

Chương 2

KẾT CẤU BÊ TÔNG, BÊ TÔNG CỐT THÉP

Biên soạn: GS. TS. Nguyễn Đình Cống

Hiệu đính: GS. TS. Nguyễn Xuân Bảo

2.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Nội dung thiết kế kết cấu bê tông, bê tông cốt thép gồm những công việc sau đây, ứng với các bước thiết kế.

Bước thiết kế sơ bộ (thiết kế cơ sở): Chọn phương án (đề xuất, phân tích, so sánh, lựa chọn), lập sơ đồ tổng thể của kết cấu, chọn sơ bộ các kích thước cơ bản, ước tính khối lượng vật liệu cần thiết.

Bước thiết kế kỹ thuật: Lập sơ đồ tính toán, xác định tải trọng và tác động, tính toán nội lực (hoặc ứng suất), kiểm tra khả năng chịu lực hoặc tính toán cốt thép cần thiết, kiểm tra các điều kiện về ổn định, biến dạng, nứt, thể hiện lên bản vẽ hình dáng, các mặt cắt chính của kết cấu.

Bước thiết kế bản vẽ thi công: Chọn và bố trí các loại cốt thép, thể hiện các chi tiết cấu tạo với hình dáng và kích thước cụ thể, thể hiện các chi tiết liên kết, lập bảng thống kê vật liệu, giải thích và ghi chú những vấn đề có liên quan đến việc dùng vật liệu và thi công.

Để thiết kế kỹ thuật thường chia kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công thành hai loại: Kết cấu hệ thanh, bản và kết cấu khối lớn.

Tính toán kết cấu hệ thanh, bản được đưa về việc xác định và kiểm tra nội lực trên các mặt cắt của kết cấu. Tùy loại nội lực mà kiểm tra với mặt cắt thẳng góc (uốn, nén, kéo), mặt cắt nghiêng (cắt) hoặc mặt vênh (xoắn).

Tính toán kết cấu khối lớn (đập trọng lực, đập vòm, tường chống...) hoặc các kết cấu có hình dạng đặc biệt (mà không thể biểu thị được bằng nội lực ở các mặt cắt) phải tiến hành theo phương pháp của cơ học môi trường liên tục (hoặc lý thuyết đàn hồi) mà chủ yếu là xác định và kiểm tra ứng suất chính. Việc này được trình bày trong các chuyên đề riêng ứng với từng loại kết cấu.

Nội dung chương này của sổ tay không bao gồm hết các vấn đề thiết kế như đã nêu trên đây mà chỉ giới hạn trong một số phần cơ bản về thiết kế kỹ thuật của kết cấu hệ thanh, bản, khi mà có thể xác định nội lực trên các mặt cắt của kết cấu.

Tính toán kết cấu như vừa nêu được tiến hành theo “Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công TCVN 4116-1985” và các tài liệu liên quan khác.

Theo TCVN 4116-85 cũng như theo “Các qui định chủ yếu về thiết kế công trình thủy lợi” TCXDVN 285-2002, kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công được tính toán theo phương pháp trạng thái giới hạn. Các vấn đề và yêu cầu tính toán ghi trong bảng 2-1.

Bảng 2-1. Các yêu cầu về tính toán theo trạng thái giới hạn

Thông số, chỉ tiêu	Trạng thái giới hạn thứ nhất	Trạng thái giới hạn thứ hai
Vấn đề cần xét	Khả năng chịu lực	Điều kiện làm việc bình thường
Tải trọng cần xét	Tất cả các tổ hợp tải trọng	Tổ hợp tải trọng cơ bản
Yêu cầu tính toán	Đối với kết cấu bê tông	Độ bền, độ ổn định về vị trí và hình dạng của kết cấu
	Đối với kết cấu bê tông cốt thép	Độ bền, độ ổn định về vị trí và hình dạng của kết cấu.
	Độ bền mỏi của kết cấu chịu tải trọng rung động lặp lại nhiều lần	Sự hình thành khe nứt
<p><i>Chú thích:</i></p> <p>(¹) Phải kiểm tra về biến dạng trong trường hợp khi độ chuyển vị có thể hạn chế khả năng làm việc bình thường của kết cấu hoặc của thiết bị đặt trên nó. Trị số giới hạn của biến dạng do thiết kế quy định xuất phát từ yêu cầu làm việc bình thường của thiết bị, máy móc. Có thể không cần kiểm tra theo biến dạng nếu trong khi vận hành, sử dụng các kết cấu tương tự đã khẳng định được là độ cứng của các cấu kiện đảm bảo cho công trình làm việc bình thường.</p> <p>(²) Phải kiểm tra về sự hình thành khe nứt trong trường hợp ở điều kiện sử dụng bình thường của công trình không cho phép hình thành khe nứt.</p>		

Trong các công trình thủy lợi còn có thể gặp các kết cấu bê tông cốt thép không thuộc phạm vi của TCVN 4116. Với các kết cấu này (nhà, cầu, đường hầm giao thông...) cần sử dụng các tiêu chuẩn tương ứng.

Việc thiết kế kết cấu bê tông, bê tông cốt thép thường được tiến hành theo trình tự sau đây:

1. Giới thiệu, mô tả kết cấu, sơ đồ kết cấu (mặt bằng, nhiệm vụ, đặc điểm...).
2. Chọn kích thước sơ bộ.
3. Xác định các loại tải trọng, các tác động lên kết cấu.
4. Xác định nội lực do các tải trọng gây ra, tổ hợp nội lực.
5. Tính toán hoặc kiểm tra kết cấu theo trạng thái giới hạn thứ nhất.
6. Tính toán hoặc kiểm tra kết cấu theo trạng thái giới hạn thứ hai.
7. Chọn, bố trí cốt thép, thể hiện bản vẽ thi công.

Ở bước 2 đã chọn sơ bộ kích thước của các mặt cắt, ở bước 5 và 6 sẽ qua tính toán hoặc kiểm tra mà đánh giá xem xét kích thước được chọn đã hợp lý hay chưa. Nếu kích thước đó là chưa hợp lý, bé quá hoặc lớn quá, thì tùy trường hợp mà xem xét việc thay đổi kích thước để tính toán lại.

2.2. SỐ LIỆU CƠ BẢN

2.2.1. Số liệu về tải trọng

2.2.1.1. Tải trọng tiêu chuẩn

Để xác định tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên kết cấu cần phải phân tích sự làm việc của nó và căn cứ vào các số liệu thiết kế.

Tải trọng tiêu chuẩn cần được xác định bằng tính toán theo các tiêu chuẩn hiện hành và trong những trường hợp đặc biệt, khi các tiêu chuẩn chưa có quy định cụ thể, cần dựa vào các kết quả nghiên cứu lý thuyết hoặc thực nghiệm.

