 6.5*

a) Số liệu: b = 160mm; h = 250; b_f = 880; h_f = 25; b'_f = 870; h'_f = 30mm.

Chiều dày lớp đệm a = 26mm: h_0 = 250 – 26 = 224. A_s = 3ϕ12 = 339mm^2. B30 có $R_{b.ser}$ = 22MPa; $R_{bt.ser}$ = 1,8; E_b = 29000MPa (bêtông dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển). Cốt thép CIII có E_s = 200000MPa; α = 6,9; $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = 0{,}00946 = 0{,}946\%$

b) Đặc trưng hình học:

Tính A_{red}, I_{red} theo (5-3); (5-6) với $b_f - b$ = 880 – 160 = 720 và $b'_f - b$ = 870 – 160 = 710mm.

$$A_{red} = 160\times250 + 720\times25 + 710\times30 + 6{,}9\times339 = 81640\text{mm}^2.$$

$$S_{red} = \frac{160 \times 250^2}{2} + \frac{710 \times 30^2}{2} + 720 \times 25(250 - 12,5) + 6,9 \times 339 \times 224 = 10,118 \times 10^6 mm^3$$

$$x_0 = \frac{10,118 \times 10^6}{81640} = 124mm \text{ có } h'_f < x_0 < h - h_f = 224mm$$

Các mômen quán tính thành phần theo (5-7), (5-8):

$$I_s = 339\ (224 - 124)^2 = 3390000mm^4;\ I'_s = 0$$

$$I_b = \frac{160(250 - 124)^3}{3} + \frac{720 \times 25^3}{12} + 720 \times 25(250 - 124 - 12,5)^2 = 339504000mm^4$$

$$I'_b = \frac{160 \times 124^3}{3} + \frac{710 \times 30^3}{12} + 710 \times 30(124 - 15)^2 = 356349000mm^4$$

$$I_{red} = (339504 + 356349 + 3390)1000 = 699243000mm^4$$

Mômen chống uốn đàn hồi: $W_{red} = \frac{I_{red}}{h - x_0} = \frac{699243000}{250 - 124} = 5549000mm^3$

Bán kính lõi: $r_0 = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{5549000}{81640} = 68mm$

Xác định mômen chống uốn dẻo W_{pl} theo công thức gần đúng (5-21): $W_{pl} = \gamma W_{red}$. Hệ số γ ở phụ lục 11. Với tiết diện chữ I không đối xứng; $\frac{b'_f}{b} = \frac{870}{160} = 5,4$ ở trong khoảng 3 đến 8: $\frac{b_f}{b} = \frac{880}{160} = 5,5 > 4$ và $\frac{h_f}{h} = \frac{26}{250} = 0,104 < 0,2$.

Phụ lục 11 cho hệ số $\gamma = 1,25$.

$$W_{pl} = 1,25 \times 5549000 = 6936250mm^3.$$

Cấu kiện chịu uốn lấy $r_{pl} = r_0 = 68mm$.

c) Khả năng chống nứt:

Tính M_{cr} theo (5-23); M_{rp} theo (5-25).

Với bêtông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển phụ lục 10 cho $\sigma_{sc} = 35MPa$.

$$M_{rp} = \sigma_{sc}A_s\ (h_0 - x_0 - r_{pl}) = 35 \times 339(224 - 124 + 68) = 1993000Nmm.$$

$$M_{rp} = 1,99kNm.$$

$$M_{cr} = R_{bt.ser}W_{pl} - M_{rp} = 1,8 \times 6936250 - 199300 = 10492000Nmm$$

Khả năng chống nứt: $M_{cr} = 10,492kNm$.

d) Tính toán nội lực:

Mômen do tải trọng tiêu chuẩn ngắn hạn (p_1 = 1,8kN/m)

$$M_1^* = \frac{p_1 l^2}{8} = \frac{1,8 \times 4^2}{8} = 3,6\text{kNm}$$

Mômen do tải trọng tiêu chuẩn dài hạn (g_1 = 6,6kN/m)

$$M_2 = M_2^* = \frac{g_1 l^2}{8} = \frac{6,6 \times 4^2}{8} = 13,2\text{kNm}$$

Mômen tổng do toàn bộ tải trọng: M_1 = 3,6 +13,2 = 16,8kNm.

e) Tính toán độ cong:

Vì M_1 = 16,8 > M_{cr} = 10,492: cấu kiện có khe nứt thẳng góc. Tính toán độ cong $\frac{1}{r}$ theo công thức (6-5).

1. Độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ do M_1 = 16,8kNm tác dụng ngắn hạn

Hệ số β = 1,8; ν = 0,45; φ_{ls} = 1,1. Tính φ_f theo (5-41) với $A_s' = 0$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = \frac{710 \times 30}{160 \times 224} = 0,5943$$

$$\lambda = \varphi_f\left(1 - \frac{h_f'}{2h_0}\right) = 0,5943\left(1 - \frac{30}{2 \times 224}\right) = 0,5545$$

$$\delta = \frac{M}{bh_o^2 R_{b.ser}} = \frac{16,8 \times 1000000}{160 \times 224^2 \times 22} = 0,09512.$$

Tính ξ_1 theo (5-42):

$$\xi_1 = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,09512 + 0,5545)}{10 \times 0,00946 \times 6,9}} = 0,1204$$

$$\xi_1 = 0,1204 < \frac{h_f'}{h_0} = \frac{30}{224} = 0,134.$$

Trục trung hòa nằm trong cánh, tính lại với tiết diện chữ nhật có b = 870mm, và $A_s' = 0$ nên $\varphi_f = 0$, $\lambda = 0$. Tính lại:

$$\mu = \frac{339}{870 \times 224} = 0,00174.$$

$$\delta = \frac{16,8 \times 1000000}{870 \times 224^2 \times 22} = 0,0175$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,0175 + 0)}{10 \times 0,00174 \times 6,9}} = 0,0921 < \frac{h'_f}{h_0} = 0,134$$

Tính Z_1 theo (5-40) với $\varphi_f = 0$.

$$Z_1 = \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)h_0 = \left(1 - \frac{0,0921}{2}\right)224 = 213,6mm$$

Diện tích bêtông vùng nén: $A_b = \xi b h_0 = 0,0921 \times 870 \times 224 = 17948mm^2$

Tính hệ số φ_m theo (6-11) và ψ_{s1} theo (6-10) với $M_r = M_1 = 16,8kNm$.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M_r + M_{rp}} = \frac{1,8 \times 6936250}{16800000 + 1993000} = 0,6643 < 1$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - \varphi_{ls}\varphi_m = 1,25 - 1,1 \times 0,6643 = 0,5193$$

Độ cứng chống uốn B_1 theo công thức (6-8):

$$B_1 = \frac{224 \times 213,6}{\frac{0,5193}{339 \times 200000} + \frac{0,9}{17948 \times 29000 \times 0,45}} = 5377 \times 10^9 Nmm^2$$

Độ cong: $$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{B_1} = \frac{16,8 \times 10^6}{5347 \times 10^9} = 3142 \times 10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

2. Độ cong ban đầu $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ do $M_2 = 13,2kNm$ tác dụng ngắn hạn.

Tạm xem trục trung hòa nằm trong cánh $\left(\xi < \frac{h'_f}{h_0}\right)$, tính toán theo tiết diện chữ nhật có $b = 870mm$; $\varphi_f = \lambda = 0$; $\mu = 0,00174$.

$$\delta = \frac{13,2 \times 1000000}{870 \times 224^2 \times 22} = 0,01374$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,01374 + 0)}{10 \times 0,00174 \times 6,9}} = 0,09344 < \frac{h'_f}{h_0} = 0,134$$

$$Z_2 = \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)h_0 = \left(1 - \frac{0,09344}{2}\right)244 = 213,5mm$$

$$A_b = 0,09344 \times 870 \times 224 = 18209mm^2.$$

$$\varphi_m = \frac{1,8 \times 6936250}{(13,2 + 1,993)10^6} = 0,8217; \psi_{s2} = 1,25 - 1,1 \times 0,8217 = 0,346$$

$$B_2 = \frac{224 \times 213,5}{\dfrac{0,346}{339 \times 200000} + \dfrac{0,9}{18209 \times 29000 \times 0,45}} = 5379 \times 10^9 \text{Nmm}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{13,2 \times 10^6}{5379 \times 10^9} = 2454 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{mm}\right)$$

3. Độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ do tác dụng dài hạn, tính với $M_3 = M_2 = 13,2$kNm.

Hệ số $\nu = 0,15$; $\varphi_{ls} = 0,8$; đã tính $\varphi_m = 0,8217$.

Vì $\lambda = 0$ nên các giá trị ξ, Z, A_b không thay đổi, không cần tính lại.

$$\psi_{s3} = 1,25 - 0,8 \times 0,8217 = 0,5926.$$

$$B_3 = \frac{224 \times 213,5}{\dfrac{0,5926}{339 \times 200000} + \dfrac{0,9}{18209 \times 29000 \times 0,15}} = 2379 \times 10^9$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{13,2 \times 10^6}{2379 \times 10^9} = 5548 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{mm}\right)$$

4. Độ cong toàn phần:

$$\frac{1}{r} = (3142 - 2459 + 5548)10^{-9} = 6236 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{mm}\right)$$

f) Tính độ võng:

Cấu kiện kê hai gối tự do, tải trọng phân bố đều, phụ lục 13 cho hệ số $\beta_m = \frac{5}{48}$

$$f_m = \frac{1}{r}\beta_m l^2 = 6236 \times 10^{-9} \times \frac{5}{48} \times 4000^2 = 10,4\text{mm}$$

g) Tính bề rộng khe nứt thẳng góc:

1. Bề rộng khe nứt dài hạn a_{cr} do M = 13,2kNm.

Ứng suất trong cốt thép, theo (5-38), với $Z_b = Z_3 = 213,5$mm, đã tính

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z_b} = \frac{13,2 \times 1000000}{339 \times 213,5} = 182,4\text{MPa}$$

Tính a_{cr} theo (5-35) với $\delta_c = 1$;

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{339}{160 \times 224} = 0,00946$$

$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \times 0,00946 = 1,458$; Hệ số $\eta = 1$

$$a_{cr} = \delta_c \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)\sqrt[3]{\phi}$$

$$a_{cr} = 1 \times 1,458 \times 1 \frac{182,4}{200000} \times 20(3,5 - 0,946)\sqrt[3]{12} = 0,155\text{mm}$$

2. Tính số gia Δa_{cr} do tác dụng của tải trọng ngắn hạn $M_1^* = 3,6\text{kNm}$. Hệ số $\varphi_l = 1$.

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z_b} = \frac{3,6 \times 1000000}{339 \times 213,5} = 49,7\text{Mpa}$$

$$\Delta a_{cr} = \frac{49,7}{200000} \times 20(3,5 - 0,946)\sqrt[3]{12} = 0,029\text{mm}$$

3. Bề rộng khe nứt ngắn hạn (toàn phần):

$$a_{cr(1)} = a_{cr} + \Delta a_{cr} = 0,155 + 0,029 = 0,184\text{mm}$$

Thí dụ 6.6:

Cho bản công xôn, nhịp tính toán l = 1,6m. Tải trọng tiêu chuẩn gồm tải trọng phân bố q và tập trung P được xác định cho dải bản bề rộng b = 1m, gồm:

Tải trọng tác dụng dài hạn: q_2 = 5kN/m; P_2 = 2kN.

Tải trọng tạm thời ngắn hạn: lấy một trong hai tải trọng sau: phân bố q_1 = 4kN/m; tập trung P_1 = 1,8kN.

Chiều dày bản h = 120mm; bêtông B15; cốt thép chịu lực ϕ10CII, khoảng cách 100, lớp bảo vệ c = 15mm (hình 6.8).

Yêu cầu xác định độ võng.

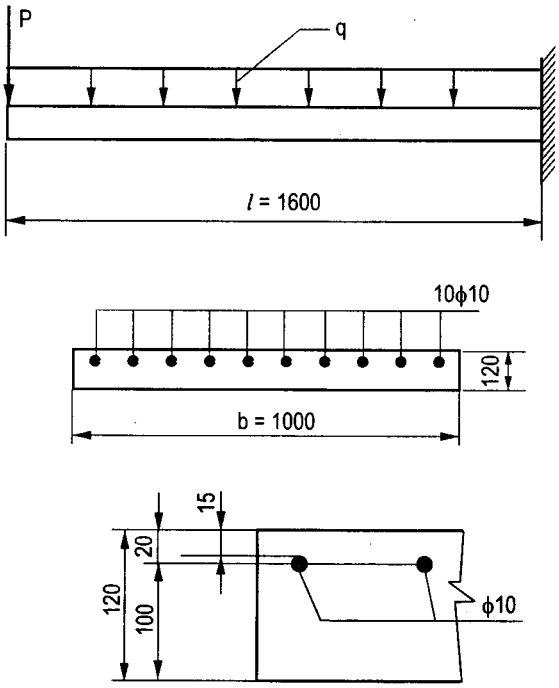
a) Số liệu:

Tiết diện chữ nhật b = 1000; h = 120mm.

a = c + 0,5ϕ = 15 + 0,5 ×10 = 20mm.

h_0 = 120 – 20 = 100mm.

A_s = 10ϕ10 = 785mm^2;



Hình 6.8. *Hình vẽ của thí dụ 6.8*

B15 có $R_{b.ser}$ = 11MPa; R_{bt} = 1,15; E_b = 23000 (bêtông đóng rắn tự nhiên); E_s = 210000MPa.