Theo TCXDVN 285-2002 (các qui định chủ yếu về thiết kế công trình thủy lợi), khi thiết kế công trình thủy lợi cần tính đến các tải trọng tác động sau:

a. Các tải trọng thường xuyên và tạm thời (dài hạn và ngắn hạn)

- Trọng lượng của công trình và các thiết bị cố định đặt trên và trong công trình.
 - Áp lực nước tác động trực tiếp lên bề mặt công trình và nền, áp lực nước thấm ứng với mực nước lớn nhất khi xảy ra lũ thiết kế trong điều kiện thiết bị lọc và tiêu nước làm việc bình thường.
 - Trọng lượng đất và áp lực bên của nó, áp lực của nham thạch.
 - Áp lực đất phát sinh do biến dạng nền và kết cấu công trình, do tải trọng bên ngoài khác.
 - Áp lực bùn cát.
 - Tác dụng của co ngót và từ biến.
 - Tải trọng gây ra do áp lực dư của kẽ rỗng trong đất bão hoà nước khi chưa cố kết hoàn toàn ở mực nước dâng bình thường trong điều kiện thiết bị lọc và tiêu nước làm việc bình thường.
 - Tác động nhiệt lên công trình và nền trong thời kỳ thi công và khai thác của năm có biên độ dao động nhiệt độ bình quân tháng là trung bình.
 - Tải trọng do tàu, thuyền và vật trôi (neo buộc, va đập).
 - Tải trọng do các thiết bị nâng, bốc dỡ, vận chuyển và các máy móc, kết cấu khác.
 - Áp lực do sóng xác định theo tốc độ gió lớn nhất trung bình nhiều năm.
 - Tải trọng gió.
 - Áp lực nước và trong thời kỳ khai thác bình thường.
 - Tải trọng động sinh ra trong đường dẫn có áp và không áp khi dẫn ở mức nước dâng bình thường.
- b. Các tải trọng tạm thời đặc biệt*
- Tải trọng do động đất hoặc nổ.
 - Áp lực nước tương ứng với mực nước khi xảy ra lũ kiểm tra.

- Tải trọng gây ra do áp lực dư của kẽ rỗng trong đất bão hoà nước khi chưa cố kết hoàn toàn ứng với mực nước kiểm tra lớn nhất trong điều kiện thiết bị lọc và tiêu nước làm việc bình thường hoặc ở mực nước dâng bình thường nhưng thiết bị lọc và tiêu nước bị hỏng.

- Áp lực nước thấm gia tăng khi thiết bị chống thấm và tiêu nước không làm việc bình thường.

- Tác động do nhiệt trong thời kỳ thi công và khai thác của năm có biên độ dao động nhiệt độ bình quân tháng là lớn nhất.

- Áp lực sóng khi xảy ra tốc độ gió lớn nhất thiết kế.

- Áp lực nước và khí đột ngột cắt toàn bộ phụ tải.

- Tải trọng động sinh ra trong đường dẫn có áp và không áp, khi dẫn ở mực nước lớn nhất thiết kế.

- Áp lực phát sinh trong mái đất do mực nước sông, hồ bị hạ thấp đột ngột (rút nhanh).

2.2.1.2. Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán lấy bằng tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số lệch tải n cho trong bảng 2-2.

Bảng 2-2. Hệ số lệch tải n (theo TCVN 4116-85 và TCXDVN 285-2002)

Tên tải trọng và lực tác dụng	Hệ số lệch tải n
Trọng lượng bản thân của công trình	1,05 (0,95)
Trọng lượng bản thân của lớp áo đường hầm	1,20 (0,80)
Áp lực thẳng đứng do trọng lượng đất	1,1 (0,90)
Áp lực bên của đất	1,2
Áp lực bùn cát	1,2
Áp lực đá (nham thạch):	
- Trọng lượng của đá khi tạo vòm	1,5
- Áp lực ngang của đá	1,2 (0,8)
Áp lực thủy tĩnh và áp lực sóng, cũng như áp lực nước thấm theo đường viền dưới đất của công trình trong các khớp nối và trong các mặt cắt tính toán (áp lực đẩy ngược của nước).	1,0
Áp lực thủy tĩnh của nước ngấm lên lớp áo đường hầm	1,1 (0,90)
Các tải trọng do các máy làm việc dưới đất, máy bốc dỡ, vận chuyển cũng như tải trọng do người, hàng và thiết bị đặt trên công trình:	
- Khi trị số tải trọng dưới 2 kN/m ²	1,3

Tên tải trọng và lực tác dụng	Hệ số lệch tải n
- Khi trị số tải trọng trên 2 kN/m^2	1,2
Tải trọng gió	1,3
Tải trọng tàu	1,2
Tác dụng do nhiệt độ và độ ẩm	1,1
Tác dụng do động đất	1,0

Chú thích:

1. Hệ số lệch tải do các phương tiện chuyển động trên đường sắt và đường ô tô lấy theo tiêu chuẩn thiết kế cầu.
2. Các hệ số lệch tải ghi trong ngoặc đơn (...) ứng với các trường hợp khi dùng giá trị bé của tải trọng sẽ dẫn tới bất lợi cho sự làm việc của công trình.
3. Khi tính kết cấu theo độ bền mỏi và theo trạng thái giới hạn thứ hai phải lấy hệ số lệch tải bằng 1.

2.2.1.3. Tổ hợp tải trọng

Khi thiết kế kết cấu công trình thủy phải xét tổ hợp tải trọng cơ bản và tổ hợp tải trọng đặc biệt.

a. Tổ hợp tải trọng cơ bản bao gồm các tải trọng và tác động: thường xuyên, tạm thời dài hạn, tạm thời ngắn hạn mà đối tượng đang thiết kế có thể phải tiếp nhận cùng một lúc.

b. Tổ hợp tải trọng đặc biệt vẫn bao gồm các tải trọng và tác động đã xét trong tổ hợp tải trọng cơ bản nhưng một trong chúng được thay thế bằng tải trọng (hoặc tác động) tạm thời đặc biệt. Khi có luận chứng chắc chắn có thể lấy hai trong các tải trọng hoặc tác động tạm thời đặc biệt để kiểm tra.

Người thiết kế phải lựa chọn để đưa ra tổ hợp tải trọng cơ bản và tổ hợp tải trọng đặc biệt bất lợi nhất có thể xảy ra trong thời kỳ thi công và khai thác công trình.

2.2.2. Số liệu về bê tông

Cần căn cứ vào nhiệm vụ, đặc điểm của công trình để chọn mức thiết kế của bê tông.

Với mọi loại kết cấu cần quy định mức theo cường độ chịu nén. Theo tiêu chuẩn Nhà nước TCVN 6025-1995 (**Bê tông, phân mức theo cường độ chịu nén**) thì mức được lấy theo cường độ đặc trưng của mẫu khối vuông cạnh 15 cm tính theo đơn vị MPa. Cường độ đặc trưng này được tính toán với xác suất bảo đảm 95%. Theo tiêu chuẩn ngành 14TCN 63-2003 (**Bê tông thủy công, yêu cầu kỹ thuật**) bê tông thủy công có các mức M10; 12,5; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45.

Phụ lục 2-5 cho biết tương quan giữa mác theo qui định cũ của TCVN 4116-1985 và theo qui định của TCVN 6025-1995 được dùng trong chương này.

Với các kết cấu mà chất lượng được quyết định bởi sự làm việc của bê tông chịu kéo hoặc khi không cho phép hình thành khe nứt thì cần quy định mác theo cường độ chịu kéo K: K1; 1,5; 2; 2,5; 3; 3,5.

Với các kết cấu có yêu cầu chống thấm cần quy định thêm mác theo tính chống thấm.

Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của bê tông được cho trong bảng 2-3.

Bảng 2-3. Cường độ của bê tông

Mác thiết kế của bê tông nặng (theo TCVN 6025-1995)	Cường độ tiêu chuẩn (MPa)		Cường độ tính toán (MPa)	
	Nén dọc trục R_n^{tc}	Kéo dọc trục R_k^{tc}	Nén dọc trục R_n	Kéo dọc trục R_k
M 10	8,4	0,9	5,6	0,60
M 12,5	10,5	1,0	7,0	0,67
M 15	12,6	1,12	8,4	0,75
M 20	16,5	1,36	11,0	0,90
M 25	19,5	1,56	13,0	1,00
M 30	24,0	1,74	16,0	1,16
M 35	28,5	1,90	19,0	1,26
M 40	32,8	2,05	21,5	1,36
M 45	36,7	2,20	24,5	1,46
K 1	-	0,78	-	0,60
K 1,5	-	1,17	-	0,90
K 2	-	1,56	-	1,20
K 2,5	-	1,95	-	1,50
K 3	-	2,35	-	1,80
K 3,5	-	2,70	-	2,10

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất cần nhân cường độ tính toán của bê tông với hệ số điều kiện làm việc m_b cho ở bảng 2-4.

Bảng 2-4. Hệ số điều kiện làm việc m_b

Các yếu tố tạo nên sự cần thiết phải đưa hệ số điều kiện làm việc	Hệ số điều kiện làm việc của bê tông	
	Ký hiệu	Trị số
1. Tổ hợp đặc biệt đối với kết cấu bê tông	m_{b1}	1,10
2. Tải trọng lặp lại nhiều lần (kiểm tra về độ bền mỏi)	m_{b2}	Xem bảng 2.5
3. Kết cấu bê tông cốt thép kiểu bản với chiều dày: - Lớn hơn hoặc bằng 60cm - Nhỏ hơn 60 cm	m_{b3}	1,15
		1,0
		0,9
4. Kết cấu bê tông	m_{b4}	0,9
Chú thích: - Khi có một số yếu tố tác dụng đồng thời thì lấy tích của các hệ số điều kiện làm việc tương ứng để tính toán. - Khi không có các yếu tố tạo nên sự cần thiết như trên thì không cần đưa hệ số điều kiện làm việc m_b hoặc cũng như lấy $m_b = 1$.		

Bảng 2-5. Hệ số điều kiện làm việc m_{b2}

Trạng thái ẩm của bê tông	Hệ số m_{b2} khi tải trọng lặp lại nhiều lần, ứng với hệ số không đối xứng của chu kỳ ρ_b bằng							
	0 - 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
Ẩm tự nhiên	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
Bão hoà nước	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,85	0,95	1,0

Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông E_b được cho ở bảng 2-6.

Hệ số biến dạng ngang của bê tông $\mu = 0,15$.

Môđun trượt của bê tông G lấy bằng $0,4 E_b$

Bảng 2-6. Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông nặng

Điều kiện đồng cứng của bê tông	Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông nặng E_b (MPa) ứng với mác thiết kế								
	M10	M12,5	M15	M20	M25	M30	M35	M40	M45
Đồng cứng tự nhiên	19.800	22.000	23.600	27.200	30.000	32.300	34.200	35.800	37.200
Khi xử lý nhiệt trong điều kiện áp lực không khí	17.800	19.700	21.300	24.500	27.000	29.000	30.800	32.200	33.500

2.2.3. Số liệu về cốt thép

Cốt thép dùng cho kết cấu bê tông cốt thép thủy công phải phù hợp với tiêu chuẩn Nhà nước về thép cốt bê tông.

Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của các cốt thép theo TCVN được cho trong bảng 2-7.

Bảng 2-7. Cường độ của cốt thép

Loại (nhóm) cốt thép		Cường độ tiêu chuẩn R_a^{tc} (MPa)	Cường độ tính toán về kéo (MPa)	
			Tính toán cốt thép dọc R_a	Tính toán cốt thép ngang R_{ad}
Theo TCVN 1651-1985				
Cốt tròn nhóm	CI	240	200	160
Cốt có gờ	CII	300	260	208
Cốt có gờ	CIII	400	340	270
Cốt có gờ	CIV	600	480	360
Theo TCVN 6285-1997				
Loại	RB300	300	260	208
	RB400	400	340	270
	RB400W	400	340	270
	RB500	500	400	300
	RB500W	500	400	300
Chú thích: Cường độ tính toán về nén của cốt thép R_{an} lấy như sau: - Khi $R_a \leq 400$ MPa lấy $R_{an} = R_a$ - Khi $R_a > 400$ MPa lấy $R_{an} = 400$ MPa. Các loại thép RB400W, RB500W, CI, CII là thép dễ hàn, loại RB300, RB400, RB500 là thép khó hàn.				

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất cần nhân cường độ tính toán của cốt thép với hệ số m_a cho trong bảng 2-8.

Bảng 2-8. Hệ số điều kiện làm việc m_a

Các yếu tố tạo nên sự cần thiết phải đưa hệ số điều kiện làm việc của cốt thép vào công thức tính toán	Ký hiệu	Trị số
- Tải trọng lặp lại nhiều lần	m_{a1}	Xem công thức (*)
- Cấu kiện bê tông cốt thép có số thanh cốt thép chịu lực ở mặt cắt ngang <ul style="list-style-type: none"> • Ít hơn 10 • Từ 10 trở lên 	m_{a2}	1,1 1,15
- Kết cấu bê tông cốt thép kết hợp với kết cấu thép.	m_{a3}	0,8
Chú thích. Khi không có các yếu tố nêu trên thì không cần đưa hệ số m_a vào công thức, hoặc cũng như lấy $m_a = 1$.		