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = 0,00785$$

Tiết diện chữ nhật, không có A'_s nên: $\varphi_f = \lambda = 0$; $h_f = 0$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 9,13$

b) Nội lực: Do tải trọng tạm thời ngắn hạn:

Do q_1^* gây ra: $M_1^* = q_1 \frac{l^2}{2} = 4 \times \frac{1,6^2}{2} = 5,12\text{kNm}$

Do P_1^*: $M_1^* = P_1 l = 1,8 \times 1,6 = 2,88$

Vậy lấy $M_1^* = 5,12\text{kNm}$ để tính tiếp.

Do tải trọng dài hạn: $M_2 = P_2 l + q_2 \frac{l^2}{2} = 2 \times 1,6 + 5 \times \frac{1,6^2}{2} = 9,6\text{kNm}$

Do toàn bộ tải trọng: M_1 = 9,6 + 5,12 = 14,72kNm.

c) Đặc trưng hình học:

$$A_{red} = 1000 \times 120 + 9,13 \times 785 = 127167\text{mm}^2$$

$$S_{red} = \frac{1000 \times 120^2}{2} + 9,13 \times 785 \times 100 = 7916700\text{mm}^3$$

$$x_0 = \frac{7916700}{127167} = 62,2\text{mm}$$

$$I_{red} = \frac{1000(120-62,2)^3}{3} + \frac{1000 \times 62,2^3}{3} + 9,13 \times 785(100-62,2)^2 = 15482 \times 10^4$$

$$W_{red} = \frac{154820000}{120-62,2} = 2678500\text{mm}^3;$$

$$r_0 = \frac{2678500}{127167} = 21\text{mm}$$

Tính W_{pl} theo công thức gần đúng với γ = 1,75 (phụ lục 11).

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \times 2678500 = 4687000\text{mm}^3.$$

$$r_{pl} = r_0 = 21\text{mm}.$$

d) Khả năng chống nứt:

Bêtông đóng rắn tự nhiên, lấy σ_{sc} = 40MPa (phụ lục 10).

Tính M_{rp} theo (5-25) với $A'_s = 0$.

$$M_{rp} = 40 \times 785(100 - 62,2 + 21) = 1846300 \text{ Nmm} = 1,846\text{kNm}.$$

Khả năng chống nứt M_{cr}:

$$M_{cr} = R_{bt.ser}W_{pl} - M_{rp} = 1,15 \times 4687000 - 1846300 = 3543750$$

$M_1 = 14,72\text{kNm} > M_{cr} = 3,54375$. Cấu kiện có khe nứt.

e) Độ cong:

1. Độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng, với $M_1 = 14,72$kNm. Hệ số $\beta = 1,8$; $\nu = 0,45$; $\varphi_{ls} = 1,1$; $\varphi_f = \lambda = 0$.

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2R_{b.ser}} = \frac{14,72 \times 1000000}{1000 \times 100^2 \times 11} = 0,10654$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,10654 + 0)}{10 \times 0,00785 \times 9,13}} = 0,2539$$

$$A_b = 0,2539 \times 1000 \times 100 = 25390\text{mm}^2$$

$$Z_1 = \left(1 - \frac{0,2539}{2}\right)100 = 87,3\text{mm}$$

Tính φ_m theo (6-11) với $M_r = M_1 = 14,72$kNm.

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser}W_{pl}}{M_r + M_{rp}} = \frac{1,15 \times 4687000}{14,72 \times 10^6 + 1,846 \times 10^6} = 0,32537;$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - 1,1 \times 0,32537 = 0,8917$$

$$B_1 = \frac{100 \times 87,3}{\frac{0,8917}{785 \times 210000} + \frac{0,9}{25390 \times 23000 \times 0,45}} = 988 \times 10^9$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{14,72 \times 10^6}{988 \times 10^9} = 14898 \times 10^{-9}\left(\frac{1}{\text{mm}}\right)$$

2. Độ cong ban đầu do tác dụng ngắn hạn của $M_2 = 9,6$kNm.

Hệ số: $\beta = 1,8$; $\nu = 0,45$; $\varphi_{ls} = 1,1$; $\varphi_f = \lambda = 0$.

$$\delta = \frac{9,6 \times 1000000}{1000 \times 100^2 \times 11} = 0,087273$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,087273}{10 \times 0,00785 \times 9,13}} = 0,26287$$

$$A_b = 0,26287 \times 1000 \times 100 = 26287\text{mm}^2;$$

$$Z_2 = \left(1 - \frac{0,26287}{2}\right)100 = 86,85mm$$

$$\varphi_m = \frac{1,15 \times 4687000}{(9,6 + 1,846)10^6} = 0,4709;$$

$$\psi_{s2} = 1,25 - 1,1 \times 0,4709 = 0,732$$

$$B_2 = \frac{100 \times 86,85}{\frac{0,732}{785 \times 210000} + \frac{0,9}{26287 \times 23000 \times 0,45}} = 1120 \times 10^9$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_2}{B_2} = \frac{9,6 \times 1000000}{1120 \times 10^9} = 8571 \times 10^{-9}$$

3. Độ cong $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ do tác dụng dài hạn của $M_3 = M_2 = 9,6kNm$. Hệ số $\nu = 0,15$; $\varphi_{ls} = 0,8$; $\varphi_f = \lambda = 0$.

Vì $\lambda = 0$ nên các giá trị ξ, Z, A_b không thay đổi, $\varphi_m = 0,709$:

$$\psi_{s3} = 1,25 - 0,8 \times 0,4709 = 0,8733$$

$$B_3 = \frac{100 \times 86,85}{\frac{0,8733}{785 \times 210000} + \frac{0,9}{26287 \times 23000 \times 0,15}} = 570,6 \times 10^9$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{9,6 \times 1000000}{570,6 \times 10^9} = 16824 \times 10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

4. Độ cong toàn phần:

$$\frac{1}{r} = (14892 - 8571 + 16824)10^{-9} = 2351 \times 10^{-9}\left(\frac{1}{mm}\right)$$

f. Độ võng:

Để dùng được các công thức (6-17): $f_m = \frac{1}{r}\beta_m l^2$ thì phải tìm cách nội suy hệ số β_m vì trong các tài liệu tham khảo chưa có trường hợp vừa nêu. Cách nội suy được đề nghị như sau:

- Mômen do tải trọng phân bố: $M_q = (5+4)\frac{1,6^2}{2} = 11,52; \beta_m = \frac{1}{4}$

- Mômen do tải trọng tập trung: $M_p = 2 \times 1,6 = 3,2$; $\beta_m = \frac{1}{3}$

$$\beta_m = \frac{11,52 \times \frac{1}{4} + 3,2 \times \frac{1}{3}}{11,52 + 3,2} = 0,268\left(\frac{1}{4} < \beta_m < \frac{1}{3}\right)$$

$$f_m = \frac{1}{r}\beta_m l^2 = 23151 \times 10^{-9} \times 0,268 \times 1600^2 = 15,88\text{mm}$$

Ghi chú: Trong trường hợp không tin vào việc nội suy hệ số β_m như trên thì có thể dùng cách tích phân như sau: Lấy gốc tọa độ đi qua đầu mút công xôn, phương trình của mômen tổng là:

$$M_x = P_x + q\frac{x^2}{2}; \text{ với } P = 2\text{kN}; q = 5 + 4 = 9\text{kN/m}.$$

Khi lấy đơn vị của x là mm thì cần đổi q thành đơn vị $\frac{N}{mm}$ và P thành N. Có $P = 2\text{kN} = 2000\text{N}$; $q = 9\text{kN/m} = 9\frac{N}{mm}$.

$$M_x = 2000x + 4,5x^2 \text{ (x: mm; } M_x \text{ : Nmm)}$$

Tại gối, $x = l = 1600$mm, tính được M = 14720000.

Cấu kiện có tiết diện không đổi, có thể xem biểu đồ của $\frac{1}{r}$ tỉ lệ với biểu đồ M_x.

$$\frac{1}{r_{(x)}} = \frac{1}{r} \times \frac{M_x}{M} = 23151 \times 10^{-9}\frac{2000x + 4,5x^2}{14720000}$$

$$\frac{1}{r_{(x)}} = 1573 \times 10^{-15}(2000x + 4,5x^2)$$

Đặt lực P = 1 tại đầu mút công xôn, phương trình của $\overline{M}_{(x)}$ là $\overline{M}_{(x)} = Px = x$

$$f_m = \int_0^l \overline{M}_{(x)}\frac{1}{r_{(x)}}dx = 1573 \times 10^{-15}\int_0^{1600}(2000x + 4,5x^2)xdx$$

Tính được $f_m = 15,89$mm, gần bằng kết quả đã tính theo hệ số β_m.

g) Điều chỉnh độ võng:

Với bản đặc có h < 250mm, đặt lưới thép phẳng, có khe nứt, cần điều chỉnh độ võng bằng cách nhân với hệ số: $\left(\frac{h_0}{h_0 - 7}\right)^3 \le 1,5$. Hệ số bằng: $\left(\frac{100}{100 - 7}\right)^3 = 1,243$.

Vậy độ võng của bản là: $f_m = 1,243 \times 15,88 = 19,7$mm.

6.3.4. Độ võng do lực cắt

Có thể bỏ qua độ võng f_q do lực cắt (biến dạng trượt) khi tỷ lệ giữa nhịp dầm l và chiều cao tiết diện h vượt quá một giới hạn nào đó.

Cấu kiện trên hai gối tựa: $\frac{l}{h} \geq 10$.

Cấu kiện công xôn: $\frac{l}{h} \geq 5$

Với cấu kiện có $h > \frac{1}{10}l$ (công xôn $h > \frac{1}{5}l$) cần kể ảnh hưởng của lực cắt đến độ võng, tính f_q theo công thức (6-18):

$$f_q = \int_0^l \overline{Q}_x \gamma_x dx \qquad (6\text{-}18)$$

$\overline{Q}_x$ - lực cắt trong tiết diện x do lực đơn vị tác dụng theo hướng cần xác định độ võng và đặt tại vị trí cần xác định độ võng (vị trí K).

γ_x - biến dạng trượt được xác định theo công thức (6-19)

$$\gamma_x = \frac{1,5Q_x\varphi_{b2}\varphi_{cr}}{Gbh_0} \qquad (6\text{-}19)$$

Q_x - lực cắt tại tiết diện x do tác dụng của ngoại lực;

G - mô đun trượt của bêtông (lấy $G = 0,4E_b$).

φ_{b2} - hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến dài hạn của bêtông, lấy theo chỉ dẫn ở công thức (6-4), (với bêtông nặng $\varphi_{b2} = 2 \div 3$).

φ_{cr} - hệ số xét đến ảnh hưởng của vết nứt đến biến dạng trượt, lấy như sau:

+ Trên những đoạn dọc theo chiều dài cấu kiện không có khe nứt thẳng góc và khe nứt nghiêng, lấy $\varphi_{cr} = 1,0$.

+ Trên các đoạn chỉ có khe nứt nghiêng: $\varphi_{cr} = 4,8$.

+ Trên các đoạn chỉ có khe nứt thẳng góc hoặc đồng thời cả khe nứt thẳng góc và nghiêng, lấy φ_{cr} theo công thức (6-20).

$$\varphi_{cr} = \frac{3E_bI_{red}}{M_x} \times \frac{1}{r_{(x)}} \qquad (6\text{-}20)$$

$M_x, \frac{1}{r_{(x)}}$ - mômen do ngoại lực và độ cong toàn phần tại tiết diện x do tải trọng gây nên độ võng.

6.4. GIỚI HẠN ĐỘ VÕNG

Để bảo đảm điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu cần hạn chế độ võng theo điều kiện (6-1): $f \leq f_u$ với f_u là độ võng giới hạn.

Việc quy định giá trị của f_u cần được xuất phát từ các yêu cầu sau:

a) Các yêu cầu về công nghệ (đảm bảo điều kiện sử dụng bình thường của các thiết bị công nghệ, thiết bị nâng chuyển, các dụng cụ đo đạc và kiểm tra v.v...).

b) Các yêu cầu về cấu tạo (đảm bảo sự toàn vẹn của các kết cấu liền kề với nhau và các mối nối của chúng, đảm bảo độ nghiêng quy định).

c) Các yêu cầu về tâm sinh lý (ngăn ngừa các tác động có hại và cảm giác không thoải mái khi kết cấu dao động).

d) Các yêu cầu về thẩm mỹ và tâm lý (đảm bảo có ấn tượng tốt về hình dáng bên ngoài của kết cấu, loại trừ các cảm giác nguy hiểm).

Khi tính toán kiểm tra mỗi yêu cầu trên đều được thỏa mãn riêng biệt, không phụ thuộc lẫn nhau.

Độ võng theo yêu cầu thẩm mỹ và tâm lý không cần hạn chế nếu chúng bị khuất, không nhìn thấy hoặc không làm xấu đi hình dáng bên ngoài của kết cấu.

Độ võng giới hạn f_u của một số cấu kiện thông dụng được cho ở phụ lục 12. Các trường hợp đặc biệt được cho trong phụ lục C của TCXDVN356-2005.

Thí dụ 6.7:

Yêu cầu kiểm tra độ võng của các cấu kiện đã khảo sát ở các thí dụ 6.4; 6.5, 6.6.

1. Thí dụ 6.4:

Dầm tiết diện chữ T, nhịp L = 7200mm đã tính được độ võng do uốn f_m = 18mm.

Chiều cao tiết diện h = 600mm < $\frac{1}{10L}$, bỏ qua độ võng do biến dạng trượt. Lấy $f = f_m$ = 18mm.

Xem dầm thuộc loại kết cấu ở mục 2 phụ lục 12 với 6m < L < 7,5m lấy f_u = 30mm, có f = 18mm < f_u = 30.

Thỏa mãn điều kiện hạn chế về độ võng.

2. Thí dụ 6.5:

Panen rỗng nhịp l = 4000mm. Chiều cao tiết diện h = 250mm. Đã tính được độ võng do uốn f_m = 10,4mm. Bỏ qua độ võng do lực cắt; f = 10,4mm.

Cấu kiện thuộc sàn có trần phẳng L < 6m.

$$f_u = \frac{1}{200}L = \frac{1}{200} \times 4000 = 20mm$$

có: $f = 10,4 < f_u = 20$. Thỏa mãn yêu cầu về độ võng.

3. Thí dụ 6.6:

Bản đặc công xôn, chiều dài công xôn l = 1600mm. Đã tính được f = 19,7mm.

Không có yêu cầu gì đặc biệt, lấy f_u theo quy định tối đa:

$$f_u = \frac{1}{75}l = \frac{1}{75} \times 1600 = 21,3mm$$

Có: $f = 19,7 < f_u = 21,3$. Thỏa mãn yêu cầu.

Phụ lục

PHỤ LỤC 1. HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA BÊTÔNG γ_{bi}

Các yếu tố cần kể đến hệ số điều kiện làm việc của bêtông	Hệ số điều kiện làm việc	
	Ký hiệu	Giá trị
1. Tải trọng lặp (rung động)	γ_{b1}	(*)
2. Tính chất tác dụng dài hạn của tải trọng:		
a) Khi kể đến tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn, ngoại trừ tải trọng tác dụng ngắn hạn mà tổng thời gian tác dụng của chúng trong thời gian sử dụng nhỏ (ví dụ: tải trọng do cầu trục, do thiết bị băng tải, tải trọng gió, tải trọng xuất hiện trong quá trình sản xuất, vận chuyển và lắp dựng, v.v...); cũng như khi kể đến tải trọng đặc biệt gây biến dạng lún không đều, v.v...	γ_{b2}	
- Đối với bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ đóng rắn tự nhiên và bêtông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện môi trường:		
+ Đảm bảo cho bêtông được tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (ví dụ: môi trường nước, đất ẩm hoặc không khí có độ ẩm trên 75%).		1,00
+ Không đảm bảo cho bêtông được tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (khô hanh)		0,90
- Đối với bêtông tổ ong, bêtông rỗng không phụ thuộc vào điều kiện sử dụng		0,85
b) Khi kể đến tải trọng tam thời ngắn hạn (tác dụng ngắn hạn) trong tổ hợp đang xét hay tải trọng đặc biệt (**) không nêu trong mục 2a, đối với các loại bêtông.		1,10
3. Đổ bêtông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1,5m đối với:	γ_{b3}	
- Bêtông nặng, bêtông nhẹ và bêtông hạt nhỏ		0,85
- Bêtông tổ ong và bêtông rỗng		0,80
4. Ảnh hưởng của trạng thái ứng suất hai trục "nén -kéo" đến cường độ bêtông	γ_{b4}	Công thức (5-27)
5. Đổ bêtông theo phương đứng, kích thước lớn nhất của tiết diện cột nhỏ hơn 300mm	γ_{b5}	0,85

Các yếu tố cần kể đến hệ số điều kiện làm việc của bêtông	Hệ số điều kiện làm việc	
	Ký hiệu	Giá trị
6. Giai đoạn ứng lực trước kết cấu	γ_{b6}	(*)
7. Kết cấu bêtông	γ_{b7}	0,9
8. Kết cấu bêtông làm từ bêtông cường độ cao	γ_{b8}	(*)
9. Độ ẩm của bêtông tổ ong W + 10% và nhỏ hơn + Lớn hơn 25% + 10% < W< 25%	γ_{b9}	 1,00 0,85 Nội suy
10. Bêtông đổ chèn mối nối cấu kiện lắp ghép khi chiều rộng mối nối nhỏ hơn 1/5 kích thước của cấu kiện và nhỏ hơn 100mm	γ_{b10}	1,15

(*) Các số liệu ra ngoài phạm vi của tài liệu, xin xem ở Tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005. Ở đây không đưa ra vì khá phức tạp.

(**) Khi đưa thêm hệ số điều kiện làm việc bổ sung trong trường hợp kể đến tải trọng đặc biệt theo chỉ dẫn của tiêu chuẩn tương ứng (ví dụ: khi kể đến tải trọng động đất) thì lấy γ_{b2} = 1,00.

Chú thích:

1. Hệ số điều kiện làm việc:

+ Lấy theo mục 1, 2, 7, 9: cần được kể đến khi xác định cường độ tính toán R_b và R_{bt}

+ Lấy theo mục 4 cần được kể đến khi xác định $R_{bt.ser}$

+ Còn theo các mục khác chỉ kể đến khi xác định R_b.

2. Đối với kết cấu chịu tác dụng của tải trọng lặp hệ số γ_{b2} được kể đến khi tính toán theo độ bền còn γ_{b1} khi tính toán theo độ bền mỏi và theo điều kiện hình thành khe nứt.

3. Khi tính toán kết cấu chịu tải trọng trong giai đoạn ứng lực trước, hệ số γ_{b2} không cần kể đến.

4. Các hệ số điều kiện làm việc của bêtông được kể đến khi tính toán không phụ thuộc lẫn nhau, nhưng tích của chúng không được nhỏ hơn 0,45.

PHỤ LỤC 2A. CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN CỦA BÊTÔNG VÀ CƯỜNG ĐỘ ĐỂ TÍNH TOÁN THEO TTGH THỨ HAI (Đơn vị MPa)

Trạng thái	Loại bêtông		Cấp độ bền chịu nén									
			B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Nén dọc trục (cường độ lăng trụ) R_{bn} và $R_{b.ser}$	Bêtông nặng Bêtông hạt nhỏ		7,5	9,5	11,0	15	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0
	Bêtông nhẹ		7,5	9,5	11,0	15	18,5	22,0	25,5	29,0	-	-
	Bêtông tổ ong		9,0	10,5	11,5	-	-	-	-	-	-	-
Kéo dọc trục R_{btn} và $R_{bt.ser}$	Bêtông nặng		0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30
	Bêtông hạt nhỏ nhóm	A	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	-	-
		B	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	-	-	-	-
		C	-	-	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2.30
	Bêtông nhẹ có cốt liệu	Đặc	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	-	-
		Rỗng	0,85	1,00	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	-	-
	Bêtông tổ ong		0,89	1,00	1,05	-	-	-	-	-	-	-

PHỤ LỤC 2B. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN GỐC CỦA BÊTÔNG KHI TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT (Đơn vị MPa)

Trạng thái	Loại bêtông		Cấp độ bền chịu nén									
			B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Nén dọc trục (cường độ lăng trụ) R_b	Bêtông nặng Bêtông hạt nhỏ		6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5
	Bêtông nhẹ		6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-
	Bêtông tổ ong		6,0	7,0	7,7	-	-	-	-	-	-	-
Kéo dọc trục R_{bt}	Bêtông nặng		0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,48	1,55
	Bêtông hạt nhỏ nhóm	A	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-
		B	0,45	0,51	0,64	0,77	0,90	1,00	-	-	-	-
		C	-	-	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,48	1.55
	Bêtông nhẹ có cốt liệu	Đặc	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-
		Rỗng	0,57	0,66	0,74	0,8	0,9	1,00	1,10	1,20	-	-
	Bêtông tổ ong		0,39	0,44	0,46	-	-	-	-	-	-	-

Ghi chú:

1. Cường độ tính toán của bêtông được lấy bằng giá trị trong bảng nhân với các hệ số γ_{bi} cho ở phụ lục 1.
2. Đối với bêtông Keramzit - Perlit giá trị R_{bt} được lấy bằng giá trị của bêtông nhẹ cốt liệu rỗng nhân với 0,85.
3. Đối với bêtông rỗng giá trị R_b được lấy như đối với bêtông nhẹ còn giá trị R_{bt} nhân thêm với 0,7.

PHỤ LỤC 2C.
MÔ ĐUN ĐÀN HỒI CỦA BÊTÔNG E_B (Đơn vị: 1000MPa)

Loại bêtông			Cấp độ bền chịu nén									
			B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
Bêtông nặng		Đóng rắn tự nhiên	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0
		Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0
		Chưng áp	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0
Bêtông hạt nhỏ nhóm	A	Đóng rắn tự nhiên	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	-	-
		Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	-	-
	B	Đóng rắn tự nhiên	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	-	-	-	-
		Dưỡng hộ nhiệt ở áp suất khí quyển	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	-	-	-	-
	C	Chưng áp	-	-	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24.0
Bêtông nhẹ và bêtông rỗng		D1000	8,0	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-
		D1200	9,5	10,0	10,5	-	-	-	-	-	-	-
		D1600	12,5	13,2	14,0	15,6	16,5	17,5	18,0	-	-	-
		D2000	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	-	-

Ghi chú:

D - mác bêtông theo khối lượng thể tích trung bình. Với các D ở khoảng giữa lấy E_b theo nội suy tuyến tính.

Mô đun trượt của bêtông $G = 0,4E_b$.

PHỤ LỤC 3A.
CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN CỦA CỐT THÉP R_{sn}

Tiêu chuẩn	Nhóm, loại cốt thép	Giá trị R_{sn} (MPa)
TCVN 1651 - 1985	CI	235
	CII	295
	CIII	390
	CIV	590
TCVN 6285 - 1997	RB300	300
	RB400, Rb400W	400
	RB500, RB500W	500
Tiêu chuẩn của nước Nga	AI	235
	AII	295
	AIII	390
	AIV	590
	AV	788
	AVI	980
	A_TVII	1175
	$AIII_B$	540

PHỤ LỤC 3B.
MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA CỐT THÉP E_S

Nhóm, loại cốt thép	CI, AI, CII, AII, RB300	CIII, AIII RB400 RB400W	CIV, AIV, AV, AIV, RB500, RB500W	$AIII_B$
E_s : MPa	210000	200000	190000	180000

PHỤ LỤC 3C.
HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA CỐT THÉP γ_{si}

Các yếu tố cần kể đến hệ số điều kiện làm việc của cốt thép	Đặc trưng của cốt thép	Nhóm, loại cốt thép	Hệ số điều kiện làm việc	
			Ký hiệu	Giá trị
1. Cốt thép chịu lực cắt	Cốt thép ngang	Tất cả	γ_{s1}	(1)
2. Có liên kết hàn cốt thép khi chịu lực cắt	Cốt thép ngang	CIII, AIII, RB400, RB400W	γ_{s2}	(1)
3. Tải trọng lặp	Cốt thép dọc và cốt thép ngang	Tất cả	γ_{s3}	(2)
3. Có nối hàn khi chịu trọng tải lặp	Cốt thép dọc và cốt thép ngang	Các loại cốt thép hàn được	γ_{s4}	(2)
5. Đoạn truyền ứng suất đối với cốt thép không neo và đoạn neo cốt thép thường	Cốt thép dọc căng trước	Tất cả	γ_{s5}	l_x/l_p (3)
	Cốt thép dọc không căng (thường)	Tất cả	γ_{s5}	l_x/l_{an} (3)
6. Cốt thép cường độ cao làm việc trong điều kiện ứng suất lớn hơn giới hạn chảy quy ước	Cốt thép dọc chịu kéo	CIV, AIV, AV, AVI, A_TVII	γ_{s6}	(2)
7. Cấu kiện làm từ bêtông nhẹ cấp B7,5 và thấp hơn	Cốt thép ngang	CI, AI	γ_{s7}	0,8
8. Cấu kiện làm từ bêtông tổ ong cấp B7,4 và thấp hơn	Cốt thép dọc chịu nén	Tất cả	γ_{s8}	$\frac{190+40B}{R_{sc}} \le 1$
	Cốt thép ngang	Tất cả	γ_{s8}	$\frac{25B}{R_{sw}} \le 1$
9. Lớp bảo vệ cốt thép trong kết cấu làm từ bêtông tổ ong	Cốt thép dọc chịu nén	Tất cả	γ_{s9}	(2)

Ghi chú:

(1) Các hệ số γ_{s1} và γ_{s2} đã được kể đến khi quy định R_{sw} trong phụ lục 3D.

(2) Các số liệu được lấy theo TCXDVN 356 -2005. Ở đây không đưa ra vì không dùng đến và khá phức tạp.

(3) Định nghĩa: l_x - khoảng cách kể từ đầu đoạn truyền ứng suất đến tiết diện tính toán,

l_p, l_{an} - tương ứng là chiều dài đoạn truyền ứng suất và chiều dài đoạn neo cốt thép theo tính toán.

PHỤ LỤC 3D.
CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP, MPa

Nhóm, loại cốt thép		Cường độ chịu kéo		Cường độ chịu nén, R_{sc}
		Cốt thép dọc, R_s	Cốt thép ngang (cốt thép đai, cốt thép xiên), R_{sw}	
CI, AI		225	175	225
CII, AII, RB300		280	225	280
AIII có đường kính 6 ÷ 8mm		355	285 (255)	355
CIII, AIII, RB400, RB400W có đường kính 10 ÷ 40mm		365	290 (255)	365
RB500, RB500W		400	320	400
CIV, AIV		510	405	450 (400)
AV		680	545	500 (400)
AVI		815	650	500 (400)
$AIII_B$	Có kiểm soát độ giãn dài và ứng suất	490	390	200
	Chỉ kiểm soát độ giãn dài	450	360	200

Ghi chú:

1. Cường độ tính toán của cốt thép R_s, R_{sw}, R_{sc} lấy theo giá trị trong bảng. Trong một số trường hợp cần phải nhân các giá trị đã cho với hệ số điều kiện làm việc γ_{si} cho ở phụ lục 3C.
2. Trong khung cốt thép hàn, với cốt thép đai CIII, AIII, RB400, RB400W có đường kính nhỏ hơn 1/3 đường kính cốt thép dọc thì lấy $R_{sw} = 255$.
3. Giá trị $R_{sc} = 450$ và 500 cho trong bảng là dùng cho kết cấu làm bằng bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ khi trong tính toán kể đến tải trọng theo mục 2a ở phụ lục 2, cần lấy $R_{sc} = 400$ khi kể đến tải trọng theo mục 2b. Đối với kết cấu làm từ bêtông tổ ong và bêtông rỗng, trong mọi trường hợp lấy $R_{sc} = 400$.