Hệ số điều kiện làm việc khi kiểm tra về mỗi m_{a1} được xác định theo công thức sau:

$$m_{a1} = \frac{1,8 k_o k_d k_h}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{k_o k_d k_h}{1,8} \right)} \quad (*)$$

trong đó: k_o - Hệ số nhóm cốt thép, bảng 2-9;

k_d - Hệ số đường kính cốt thép, bảng 2-10;

k_h - Hệ số kiểu mối hàn, bảng 2-11;

$\rho_a = \frac{\sigma_{a \min}}{\sigma_{a \max}}$ - hệ số không đối xứng của chu kỳ;

$\sigma_{a \min}, \sigma_{a \max}$ - ứng suất nhỏ nhất và lớn nhất trong cốt thép chịu kéo, tính tại cùng một điểm, khi tải trọng thay đổi (xem mục 2.6.2).

Khi theo công thức trên tính được $m_{a1} > 1$ thì không cần kiểm tra cốt thép về mỏi.

Bảng 2-9. Hệ số k_o

Nhóm (loại) cốt thép	CI	CII, RB300	CIII, RB400
k_o	0,44	0,32	0,28

Bảng 2-10. Hệ số k_d

Đường kính cốt thép (mm)	≤ 20	30	40	60
k_d	1,0	0,9	0,85	0,8
Với các đường kính trung gian lấy k_d theo nội suy.				

Bảng 2-11. Hệ số k_h

Loại liên kết hàn của cốt thép thanh	k_h
1. Hàn đối đầu tiếp xúc: - Có đánh sạch bằng cơ khí - Không đánh sạch bằng cơ khí	1,0 0,8
2. Hàn đối đầu bằng phương pháp hàn máng (hồ quang) khi máng thép có chiều dài ℓ : • $\ell \geq 5$ đường kính của thanh thép bé • $\ell = 1,5$ đến 3 đường kính thanh thép bé.	0,8 0,6
3. Hàn đối đầu với hai thanh kẹp đối xứng	0,55

Mô đun đàn hồi của cốt thép E_a lấy như sau:

- Với cốt thép CI, CII, RB300: $E = 210.000$ MPa.
- Với cốt thép CIII, CIV, RB400, RB500: $E_a = 200.000$ MPa.

Hệ số tính đổi từ cốt thép ra bê tông tương đương là $n_a = \frac{E_a}{\gamma E_b}$

trong đó γ là hệ số đàn hồi của bê tông. Giá trị của n_a cho ở bảng 2-12.

Bảng 2-12. Hệ số tính đổi n_a

Mức thiết kế của bê tông	$\leq M15$	M20	M25	M30	M35	M40	M45
n_a	25	23	20	18	15	12	10

2.2.4. Số liệu về kết cấu

Để tính toán kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công cần dùng hệ số bảo đảm k_n và hệ số tổ hợp tải trọng cho ở các bảng 2-13 và 2-14.

Bảng 2-13. Hệ số bảo đảm k_n

Cấp công trình	Cấp I	Cấp II	Cấp III và IV
k_n	1,25	1,20	1,15

Bảng 2-14. Hệ số tổ hợp tải trọng n_c

Các tổ hợp tải trọng	n_c
Tổ hợp tải trọng cơ bản	1,00
Tổ hợp tải trọng đặc biệt	0,90
Tổ hợp tải trọng thời kỳ thi công và sửa chữa	0,95

2.3. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN KẾT CẤU BÊ TÔNG

2.3.1. Nguyên tắc chung

Độ bền của kết cấu bê tông được tính toán, kiểm tra theo mặt cắt thẳng góc với trục.

Tùy thuộc vào điều kiện làm việc của các cấu kiện mà trong tính toán có xét đến hay bỏ qua sự làm việc của bê tông ở vùng chịu kéo.

- Các cấu kiện chịu kéo lệch tâm không cho phép hình thành khe nứt.
- Các cấu kiện chịu uốn đều phải xét đến sự làm việc của bê tông chịu kéo.
- Các cấu kiện chịu nén lệch tâm khi cho phép hình thành khe nứt, bỏ qua sự làm việc của bê tông chịu kéo.

2.3.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn

Cấu kiện bê tông chịu uốn được tính toán theo điều kiện:

$$k_n n_c M \leq m_h m_b R_k W_T \quad (2.1)$$

trong đó:

M - mô men uốn được xác định theo tải trọng tính toán;

k_n, n_c - hệ số cho ở bảng 2-13 và 2-14;

R_k - cường độ tính toán về kéo dọc trục của bê tông, bảng 2-3;

m_b - hệ số điều kiện làm việc của bê tông, bảng 2-4;

m_h - hệ số về chiều cao mặt cắt:

- Khi chiều cao mặt cắt $h \leq 100$ cm lấy $m_h = 1$;
- Khi $h > 100$ cm lấy $m_h = 0,9 + \frac{10}{h}$;

W_T - môđun chống uốn đối với mép chịu kéo của mặt cắt được xác định có xét đến tính chất dẻo của bê tông:

$$W_T = \beta W_k \quad (2.2)$$

W_k - môđun chống uốn đàn hồi đối với mép chịu kéo của mặt cắt;

β - hệ số ảnh hưởng biến dạng dẻo của bê tông;

Với mặt cắt chữ nhật bề rộng b , chiều cao h , $W_k = \frac{b h^2}{6}$ và $\beta = 1,75$, có

$$W_T = \frac{b h^2}{3,5}.$$

2.3.3. Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm

Cấu kiện vừa chịu lực nén N và mômen uốn M . Độ lệch tâm $e_0 = \frac{M}{N}$.

Tùy theo yêu cầu về hạn chế khe nứt mà chia ra hai trường hợp tính toán.

2.3.3.1. Trường hợp không cho phép hình thành khe nứt

Cần tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm theo trường hợp không cho phép hình thành khe nứt khi độ lệch tâm $e_0 > 0,9y$ (y là khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt đến mép chịu nén lớn nhất, với mặt cắt chữ nhật $y=0,5h$).

Lúc này tính toán và kiểm tra ứng suất kéo và ứng suất nén quy ước σ_k, σ_n theo hai điều kiện (2.3) và (2.4):

$$\sigma_k = k_n n_c \left(\frac{M}{W_k} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \beta m_h m_b R_k \quad (2.3)$$

$$\sigma_n = k_n n_c \left(\frac{M}{W_n} + \frac{N}{F} \right) \leq \varphi m_b R_n \quad (2.4)$$

trong đó:

$M, k_n, n_c, W_k, R_k, m_h, m_b, \beta$ như đã giải thích ở mục 2.3.2;

R_n - cường độ tính toán chịu nén dọc trục của bê tông, bảng 2-3;

N - lực nén do tải trọng tính toán;

F - diện tích mặt cắt;

W_n - môđun chống uốn đàn hồi đối với mép chịu nén của mặt cắt;

φ - hệ số ảnh hưởng của uốn dọc, lấy theo bảng 2-15.