PHỤ LỤC 4.
HỆ SỐ ξ_R

Hệ số ξ_R dùng để phân biệt trường hợp tính toán cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, kéo lệch tâm khi cốt thép chịu kéo A_s được đặt tập trung theo bề rộng tiết diện:

Khi $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_R$ ứng suất trong A_s đạt giá trị R_s.

Khi $\xi > \xi_R$ ứng suất trong A_s chưa đạt R_s hoặc chịu nén.

Giá trị ξ_R được xác định theo công thức sau, ở điều 6.2.2.3 của TCXDVN356-2005:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

ω - đặc trưng vùng nén của bêtông: $\omega = \alpha - 0,008\ R_b$.

α - hệ số được lấy như sau:

- Với bêtông nặng: $\alpha = 0,85$.
- Bêtông hạt nhỏ nhóm A: $\alpha = 0,80$.
- Bêtông hạt nhỏ nhóm B, C: $\alpha = 0,75$
- Bêtông nhẹ, bêtông tổ ong: $\alpha = 0,8$.

Đối với các loại bêtông được chưng áp, hệ số α lấy giảm 0,05.

R_b - cường độ tính toán về nén của bêtông, đơn vị MPa.

σ_{SR} - ứng suất trong cốt thép, MPa.

Đối với các cốt thép có giới hạn chảy thực tế (CI, CII, CIII, AI, AII, AIII, RB300, RB400, RB400W):

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}$$

R_s - cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép có kể đến các hệ số điều kiện làm việc tương ứng γ_{si} ngoại trừ γ_{s6}.

σ_{sp} - ứng suất trước trong cốt thép (điều 3.3.5 và 4.3.1 của tiêu chuẩn TCXCVN 356-2005).

Với bêtông cốt thép thường (không ứng lực trước) thì $\sigma_{sp} = 0$ và $\sigma_{sR} = R_s$.

Đối với cốt thép có giới hạn chảy quy ước (không có giới hạn chảy thực tế: CIV, AIV, AV, AVI...) cũng như với sợi thép cường độ cao và sợi cáp.

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}.$$

$\sigma_{sc.u}$ - ứng suất giới hạn của cốt thép ở vùng chịu nén.

a) Đối với cấu kiện làm từ bêtông nặng, bêtông hạt nhỏ, bêtông nhẹ, tuỳ thuộc vào các yếu tố nêu trong phụ lục 1:

- Với loại tải trọng tác dụng như tại mục 2a... 500 MPa.

- Với loại tải trọng tác dụng như tại mục 2b... 400 MPa.

b) Đối với cấu kiện làm từ bêtông rỗng và bêtông tổ ong trong mọi trường hợp đều lấy bằng 400 MPa. Khi tính toán kết cấu trong giai đoạn nén trước lấy $\sigma_{sc.u}$ = 330 MPa.

Giá trị ξ_R đối với cấu kiện làm từ bêtông tổ ong phải lấy không lớn hơn 0,6.

Dựa vào công thức ξ_R, phụ lục E2 của tiêu chuẩn TCXDVN356-2005 có đưa ra bảng tra ξ_R đối với cấu kiện làm từ bêtông nặng(*) và có đưa ra chú thích là hệ số ξ_R cho trong bảng không kể đến hệ số γ_{bi}.

Một vài tác giả cũng lập ra các bảng tra ξ_R theo một số cách khác nhau.

Trong chính văn của tiêu chuẩn TCXDVN356-2005 không thấy giải thích phải lấy R_b như thế nào để tính toán. Bảng E2 của phụ lục có chú thích là không kể đến hệ số γ_{bi} nhưng thực tế đã kể đến hệ số γ_{b2} = 0,9; 1; và 1,1.

Khi tăng R_b thì ξ_R giảm. Theo quan điểm về độ tin cậy thì ξ_R giảm sẽ làm độ tin cậy được tăng lên. Vì vậy nếu gặp trường hợp $\gamma_{bi} > 1$ thì cần phải đưa vào để xác định R_b trong công thức ξ_R. Gặp trường hợp $\gamma_{bi} < 1$ thì có thể kể hoặc không kể (nếu không kể $\gamma_{bi} < 1$ thì độ tin cậy được tăng lên).

Với $\sigma_{sc.u}$. Khi giảm $\sigma_{sc.u}$ thì làm giảm ξ_R và làm tăng độ tin cậy. Vì vậy trong phần lớn trường hợp chỉ nên xác định ξ_R với $\sigma_{sc.u} \leq$ 400MPa. Chỉ trong một số trường hợp thật cần thiết mới lấy $\sigma_{sc.u}$ = 500.

(*) Số liệu của bảng ứng với γ_{b2} = 0,9 bị in nhầm gần như toàn bộ, các số liệu ứng với γ_{b2} = 1,1 và B35, B40 cũng bị nhầm.

PHỤ LỤC 4A.
HỆ SỐ ξ_R (TRA THEO CẤP BÊTÔNG VÀ NHÓM, LOẠI CỐT THÉP)

Số liệu của bảng này dùng cho bêtông nặng: $\alpha = 0,85$ và ứng suất $\sigma_{sc.u} = 400$.

γ_{b2}	Nhóm, loại cốt thép	Hệ số ξ_R ứng với các cấp cường độ của bêtông								
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
1,0	CI, AI	0,682	0,672	0,645	0,618	0,596	0,574	0,553	0,528	0,508
	CII, AII, RB 300	0,659	0,650	0,622	0,595	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485
	CIII, AIII RB400(W)	0,628	0,618	0,590	0,563	0,540	0,519	0,498	0,473	0,453
	RB500(W)	0,616	0,606	0,578	0,550	0,528	0,507	0,485	0,461	0,441
1,1	CI, AI	0,675	0,664	0,634	0,605	0,581	0,558	0,535	0,508	0,485
	CII, AII, RB300	0,652	0,642	0,612	0,582	0,558	0,534	0,511	0,484	0,463
	CIII, AIII RB400(W)	0,621	0,610	0,579	0,550	0,526	0,502	0,479	0,453	0,431
	RB500(W)	0,609	0,598	0,567	0,537	0,513	0,490	0,467	0,441	0,420

Chú thích: RB400(W) là RB400 và RB400W.

Cốt thép CIII, AIII có $\phi 10 \div \phi 40$

PHỤ LỤC 4B.

HỆ SỐ ξ_R (TRA THEO R_b VÀ R_s)

Số liệu ứng với bêtông nặng: $\alpha = 0,85$ và ứng suất $\sigma_{sc.u} = 400$MPa.

R_b, MPa	Giá trị ξ_R ứng với các giá trị R_s (MPa)						
	225	260	280	365	400	450	510
6,0	0,695	0,681	0,674	0,643	0,631	0,614	0,596
7,0	0,686	0,672	0,664	0,633	0,621	0,604	0,586
7,5	0,681	0,667	0,659	0,628	0,616	0,599	0,581
8,0	0,677	0,662	0,655	0,623	0,611	0,594	0,576
8,5	0,672	0,658	0,650	0,618	0,606	0,590	0,571
9,0	0,668	0,653	0,645	0,613	0,601	0,585	0,566
10,0	0,658	0,644	0,636	0,604	0,592	0,575	0,556
11,0	0,649	0,635	0,627	0,595	0,582	0,566	0,547
11,5	0,645	0,630	0,622	0,590	0,578	0,561	0,542
12,0	0,640	0,626	0,617	0,585	0,573	0,556	0,538
13,0	0,631	0,616	0,608	0,576	0,564	0,547	0,528
14,0	0,622	0,607	0,599	0,567	0,555	0,538	0,519
14,5	0,618	0,603	0,595	0,563	0,550	0,534	0,515
15,0	0,613	0,599	0,590	0,558	0,546	0,529	0,510
16,0	0,605	0,590	0,582	0,549	0,537	0,520	0,502
17,0	0,596	0,581	0,573	0,540	0,528	0,511	0,493
18,0	0,587	0,572	0,564	0,532	0,519	0,503	0,484
19,0	0,578	0,564	0,555	0,523	0,511	0,494	0,476
19,5	0,574	0,550	0,551	0,519	0,507	0,490	0,472
20	0,570	0,555	0,547	0,514	0,502	0,486	0,467
21	0,561	0,546	0,538	0,506	0,494	0,477	0,459
22	0,553	0,538	0,530	0,498	0,485	0,469	0,451
23	0,545	0,530	0,521	0,489	0,477	0,461	0,443
24	0,536	0,521	0,513	0,481	0,469	0,453	0,435
25	0,528	0,513	0,505	0,473	0,461	0,445	0,427
26	0,520	0,505	0,497	0,465	0,453	0,437	0,419
27	0,512	0,497	0,488	0,457	0,445	0,429	0,411
27,5	0,508	0,493	0,485	0,453	0,441	0,425	0,407
28	0,503	0,489	0,480	0,449	0,437	0,420	0,404

PHỤ LỤC 5.
BẢNG TRA DIỆN TÍCH VÀ TRỌNG LƯỢNG CỐT THÉP

ϕ, mm	Diện tích tiết diện ngang, mm^2 - ứng với số thanh									Trọng lượng 1m, kg
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222
8	50,3	100	151	201	251	302	352	402	453	0,395
10	78,5	157	236	314	392	471	550	628	707	0,617
12	113	226	339	452	565	678	792	905	1018	0,888
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578
18	254	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998
20	314	628	942	1256	1571	1885	2199	2514	2827	2,466
22	380	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853
28	615	1231	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834
30	707	1414	2121	2828	3534	4241	4948	5655	6362	5,549
32	804	1608	2412	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	9,870

PHỤ LỤC 6.
CÁC HỌ BIỂU ĐỒ DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

Giới thiệu và cách dùng

a) Cách tính toán và vẽ họ biểu đồ tương tác không thứ nguyên đã được giới thiệu và làm thí dụ trong văn bản của tài liệu:

- Với tiết diện chữ nhật cốt thép A_s và A'_s: mục 1.4.5.

- Với tiết diện chữ nhật cốt thép theo chu vi: mục 1.5.5.

- Với tiết diện tròn: mục 1.7.4.

b) Mỗi họ biểu đồ được thực hiện với các số liệu gốc ghi ở đề mục và ở góc phải. Cần chọn biểu đồ có các số liệu gốc thích hợp để dùng. Khi không chọn được biểu đồ có số liệu gốc trùng khớp với số liệu của bài toán thì có thể thực hiện theo một trong ba cách sau:

1. Theo hướng dẫn của tài liệu, với các số liệu gốc của bài toán, tự tính toán và vẽ ra họ biểu đồ để dùng. Việc này không có gì là quá khó khăn hoặc quá phức tạp khi sử dụng bảng tính Excel hoặc các phương pháp lập trình thông dụng cho máy tính cá nhân.

2. Dùng một vài biểu đồ có số liệu gốc lớn hơn và nhỏ hơn gần kề với số liệu của bài toán, tra các số liệu rồi nội suy. Việc nội suy không nhất thiết phải thực hiện khá chính xác mà có thể làm gần đúng, thiên về phía an toàn hơn (độ tin cậy cao hơn).

3. Với mức độ gần đúng chấp nhận được có thể chọn dùng một họ biểu đồ có số liệu gốc gần nhất với số liệu của bài toán theo hướng tăng độ an toàn (tính ra được lượng cốt thép nhiều hơn). Theo hướng này cần dùng các họ biểu đồ như sau:

+ Với tiết diện chữ nhật đặt cốt thép A_s và A'_s đối xứng cần dùng họ biểu đồ có δ lớn hơn và ξ_R bé hơn.

Ví dụ: Số liệu của bài toán là $\delta = 0,68$ và $\xi_R = 0,62$ thì cần dùng họ biểu đồ với $\delta = 0,75 > 0,6$ và $\xi_R = 0,6 < 0,62$.

+ Với tiết diện diện chữ nhật đặt thép theo chu vi thì dùng họ biểu đồ với δ lớn hơn và R_b lớn hơn không quá 5%. Lúc này các giá trị n và m vẫn tính theo giá trị R_b của bài toán. Trường hợp không có biểu đồ với R_b lớn hơn R_b của bài toán không quá 5% thì phải dùng cách tính nội suy theo R_b.

Ví dụ số liệu của bài toán: $\delta = 0,70$ và $R_b = 12$. Có thể dùng họ biểu đồ với $\delta = 0,75$ và $R_b = 12,5$ nhưng hệ số n và m phải tính với $R_b = 12$.

Với $R_b = 13$ không thể dùng biểu đồ với $R_b = 14,5$ vì sai lệch quá 5%, lúc này phải nội suy giữa hai họ biểu đồ với $R_b = 12,5$ và $R_b = 14,5$.