Bảng 2-15. Hệ số uốn dọc φ của cấu kiện bê tông

l_0/c	< 4	4	6	8	10
l_0/r	< 14	14	21	28	35
φ	1,0	0,98	0,96	0,91	0,86

l_0 - chiều dài tính toán của cấu kiện (tham khảo công thức 4.29 – Kết cấu thép).
 c - cạnh ngắn của mặt cắt chữ nhật.
 r - bán kính quán tính nhỏ nhất của mặt cắt. Với mặt cắt tròn $r = 0,25$ đường kính của mặt cắt.

2.3.3.2. Trường hợp cho phép hình thành khe nứt

Sơ đồ tính toán được đưa về thành lực N đặt lệch tâm một đoạn:

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (\text{xem hình 2-1})$$

Khi thoả mãn điều kiện $e_0 \leq 0,9y$ được phép bỏ qua sự làm việc của bê tông vùng kéo.

Trong tính toán chỉ kể đến bê tông vùng nén và chia ra hai trường hợp sau đây:

Trường hợp 1: Cấu kiện không chịu tác dụng của nước xâm thực và không chịu áp lực nước. Lúc này tính toán với giả thiết ứng suất nén phân bố đều trên diện tích vùng nén F_b .

Tính toán theo điều kiện:

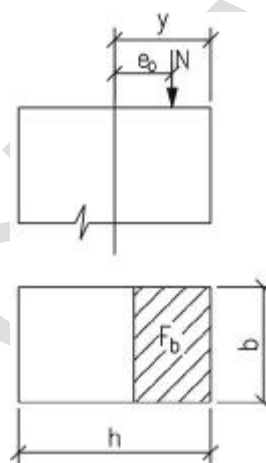
$$k_n n_c N \leq \varphi m_b R_n F_b \quad (2.5)$$

trong đó F_b được xác định từ điều kiện trọng tâm của nó trùng với điểm đặt của lực N , với tiết diện chữ nhật $F_b = b(h - 2e_0)$.

Các ký hiệu khác đã giải thích trong mục 2.3.3.1.

Trường hợp 2: Cấu kiện chịu tác dụng của nước xâm thực hoặc chịu áp lực nước được tính với giả thiết ứng suất phân bố theo quy luật tam giác trên diện tích vùng nén F_b . Điều kiện để xác định F_b là điểm đặt của hợp lực trong vùng nén phải trùng với điểm đặt của N . Ứng suất lớn nhất ở mép vùng nén là σ_{\max} phải thoả mãn điều kiện:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\varphi m_b R_n}{k_n n_c} \quad (2.6)$$

**Hình 2-1. Sơ đồ tính cấu kiện bê tông chịu nén lệch tâm**

Với mặt cắt chữ nhật, khi $e_o > h/6$, tính $F_b = 3b (0,5h - e_o)$ và tính σ_{\max} theo công thức:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{F_b} = \frac{2N}{3b(0,5h - e_o)} \quad (2.7)$$

Khi mà trên tiết diện không có vùng kéo, biểu đồ ứng suất một dấu (với mặt cắt chữ nhật $e_o \leq h/6$) cần tính toán kiểm tra theo điều kiện (2.4).

2.3.4. Thí dụ tính toán

Thí dụ 1: Bản bê tông thuộc công trình cấp IV dày 110 cm. Bê tông mác M15 (xem phụ lục 2-5). Mômen uốn theo tổ hợp tải trọng cơ bản, tính được trên dải bề rộng $b=1\text{m}$ là $M=185\text{kNm}$. Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực.

Số liệu: Với M15 có $R_k = 0,75 \text{ MPa} = 7,5 \text{ daN/cm}^2$.

Các hệ số: $k_n = 1,15$; $n_c = 1,0$; $m_b = 0,9$.

Mặt cắt chữ nhật $b = 1\text{m} = 100 \text{ cm}$; $h = 110 \text{ cm}$; $m_h = 0,9 + \frac{10}{110} = 0,99$

Tính toán: $W_k = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 110^2}{6} = 201600 \text{ cm}^3$; hệ số $\beta = 1,75$.

$W_T = \beta W_k = 1,75 \times 201600 = 352800 \text{ cm}^3$

Vế trái: $m_n m_b M = 1,15 \times 1 \times 185 = 212,8 \text{ kNm}$

Vế phải: $m_h m_b R_k W_T = 0,99 \times 1 \times 7,5 \times 352800 = 235,7 \times 10^4 \text{ daNcm}$.
 $= 235,7 \text{ kNm}$.

Thoả mãn điều kiện (2.1): $k_n n_c M \leq m_h m_b R_k W_T$.

Thí dụ 2: Tường bê tông thuộc công trình cấp III. Đã tính toán được nội lực trên mỗi dải tường rộng $b = 1 \text{ m}$ là: lực nén $N = 600\text{kN}$, mômen uốn $M = 252 \text{ kNm}$. Đó là các nội lực trong tổ hợp cơ bản. Bê dày tường $h = 90 \text{ cm}$; chiều dài tính toán $l_o = 3 \text{ m}$. Bê tông mác M20. Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực.

Số liệu: Với M20 có $R_k = 0,9 \text{ MPa} = 9 \text{ daN/cm}^2$; $R_n = 11,0 \text{ MPa} = 110 \text{ daN/cm}^2$.

Hệ số: $k_n = 1,15$; $n_c = 1,0$; $m_b = 0,9$.

Mặt cắt chữ nhật $b = 100 \text{ cm}$; $h = 90 \text{ cm}$; hệ số $m_h = 1$; $\beta = 1,75$.

Tính toán: Xét uốn dọc: $\frac{l_o}{c} = \frac{300}{90} = 3,33 < 4$ trong đó c là cạnh bé của tiết diện

($c = 90 \text{ cm}$), vậy từ bảng 2-15 có $\varphi = 1,0$.

Diện tích $F = bh = 100 \times 90 = 9000 \text{ cm}^2$

$W_n = W_k = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 90^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3$

$$\text{Độ lệch tâm} \quad e_o = \frac{M}{N} = \frac{252}{600} = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

$$y = 0,5h = 0,5 \times 90 = 45 \text{ cm}$$

$$0,9y = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$e_o = 42 \text{ cm} > 0,9y = 40,5 \text{ cm}$$

Tính toán theo trường hợp không cho phép hình thành khe nứt.