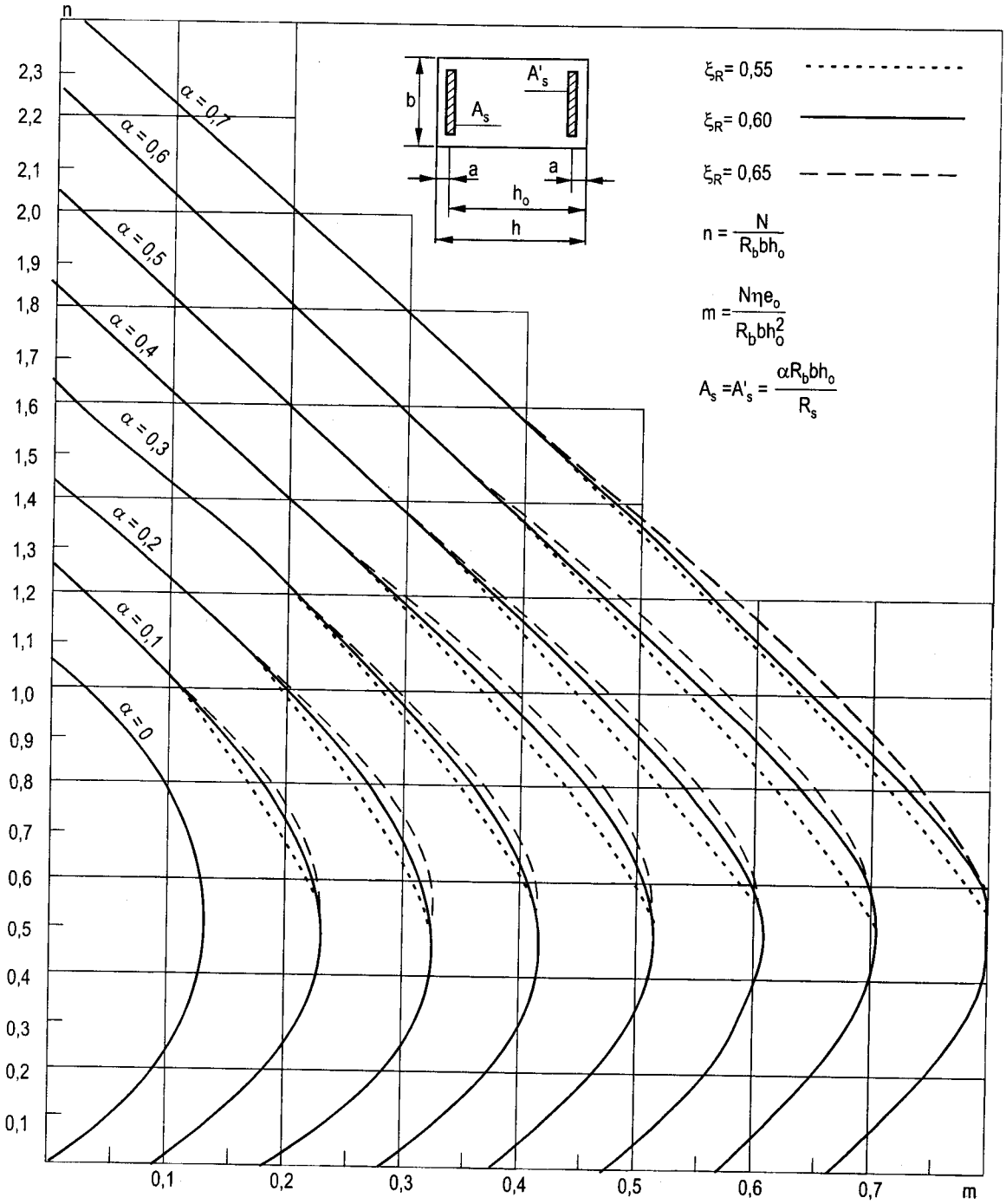
+ Với tiết diện tròn dùng họ biểu đồ với δ lớn hơn.

c) Để tính toán cốt thép cần tính các hệ số n và m theo công thức cho ở mỗi biểu đồ, từ cặp số liệu n và m tìm được một điểm, xác định được α hoặc μ_t, từ đó dùng công thức đã cho để tính ra cốt thép.

PHỤ LỤC 6A

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

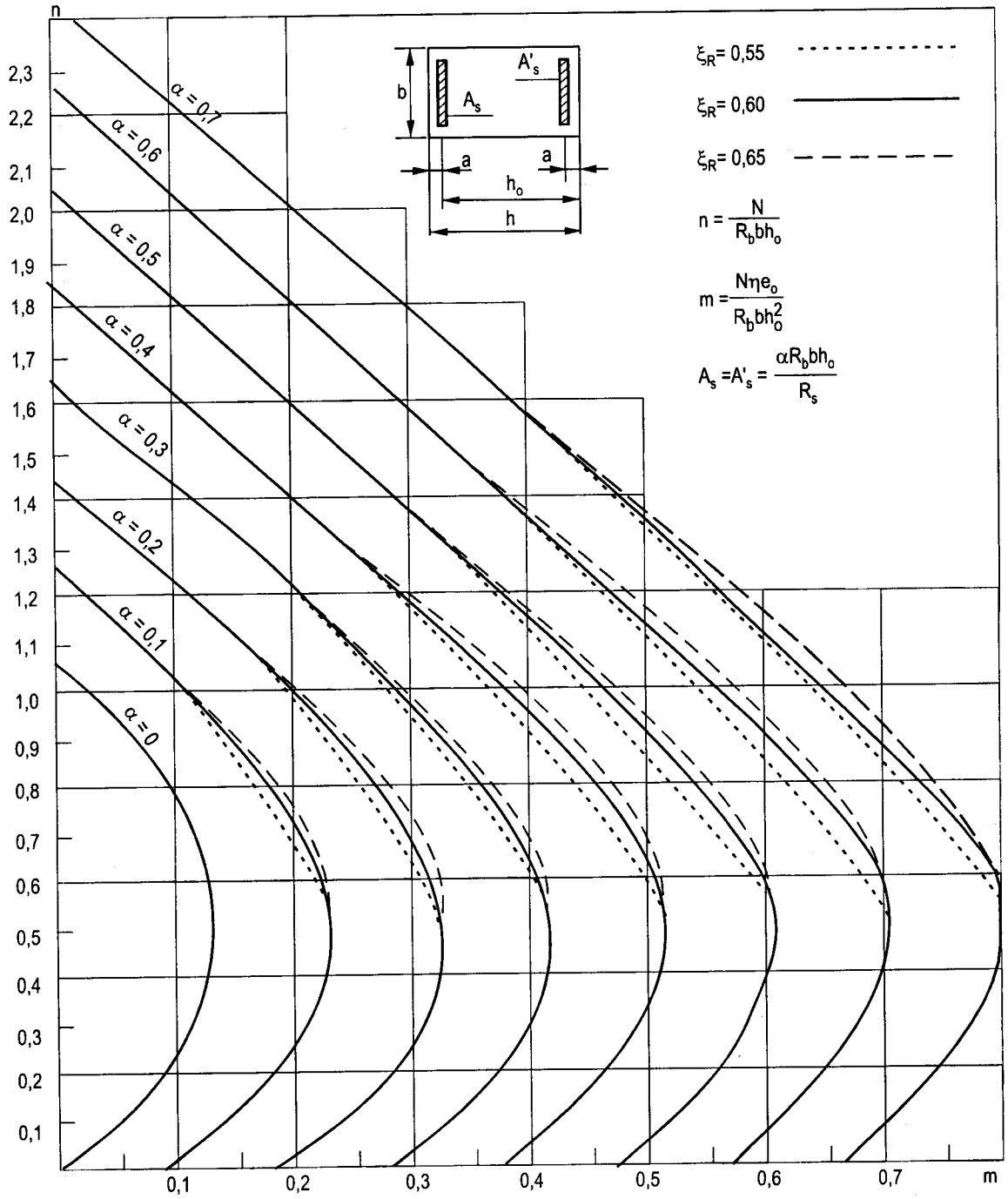
Cốt thép $A_s = A'_s$ có $R_s \leq 400MPa$, bêtông cấp $\leq$ B30 với $\delta = \frac{a}{h_0} = 0,05$



PHỤ LỤC 6B

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

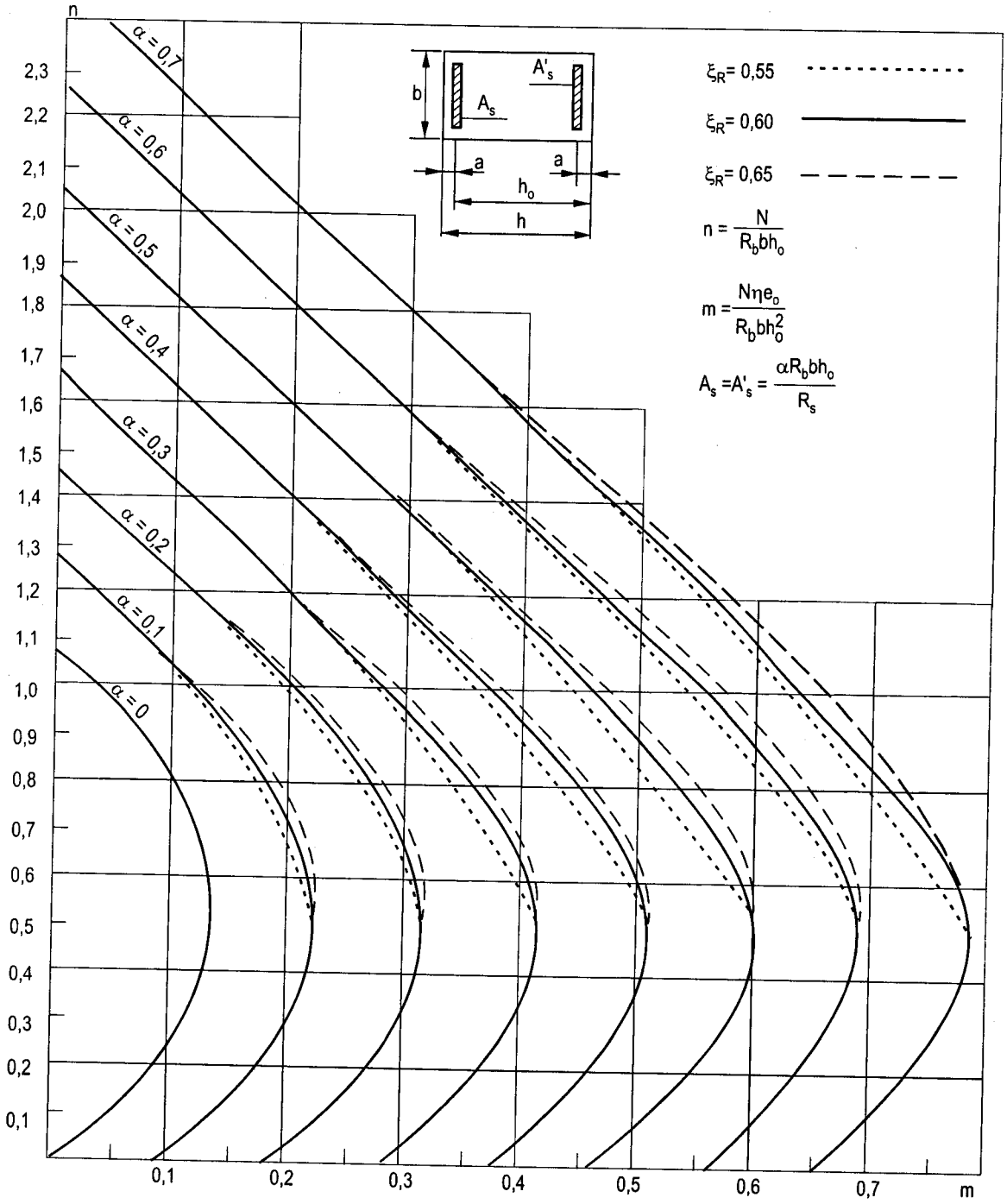
Cốt thép $A_s = A'_s$ có $R_s \leq 400MPa$, bêtông cấp ≤ B30 với $\delta = \frac{a}{h_0} = 0,075$



PHỤ LỤC 6C

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

Cốt thép $A_s = A'_s$ có $R_s \leq 400MPa$, bêtông cấp ≤ B30 với $\delta = \frac{a}{h_0} = 0,10$

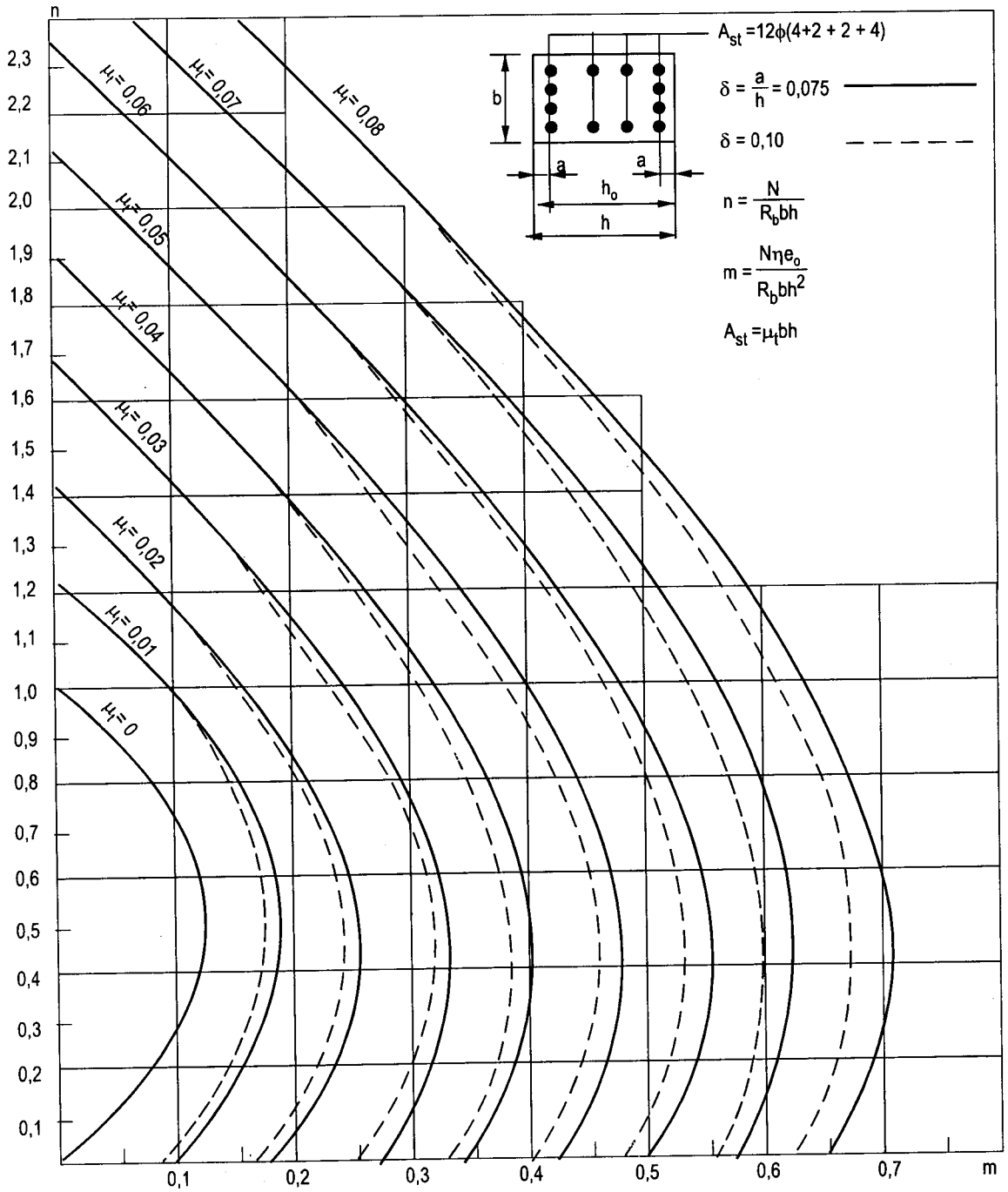


PHỤ LỤC 6D

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

Cốt thép đặt theo chu vi có R_s = 280MPa.

Trên mỗi cạnh có 4 thanh (tổng số A_{st} = 12ϕ). Bêtông cấp R_b =12,5MPa

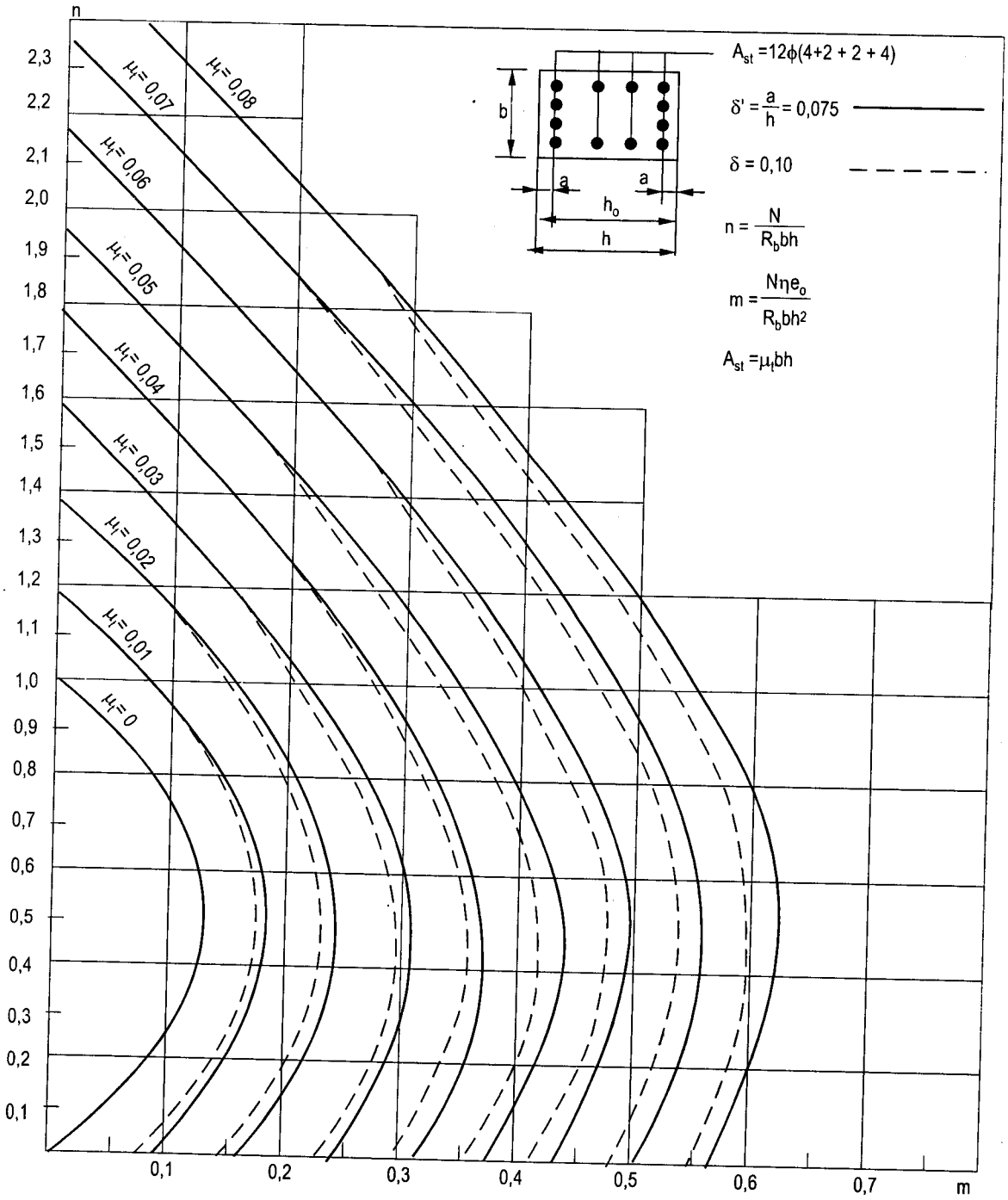


PHỤ LỤC 6E

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

Cốt thép đặt theo chu vi có R_s = 280MPa.

Trên mỗi cạnh có 4 thanh (tổng số $A_{st} = 12\phi$). Bêtông cấp R_b = 14,5MPa

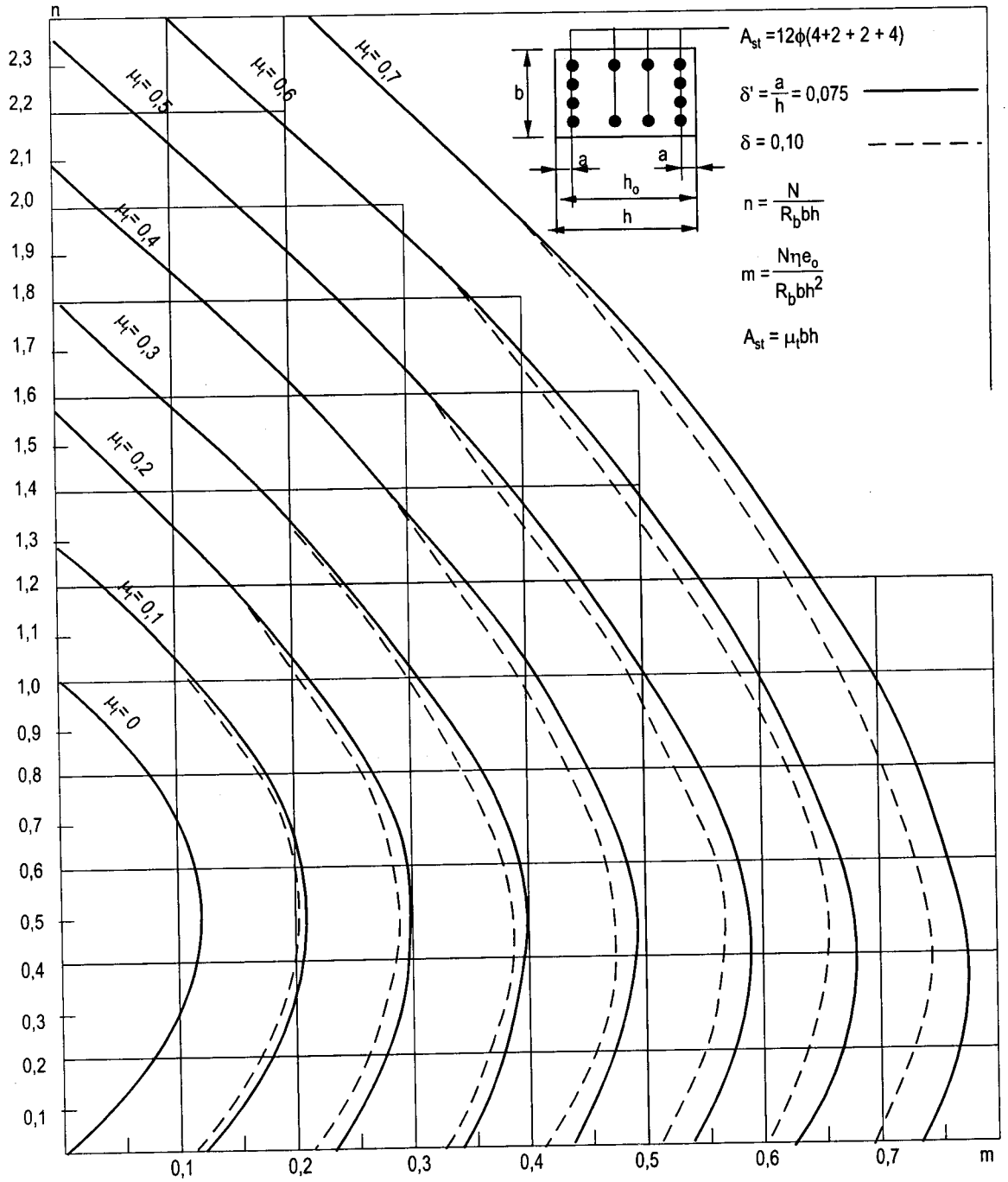


PHỤ LỤC 6F

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

Cốt thép đặt theo chu vi có R_s = 365MPa.

Trên mỗi cạnh có 4 thanh (tổng số $A_{st} = 12\phi$). Bêtông cấp R_b =12,5MPa

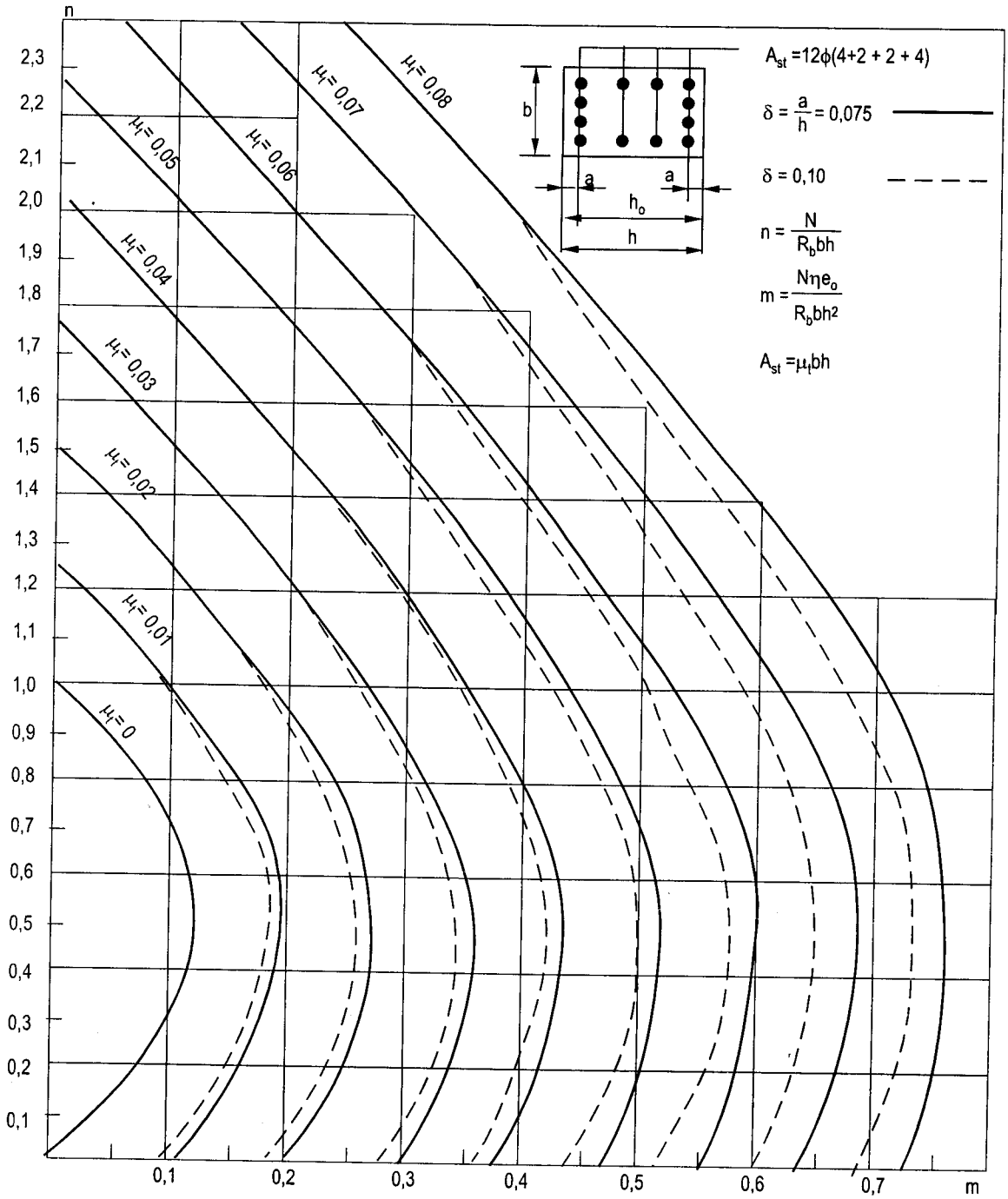


PHỤ LỤC 6G

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT.