Kiểm tra ứng suất kéo theo điều kiện (2.3):

$$\text{Vế trái} \quad \sigma_k = k_n n_c \left(\frac{M}{W_k} - \frac{N}{F} \right)$$

$$\sigma_k = 1,15 \left(\frac{252 \times 1000}{135000} - \frac{600 \times 10}{9000} \right) = 13,8 \text{ daN/cm}^2 = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\text{Vế phải: } \varphi \beta m_h m_b R_k = 1 \times 1,75 \times 1 \times 0,9 \times 0,9 = 1,417 \text{ MPa.}$$

$$\text{Thỏa mãn điều kiện } \sigma_k = 1,38 \text{ MPa} < \varphi \beta m_h m_b R_k = 1,417 \text{ MPa.}$$

Kiểm tra ứng suất nén theo điều kiện (2.4):

$$\sigma_n = k_n n_c \left(\frac{M}{W_n} + \frac{N}{F} \right) = 1,15 \left(\frac{252 \times 1000}{135000} + \frac{600 \times 10}{9000} \right) = 29,2 \text{ daN/cm}^2 = 2,92 \text{ MPa}$$

$$\varphi m_b R_n = 1 \times 0,9 \times 11 = 9,9 \text{ MPa. Thỏa mãn } \sigma_n < 9,9 \text{ MPa.}$$

Thí dụ 3: Cột bê tông thuộc công trình cấp IV có chiều dài tính toán $l_o = 4 \text{ m}$, mặt cắt chữ nhật $b = 50 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; nội lực tính toán theo tổ hợp cơ bản gồm $N = 900 \text{ kN}$, $M = 180 \text{ kNm}$. Bê tông M15. Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện cho phép hình thành khe nứt (trường hợp 1).

Số liệu: M15 có $R_n = 8,4 \text{ MPa} = 84 \text{ daN/cm}^2$;

Hệ số: $k_n = 1,15$; $n_c = 1,0$; $m_b = 0,9$.

Tính toán: Xét uốn dọc với $c = 50 \text{ cm}$ là cạnh bé; $\frac{l_o}{c} = \frac{400}{50} = 8$

Bảng 2-15 cho $\varphi = 0,91$.

Kiểm tra theo điều kiện (2.5):

$$k_n n_c N = 1,15 \times 1 \times 900 = 1035 \text{ kN.}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{180}{900} = 0,2 \text{ m} = 20 \text{ cm} < 0,9y = 0,9 \times \frac{80}{2} = 36 \text{ cm.}$$

$$F_b = b (h - 2e_o) = 50 (80 - 2 \times 20) = 2000 \text{ cm}^2.$$

$$\varphi m_b R_n F_b = 0,91 \times 9 \times 84 \times 2000 = 137600 \text{ daN} = 1376 \text{ kN} > 1035 \text{ kN}$$

2.4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO ĐỘ BỀN

2.4.1. Nguyên tắc chung

Tính toán theo độ bền thuộc trạng thái giới hạn thứ nhất.

Việc tính toán được tiến hành theo các mặt cắt, chịu các nội lực M , N , Q . Với mô men uốn M và lực dọc N tính độ bền trên mặt cắt thẳng góc với trục cấu kiện, với lực cắt Q tính độ bền trên mặt cắt nghiêng.

Khi tính độ bền trên mặt cắt thẳng góc ở trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực, dùng các giả thiết sau:

- Bỏ qua sự làm việc của bê tông chịu kéo.
- Xem ứng suất ở vùng bê tông chịu nén phân bố đều (biểu đồ hình chữ nhật) và bằng $m_b R_n$.
- Ứng suất trong cốt thép chịu kéo σ_a không lớn hơn $m_a R_a$ và ứng suất trong cốt thép chịu nén σ'_a không lớn hơn $m_a R_{an}$.

Đối với cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm khi ngoại lực tác dụng trong mặt phẳng đối xứng của cấu kiện và cốt thép được đặt tập trung ở gần mép thẳng góc với mặt phẳng đó (mặt phẳng uốn) thì ứng suất trong cốt thép σ_a và σ'_a được lấy phụ thuộc vào chiều cao vùng nén x của bê tông.

- Khi thỏa mãn điều kiện $x \leq \xi_r h_0$ lấy $\sigma_a = m_a R_a$.
- Khi thỏa mãn điều kiện $x \geq 2a'$ lấy $\sigma'_a = m_a R_{an}$.

Trong đó h_0 và a' là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo (F_a) và cốt thép chịu nén (F'_a) đến mép chịu nén của mặt cắt, xem hình 2-2.

Giá trị ξ_r cho ở bảng 2-16.

Bảng 2-16. Giá trị ξ_r để tính cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm

Cường độ tính toán của cốt thép R_a (MPa)	Giá trị ξ_r ứng với mác bê tông Mác			
	10 ÷ 12,5	15 ÷ 25	30 ÷ 35	40 ÷ 45
200	0,65	0,62	0,60	0,56
260	0,60	0,56	0,52	0,50
340	0,56	0,54	0,50	0,48
400	0,52	0,50	0,46	0,44
500	0,50	0,48	0,44	0,42

2.4.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn

2.4.2.1. Điều kiện độ bền

Tính toán cấu kiện chịu uốn cần tuân theo điều kiện (2.8) về độ bền:

$$k_n n_c M \leq M_{gh} \quad (2.8)$$

k_n, n_c - hệ số bảo đảm và hệ số tổ hợp tải trọng cho ở bảng 2-13, 2-14;

M - mômen uốn tính toán;

M_{gh} - khả năng chịu lực của mặt cắt ở trạng thái giới hạn, được xác định theo các công thức (2.9) hoặc (2.17) tùy loại mặt cắt.

2.4.2.2. Tính toán mặt cắt chữ nhật

a. Công thức tổng quát

Xét mặt cắt chữ nhật có bề rộng b , chiều cao h . Trường hợp tổng quát, trong mặt cắt có cốt thép chịu kéo F_a và cả cốt thép chịu nén F_a' (hình 2-2).

Đặt:

a - khoảng cách từ trọng tâm F_a đến mép chịu kéo của mặt cắt;

a' - khoảng cách từ trọng tâm F_a' đến mép chịu nén;

h_o - chiều cao có ích của mặt cắt, $h_o = h - a$;

x - chiều cao vùng bê tông chịu nén;

F_a, F_a' - diện tích mặt cắt ngang của cốt thép chịu kéo và chịu nén.