Cốt thép đặt theo chu vi có R_s = 365MPa.

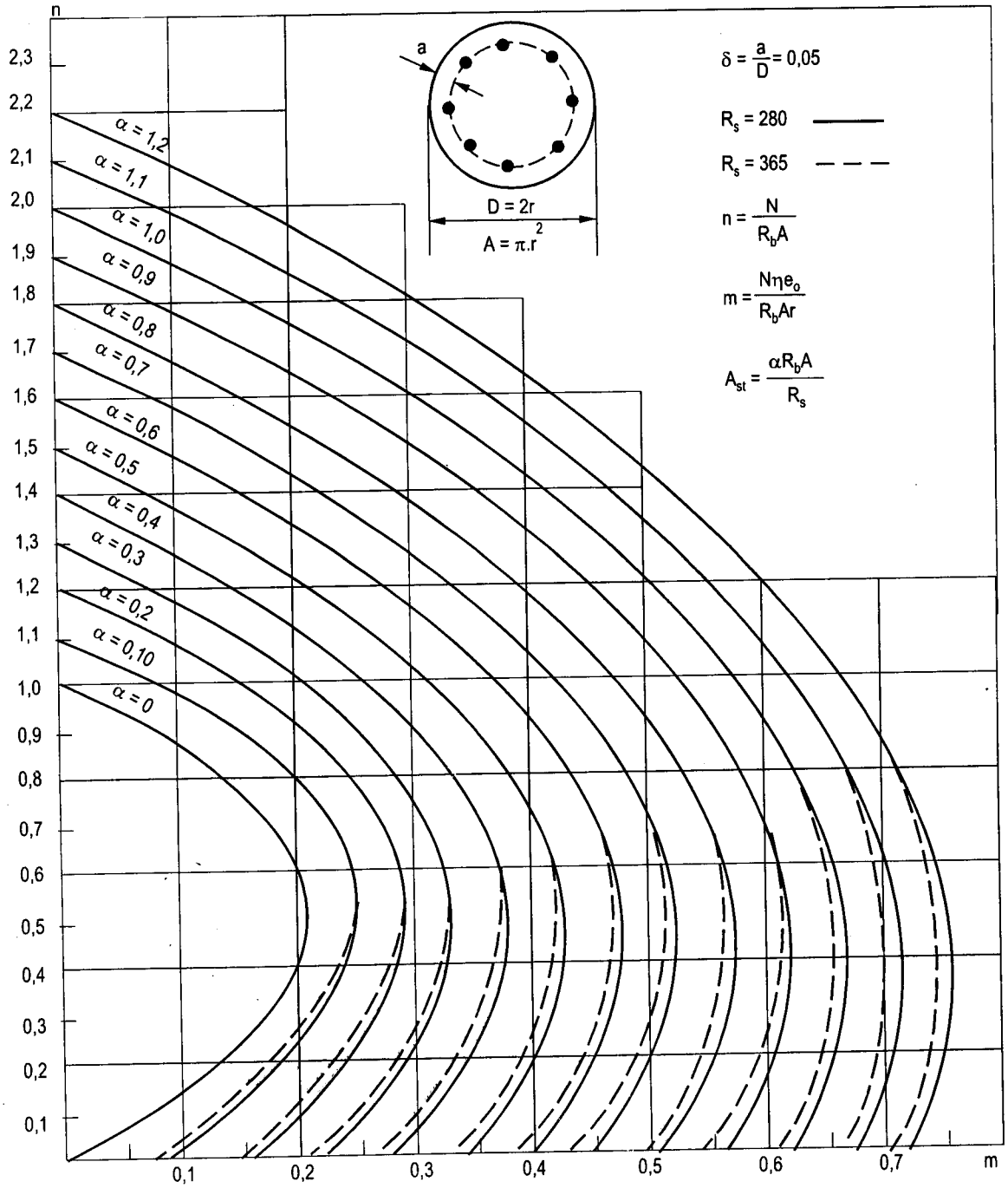
Trên mỗi cạnh có 4 thanh (tổng số A_{st} = 12ϕ). Bêtông cấp R_b = 14,5MPa



PHỤ LỤC 6H

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN TRÒN.

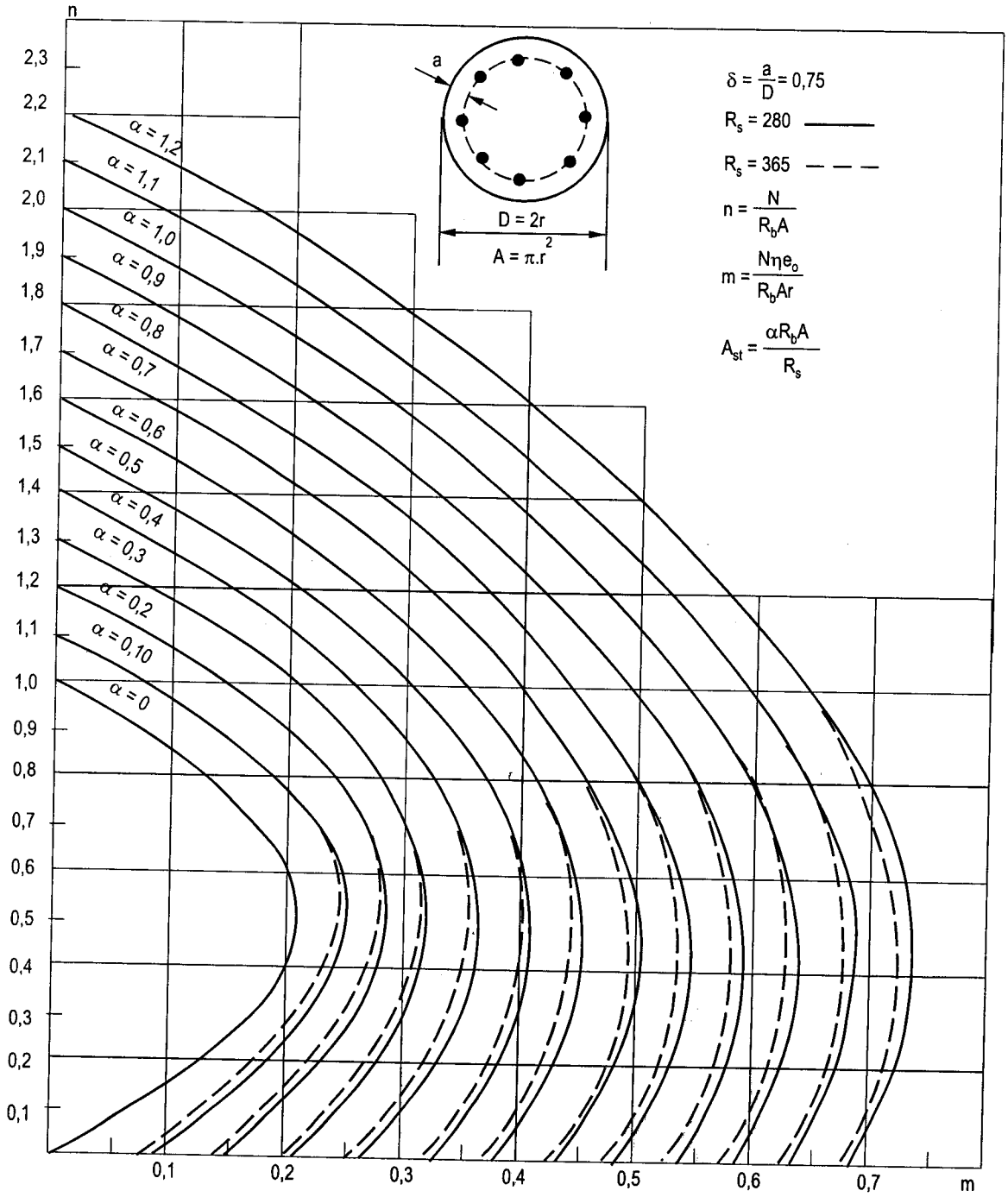
Với $\delta = \frac{a}{D} = 0,05$, $R_s = 280$ và 365MPa



PHỤ LỤC 6I

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN TRÒN.

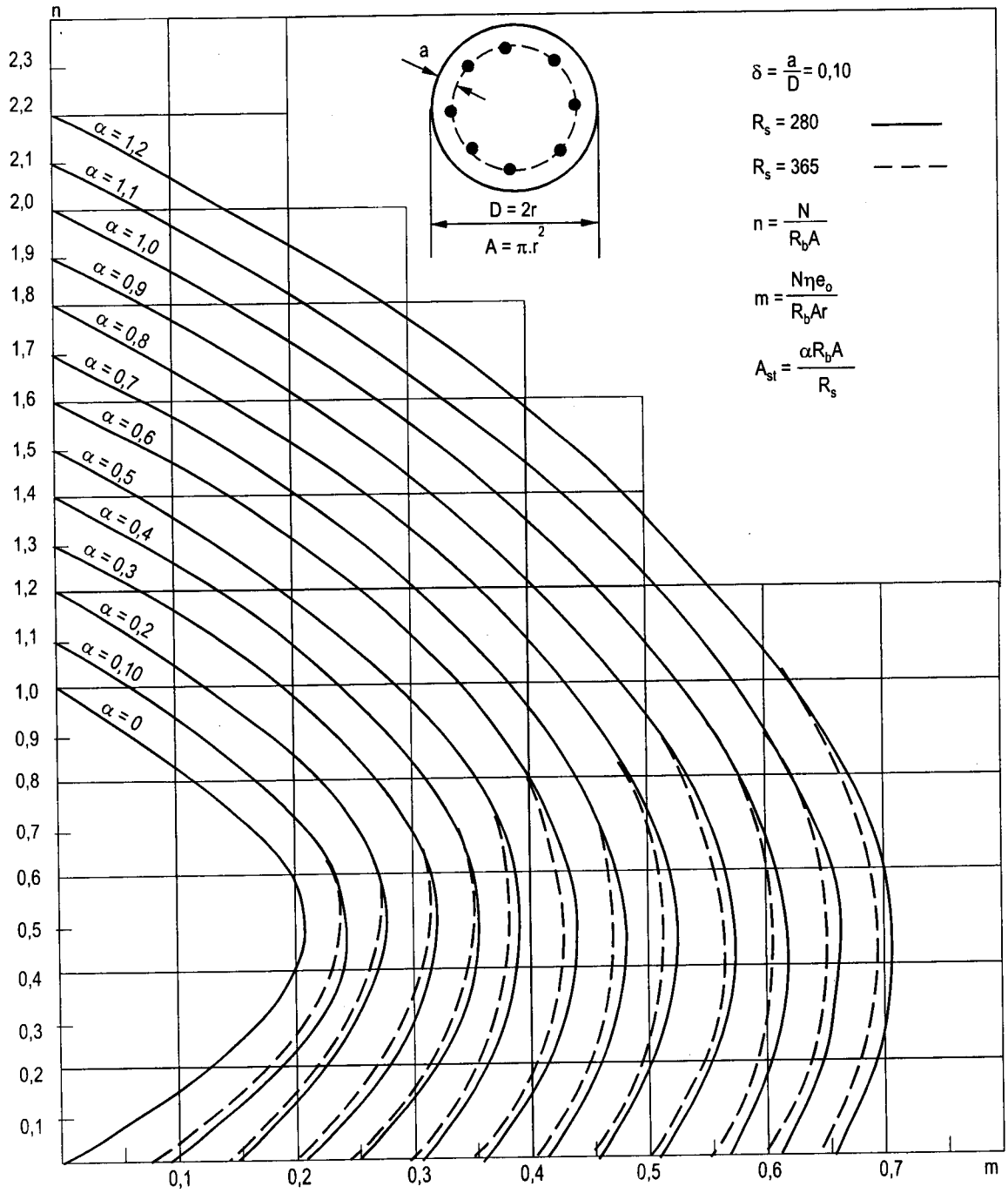
Với $\delta = \frac{a}{D} = 0,075$, $R_s = 280$ và 365MPa



PHỤ LỤC 6K

HỌ BIỂU ĐỒ TIẾT DIỆN TRÒN.

Với $\delta = \frac{a}{D} = 0{,}10$, $R_s = 280$ và 365MPa



PHỤ LỤC 7A.
CÁC HỆ SỐ ĐỂ XÁC ĐỊNH CHIỀU DÀI ĐOẠN NEO CỐT THÉP

Điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số ω_{an} và λ_{an}				Hệ số Δ_{an}	l_{min}, mm
	Cốt thép có gờ		Cốt thép tròn trơn			
	ω_{an}	λ_{an}	ω_{an}	λ_{an}		
1. Đoạn neo cốt thép						
a) Chịu kéo trong bêtông chịu kéo	0,7	20	1,2	20	11	250
b) Chịu nén hoặc kéo trong vùng bêtông chịu nén	0,5	12	0,8	15	8	200
2. Nối chồng cốt thép						
a) Trong bêtông chịu kéo	0,9	20	1,55	20	11	250
b) Trong bêtông chịu nén	0,65	15	1	15	8	200

PHỤ LỤC 7B.
CÁC HỆ SỐ γ_1, β_1 ĐỂ TÍNH NEO GẬP

	γ_1	β_1
Móc tiêu chuẩn	2,5	3
Móc 135°	2	2
Móc 90°	1,5	1,8

PHỤ LỤC 8A. CẤP CHỐNG NỨT VÀ GIÁ TRỊ BỀ RỘNG KHE NỨT GIỚI HẠN ĐỂ ĐẢM BẢO HẠN CHẾ THẤM CHO KẾT CẤU

Điều kiện làm việc của kết cấu		Cấp chống nứt và bề rộng khe nứt giới hạn	
1. Kết cấu chịu áp lực của chất lỏng hoặc hơi	Khi toàn bộ tiết diện chịu kéo	Cấp 1*	$a_{cr1} = 0,3mm$ $a_{cr2} = 0,2mm$
	Khi một phần tiết diện chịu nén	Cấp 3	
2. Kết cấu chịu áp lực của vật liệu rời		Cấp 3	

* Cần ưu tiên dùng kết cấu ứng lực trước. Chỉ khi có cơ sở chắc chắn mới cho phép dùng kết cấu không ứng lực trước với cấp chống nứt yêu cầu là cấp 3.