Khả năng chịu lực M_{gh} được xác định bằng cách lấy mô men đối với trục đi qua trọng tâm F_a theo công thức:

$$M_{gh} = m_b R_n b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + m_a R_{an} F_a' (h_o - a') \quad (2.9)$$

Điều kiện cân bằng lực thể hiện ở công thức:

$$m_a R_a F_a = m_b R_n b x + m_a R_{an} F_a' \quad (2.10)$$

trong đó:

R_n - cường độ tính toán về nén của bê tông, xem bảng 2-3;

R_a, R_{an} - cường độ tính toán về kéo và nén của cốt thép, xem bảng 2-7;

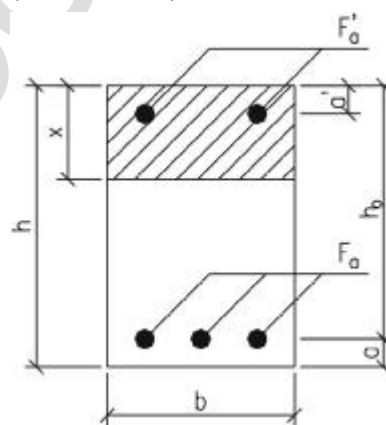
m_b, m_a - hệ số điều kiện làm việc của bê tông (xem bảng 2-4) và của cốt thép (xem bảng 2-8).

Điều kiện hạn chế khi sử dụng công thức (2.9) và (2.10) là: $x \leq \xi_r h_o$, giá trị ξ_r cho ở bảng 2-16.

Khi trong tính toán có kể đến cốt thép F_a' thì còn cần thêm điều kiện $x \geq 2a'$.

Để thuận tiện cho việc tính toán đem đặt một số ký hiệu như sau:

$$\xi = \frac{x}{h_o} \text{ - chiều cao tương đối vùng nén;}$$



Hình 2-2. Mặt cắt chữ nhật chịu uốn

$\gamma = 1 - 0,5\xi$ - hệ số cánh tay đòn nội lực;

$A = \xi \gamma = \xi (1 - 0,5 \xi)$ - hệ số vùng nén.

Như vậy, trong công thức (2.9) biểu thức $b x (h_0 - \frac{x}{2})$ được biến đổi thành $A b h_0^2$.

b. Tính toán cốt thép tr ờng hợp mặt cắt đặt cốt thép đơn

Mặt cắt đặt cốt thép đơn là mặt cắt chỉ có cốt thép chịu kéo F_a . Trong vùng chịu nén không đặt cốt thép hoặc tuy có đặt nhưng chỉ xem là cốt thép cấu tạo, không kể vào trong tính toán ($F_a' = 0$).

Bài toán tính cốt thép là khi biết M , kích thước mặt cắt b, h , cường độ vật liệu và các hệ số tính toán, cần xác định diện tích mặt cắt cốt thép F_a .

Cần giả thiết a để tính $h_0 = h - a$.

Tra các bảng để tìm $R_n, R_a, \xi_r, m_b, m_a$.

Kết hợp điều kiện (2.8) và công thức (2.9) với chú ý $F_a' = 0$ và $b x (h_0 - \frac{x}{2}) = A b h_0^2$, tính được:

$$A = \frac{k_n n_c M}{m_b R_n b h_0^2} \quad (2.11)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A}$$

Hoặc từ A tra ra ξ ở phụ lục 2-2.

Khi $\xi \leq \xi_r$ thì tính $\gamma = 1 - 0,5\xi$. Cũng có thể từ A tra ra γ ở phụ lục 2-2.

$$F_a = \frac{k_n n_c M}{m_a R_a \gamma h_0} \quad (2.12)$$

Sau khi chọn và bố trí cốt thép cần tính lại với a và h_0 thực tế. Nếu h_0 thực tế nhỏ hơn trị số h_0 đã dùng để tính toán thì cần tính lại.

Khi tính được $\xi > \xi_r$ chứng tỏ mặt cắt quá bé, lúc này hoặc tăng kích thước mặt cắt hoặc tăng mức bê tông rồi tính lại. Trường hợp không thể tăng kích thước hoặc mức như vừa nêu (hoặc có tăng nhưng cuối cùng vẫn xảy ra trường hợp $\xi > \xi_r$) thì cần đặt cốt thép chịu nén F_a' và tính toán theo trường hợp mặt cắt đặt cốt thép kép.

c. Tính toán mặt cắt đặt cốt thép kép

Khi cần phải đặt cốt thép chịu nén F_a' thì giả thiết a' và chọn một giá trị x trong khoảng $2a'$ đến $\xi_r h_0$. Từ điều kiện (2.8) và công thức (2.9) sẽ tính được F_a' theo công thức (2.13), sau đó thay giá trị F_a' và x vào công thức (2.10) sẽ tìm được công thức tính F_a theo công thức (2.14).

$$F_a' = \frac{k_n n_c M - m_b R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{m_a R_{an} (h_0 - a')} \quad (2.13)$$

$$F_a = \frac{m_b R_n b x + m_a R_{an} F_a'}{m_a R_a} \quad (2.14)$$

d. Kiểm tra khả năng chịu lực

Bài toán kiểm tra khả năng chịu lực là khi biết kích thước mặt cắt và cốt thép F_a , F_a' cần tìm giá trị M_{gh} để kiểm tra theo điều kiện (2.8).

Từ công thức (2.10) tính được chiều cao vùng nén và tạm đặt là x_1 :

$$x_1 = \frac{m_a R_a F_a - m_a R_{an} F_a'}{m_b R_n b} \quad (2.15)$$

Xét các trường hợp có thể xảy ra của x_1 .

Trường hợp 1: Khi $2a' \leq x_1 \leq \xi_r h_0$, lấy $x = x_1$ thay vào công thức (2.9) để tính M_{gh} .

Khi tính toán mặt cắt đặt cốt thép đơn thì trong công thức (2.15) cho $F_a' = 0$ và không cần điều kiện $x \geq 2a'$. Với $x_1 \leq \xi_r h_0$ lấy $x = x_1$, tính M_{gh} của mặt cắt đặt cốt thép đơn có thể dùng công thức (2.9) với $F_a' = 0$, cũng có thể dùng công thức:

$$M_{gh} = m_a R_a \frac{x}{2} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2.16)$$

Trường hợp 2: Khi tính được $x_1 > \xi_r h_0$ thì lấy $x = \xi_r h_0$ thay vào công thức (2.9) để tính mômen M_{gh} .

Trường hợp 3: Khi có kể đến F_a' mà tính được $x_1 < 2a'$ thì tạm thời bỏ qua F_a' , tính x_2 :

$$x_2 = \frac{m_a R_a F_a}{m_b R_n b}$$

Lấy x bằng trị số bé hơn trong hai giá trị x_2 và $2a'$: $x = \min(x_2; 2a')$.

Tính M_{gh} theo công thức (2.16).

Thí dụ 1: Dầm mặt cắt chữ nhật $b = 40$ cm; $h = 80$ cm thuộc công trình cấp II. Bê tông M30. Mômen uốn tính toán theo tổ hợp cơ bản là $M = 500$ kNm. Yêu cầu tính toán cốt thép bằng thép CIII.