PHỤ LỤC 8B. CẤP CHỐNG NỨT VÀ GIÁ TRỊ BỀ RỘNG KHE NỨT GIỚI HẠN NHẰM BẢO VỆ AN TOÀN CHO CỐT THÉP

Điều kiện làm việc của kết cấu	Cấp chống nứt và các giá trị a_{cr1} và a_{cr2}, mm		
	Thép thanh nhóm CI, AI, CII, AII, CIII, AIII, CIV, AIV. Thép sợi nhóm BI, B_pI	Thép thanh nhóm AV, AVI. Thép sợi nhóm BII và B_pI, K.7, K.19 có $d \geq 3,5mm$	Thép thanh nhóm A_T.VII. Thép sợi nhóm BII, B_pII, K7 có $d \leq 3mm$
1. Ở nơi được che phủ	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,4$ $a_{cr2} = 0,3$	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,3$ $a_{cr2} = 0,2$	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,2$ $a_{cr2} = 0,1$
2. Ở ngoài trời hoặc trong đất, ở trên hoặc dưới mức nước ngầm	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,4$ $a_{cr2} = 0,3$	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,2$ $a_{cr2} = 0,1$	Cấp 2 $a_{cr1} = 0,2$
3. Ở trong đất có mực nước ngầm thay đổi	Cấp 3 $a_{cr1} = 0,3$ $a_{cr2} = 0,2$	Cấp 2 $a_{cr1} = 0,2$	Cấp 2 $a_{cr1} = 0,1$

Ghi chú:

+ d - đường kính sợi thép.

+ Đối với kết cấu sử dụng cốt thép thanh AV làm việc ở nơi được che phủ hoặc ngoài trời, khi đã có kinh nghiệm thiết kế và sử dụng kết cấu đó thì cho phép tăng a_{cr1} và a_{cr2} lên thêm 0,1mm.

+ Với thanh thép loại RB300, RB400, RB400W, RB500, RB500W, lấy theo quy định như với thép thanh từ CI đến CIV.

PHỤ LỤC 9. TẢI TRỌNG VÀ HỆ SỐ ĐỘ TIN CẬY γ_f VỀ TẢI TRỌNG ĐỂ TÍNH THEO SỰ HÌNH THÀNH VÀ MỞ RỘNG KHE NỨT

Cấp chống nứt	Tải trọng và hệ số độ tin cậy γ_f khi tính theo điều kiện			
	Hình thành khe nứt	Mở rộng khe nứt		Khép kín khe nứt
		Ngắn hạn	Dài hạn	
1	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn $\gamma_t > 1,0$ (*)			
2	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn với $\gamma_f > 1,0$ (*) (tính toán để làm rõ sự cần thiết phải kiểm tra theo điều kiện không mở rộng khe nứt ngắn hạn và khép kín chúng)	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn với $\gamma_f = 1,0$		Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn với $\gamma_f = 1,0$
3	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn với $\gamma_t = 1,0$ (tính toán để làm rõ sự cần thiết phải kiểm tra theo điều kiện mở rộng khe nứt	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn với $\gamma_f = 1,0$	Tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn với $\gamma_f = 1,0$.	

(*). Hệ số γ_f được lấy như khi tính theo độ bền.

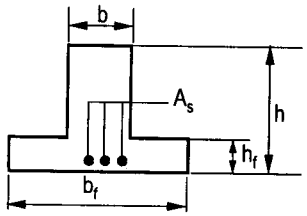
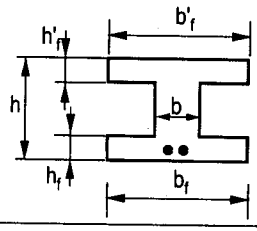
Ghi chú: Tải trọng đặc biệt phải được kể đến theo điều kiện hình thành khe nứt trong trường hợp sự có mặt của khe nứt dẫn đến tình trạng nguy hiểm (cháy, nổ).

PHỤ LỤC 10.

ỨNG SUẤT σ_{sc} TRONG CỐT THÉP THƯỜNG DO CO NGÓT CỦA BÊTÔNG

Loại và cấp bêtông		Giá trị σ_{sc} (MPa) ứng với trạng thái khô cứng của bêtông	
		Bêtông đóng rắn tự nhiên	Bêtông được dưỡng hộ nhiệt trong điều kiện áp suất khí quyển
Bêtông nặng	a. B35 và thấp hơn	40	35
	b. B40	50	40
	c. B45 và lớn hơn	60	50
Bêtông hạt nhỏ	d. Nhóm A	Lấy theo mục a, b nhân với 1,3	
	e. Nhóm B	Lấy theo mục a nhân với 1,5	
	f. Nhóm C	Lấy theo mục a, đóng rắn tự nhiên	
Bêtông nhẹ có cốt liệu nhỏ	g. Loại đặc chắc	50	45
	h. Loại có lỗ rỗng	70	60

PHỤ LỤC 11.
HỆ SỐ γ ĐỂ TÍNH W_{pl} ($W_{pl} = \gamma W_{red}$)

Tiết diện, ký hiệu	Điều kiện	γ
Chữ nhật và chữ T có cánh trong vùng nén		1,75
Chữ T cánh trong vùng kéo 	Khi $b_f/b \le 2$. Không phụ thuộc tỉ số h_f/h	1,75
	Khi $b_f/b > 2$ và $h_f/h \ge 0,2$	1,75
	Khi $b_f/b > 2$ và $h_f/h < 0,2$	1,5
Chữ I đối xứng  $b_f = b'_f$ $h_f = h'_f$	Khi $b_f/b \le 2$	1,75
	Khi $2 < b_f/b \le 6$	1,5
	$6 < b_f/b \le 15$ và $h_f/h \ge 0,2$	1,5
	$6 < b_f/b \le 15$ và $h_f/h < 0,2$	1,25
	$b_f/b > 15$ và $h_f/h < 0,1$	1,1
Chữ I không đối xứng khi $b'_f/b \le 3$	Khi $b_f/b \le 2$ không phụ thuộc h_f/h	1,75
	Khi $2 < b_f/b < 6$ không phụ thuộc h_f/h	1,5
	Khi $b_f/b > 6$ và $h_f/h > 0,1$	1,5
Chữ I không đối xứng khi $3 < b'_f/b \le 8$	Khi $b_f/b \le 4$ không phụ thuộc h_f/h	1,75
	Khi $b_f/b > 4$ và $h_f/h \ge 2$	1,5
	Khi $b_f/b > 6$ và $h_f/h < 0,2$	1,25
Chữ I không đối xứng khi $b'_f/b > 8$	Khi $h_f/h > 0,3$	1,5
	Khi $h_f/h \le 0,3$	1,25
Ký hiệu: b_f, h_f: kích thước của cánh trong vùng kéo b'_f, h'_f: cánh trong vùng nén.		

PHỤ LỤC 12.
ĐỘ VÕNG GIỚI HẠN f_u CỦA CÁC CẤU KIỆN THÔNG DỤNG

Loại cấu kiện	Độ võng giới hạn, f_u
1. Dầm cầu trục với:	
a) Cầu trục quay tay	(1/500)L
b) Cầu trục chạy điện	(1/600)L
2. Sàn có trần phẳng, cấu kiện của mái	
a) Khi L < 6m	(1/200)L
b) Khi 6 < L < 7,5	30mm
c) Khi L > 7,5	(1/250)L
3. Sàn với trần có sườn và cầu thang:	
a) Khi L < 5m	(1/200)L
b) Khi 5 ≤ L ≤ 10m	2,5cm
c) Khi L > 10m	(1/400)L

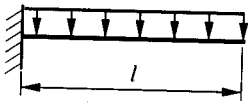
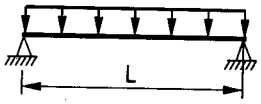
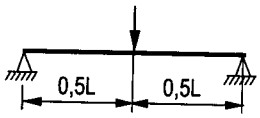
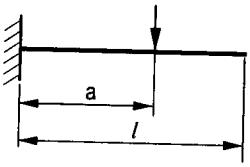
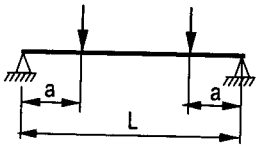
L là nhịp của dầm hoặc bản kê lên hai gối.

Đối với công xôn thì L = 2*l* với *l* là chiều dài của công xôn.

Chú thích:

1. Khi thiết kế kết cấu có độ vồng trước thì khi tính toán kiểm tra độ võng cho phép trừ đi độ vồng đó nếu không có những hạn chế gì đặc biệt.
2. Khi chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và ngắn hạn độ võng của dầm haycủa bản trong mọi trường hợp không được vượt quá (1/500)L hoặc 1/75 chiều dài của công xôn.
3. Khi độ võng giới hạn không bị giới hạn bởi yêu cầu vì công nghệ sản xuất và cấu tạo mà chỉ bởi yêu cầu về thẩm mỹ thì để tính toán độ võng chỉ lấy các tải trọng tác dụng dài hạn. Trong trường hợp này lấy hệ số độ tin cậy của tải trọng $\gamma_f = 1$ (hệ số vượt tải).

PHỤ LỤ 13.
HỆ SỐ β_m ĐỂ XÁC ĐỊNH ĐỘ VÕNG CẤU KIỆN CHỊU UỐN

Công xôn	β_m	Cấu kiện kê tự do	β_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l}\left(3-\frac{a}{l}\right)$		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6L^2}$

Chú thích: Khi cấu kiện được chất tải đồng thời theo một số sơ đồ trong bảng, có thể xác định β_m như sau:

$$\beta_m = \frac{\Sigma M_i \beta_{mi}}{\Sigma M_i}$$

M_i- mômen uốn lớn nhất ứng với sơ đồ chất tải thứ i.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tiêu chuẩn TCXDVN356-2005. *Kết cấu bêtông và bêtông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.*

2. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống. *Kết cấu bêtông cốt thép.* Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật, 2006.

3. Nguyễn Đình Cống. *Tính toán tiết diện cột bêtông cốt thép.* Nhà xuất bản Xây dựng, 2007.

4. Nguyễn Đình Cống. *Tính toán thực hành cấu kiện bêtông cốt thép.* Tập 1. Nhà xuất bản Xây dựng, 2007.

5. *Paxôbie pô prôektirôvanhie bêtonưx i jêlêzôbêtônnưx konstrukxi.* Mockva, 2002.

6. V.M. Bonđarenkô. *Jêlêzôbêtonnưie i kamen nưie konstrukxi.* Mockva, 2004.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương 1. Cấu kiện chịu nén	5
1.1. Đại cương về cấu kiện chịu nén	5
1.2. Tính toán cấu kiện nén đúng tâm	10
1.3. Đặc điểm tính toán cấu kiện nén lệch tâm	12
1.4. Tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm phẳng, cốt thép A_s, A'_s	15
1.5. Tiết diện chữ nhật nén lệch tâm phẳng, cốt thép đặt theo chu vi	50
1.6. Tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm xiên	60
1.7. Tiết diện tròn	70
Chương 2. Cấu kiện chịu kéo	84
2.1. Đại cương về cấu kiện chịu kéo	84
2.2. Tính toán cấu kiện kéo đúng tâm	86
2.3. Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé	86
2.4. Tính toán cấu kiện kéo lệch tâm lớn	89
Chương 3.Cấu k iện chịu xoắn	95
3.1. Đại cương về cấu kiện chịu xoắn	95
3.2. Sơ đồ tính toán, công thức cơ bản	97
3.3. Tính toán theo sơ đồ 1	99
3.4. Tính toán theo sơ đồ 2	104
3.5. Tính toán theo sơ đồ 3	108
Chương 4. Sự chịu lực cục bộ	110
3.1. Đại cương về sự chịu lực cục bộ	110
4.2. Nén cục bộ	110
4.3. Công xôn ngắn	118
4.4. Neo cốt thép	125
4.5. Cắt vát	129
4.6. Uốn trên tiết diện nghiêng	130
4.7. Gia cố góc lõm của dầm	138
4.8. Chi tiết đặt sẵn	140

Chương 5. Tính toán về khe nứt 146

5.1. Đại cương về khe nứt và việc tính toán 146

5.2. Đặc trưng hình học của tiết diện 148

5.3. Tính toán theo sự hình thành khe nứt thẳng góc 152

5.4. Hình thành khe nứt nghiêng 157

5.5. Bề rộng khe nứt thẳng góc 161

5.6. Bề rộng khe nứt nghiêng 168

Chương 6. Độ võng 171

6.1. Đại cương về tính toán độ võng 171

6.2. Độ cong và độ cứng chống uốn 171

6.3. Tính toán độ võng 183

6.4. Giới hạn độ võng 200

Phụ lục 202

Tài liệu tham khảo 232

TÍNH TOÁN THỰC HÀNH
CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP
THEO TIÊU CHUẨN TCXDVN 356-2005

Chịu trách nhiệm xuất bản:
BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: TẠ HẢI PHONG
Chế bản: ĐINH THỊ PHƯỢNG
Sửa bản in: TẠ HẢI PHONG
Trình bày bìa: VŨ BÌNH MINH

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm tại Xưởng in Nhà Xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 778-2008/CXB/20-61/XD ngày 8/8/2008. In xong nộp lưu chiểu tháng 11/2008.