Số liệu:

M30 có $R_n = 16$ MPa = 160 daN/cm².

Cốt thép CIII có $R_a = 340$ MPa = 3400 daN/cm².

Các hệ số: $k_n = 1,2$; $n_c = 1$.

Bảng 2-4 cho $m_b = 1,0$ (không có yếu tố cần thiết).

Bảng 2-8, dự kiến số thanh cốt thép ít hơn 10, $m_a = 1,1$.

Bảng 2-16 cho $\xi_r = 0,50$ (với M30 và $R_a = 340$ MPa).

Giả thiết $a = 7$ cm ; $h_0 = 80 - 7 = 73$ cm.

Chú ý M vừa là ký hiệu của mômen uốn, vừa là ký hiệu Mác bê tông.

Tính toán: Mặt cắt chữ nhật đặt cốt thép đơn

$$A = \frac{k_n n_c M}{m_b R_n b h_o^2} = \frac{1,2 \times 1 \times 500 \times 10^4}{1 \times 160 \times 40 \times 73^2} = 0,176$$

trong đó $M=500 \text{ kNm}=500 \times 10^4 \text{ daNcm}$.

$$\xi = 1 - \sqrt{1-2A} = 1 - \sqrt{1-2 \times 0,176} = 0,195 < \xi_r = 0,50$$

$$\gamma = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0,195}{2} = 0,902$$

$$F_a = \frac{k_n n_c M}{m_a R_a \gamma h_o} = \frac{1,2 \times 1 \times 500 \times 10000}{1,1 \times 3400 \times 0,902 \times 73} = 24,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tỷ lệ cốt thép } \mu = \frac{F_a}{b h_o} = \frac{24,4}{40 \times 73} = 0,0083 = 0,83\%$$

Với $F_a=24,4\text{cm}^2$ chọn $5\Phi 25=24,54 \text{ cm}^2$ (Phụ lục 2-4).

Đặt $5\Phi 25$ thành một hàng, chọn chiều dày lớp bảo vệ $v_1 = 4 \text{ cm}$; tính lại:

$$a = v_1 + \frac{\Phi}{2} = 4 + \frac{2,5}{2} = 5,13 \text{ cm}; \quad h_o = 80 - 5,13 = 74,8 \text{ cm lớn hơn trị số đã dùng}$$

để tính toán.

$$\text{Khoảng hở giữa các thanh thép } t_o: \quad t_o = \frac{40-2 \times 4-5 \times 2,5}{4} = 4,8 \text{ cm}$$

Thí dụ 2: Bản chịu uốn thuộc công trình cấp III. Mômen uốn tính toán trên mặt cắt của dải bản rộng $b = 1 \text{ m}$ là $M = 650 \text{ kNm}$, tính với tổ hợp cơ bản. Chiều dày bản 70 cm . Bê tông mác M20, cốt thép RB300. Yêu cầu tính toán, chọn cốt thép.

Số liệu: M20 có $R_n=11 \text{ MPa}=110 \text{ daN/cm}^2$;

RB300 có $R_a=260 \text{ MPa}=2600 \text{ daN/cm}^2$; các hệ số: $k_n = 1,15$; $n_c = 1$;

$m_b = 1,15$; $m_a = 1,15$; $\xi_r = 0,56$.

Giả thiết $a = 5 \text{ cm}$; $h_o = h - a = 7 - 5 = 65 \text{ cm}$; bề rộng $b = 100 \text{ cm}$.

$$\text{Tính toán: } A = \frac{k_n n_c M}{m_b R_n b h_o^2} = \frac{1,15 \times 1 \times 650 \times 10^4}{1,15 \times 110 \times 100 \times 65^2} = 0,140$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1-2A} = 1 - \sqrt{1-2 \times 0,14} = 0,152 < \xi_r = 0,56$$

$$\gamma = 1 - \frac{\xi}{2} = 1 - \frac{0,152}{2} = 0,924$$

$$F_a = \frac{k_n n_c M}{m_a R_a \gamma h_o} = \frac{1,15 \times 1 \times 650 \times 10^4}{1,15 \times 2600 \times 0,924 \times 65} = 41,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tỷ lệ cốt thép } \mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{41,6}{100 \times 65} = 0,0064 = 0,64\%$$

Chọn cốt thép $\Phi 20$ có diện tích mặt cắt mỗi thanh là $f_a = 3,14 \text{ cm}^2$, khoảng cách giữa trục các cốt thép là: $t = \frac{bf_a}{F_a} = \frac{100 \times 3,14}{41,6} = 7,5 \text{ cm}$

Chọn cốt thép $\Phi 20$, khoảng cách 75 mm

Cốt thép cấu tạo trong bản $\geq 0,15 F_a = 0,15 \times 41,6 = 6,24 \text{ cm}^2$.

Dùng $\Phi 14$ khoảng cách 200 mm.

Kiểm tra lại h_0 . Chọn chiều dày lớp bảo vệ $v_l = 4 \text{ cm}$; tính lại được $h_0 = 65 \text{ cm}$, bằng giá trị đã dùng để tính toán.

Khoảng hở giữa cốt thép $t_0 = 75 - 20 = 55 \text{ mm}$.

2.4.2.3. Cấu kiện có mặt cắt chữ T

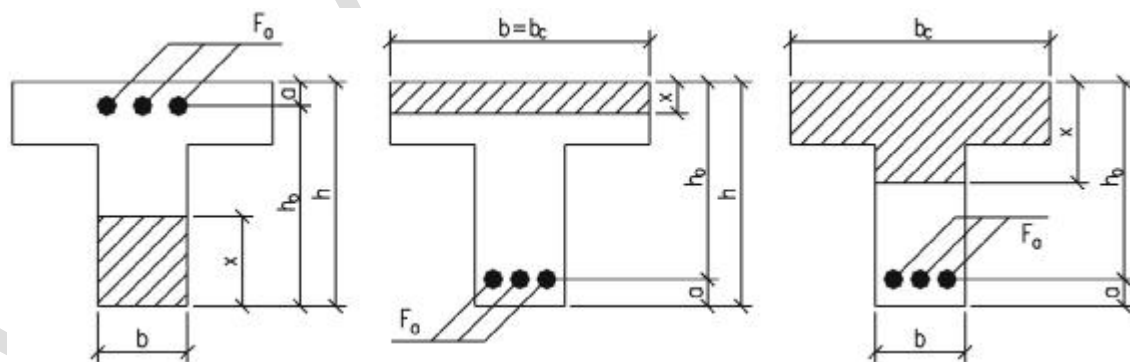
a. Các trường hợp tính toán

Mặt cắt chữ T gồm có phần cánh và phần sườn. Tùy theo tương quan giữa phần cánh và sự chịu lực của mặt cắt mà có ba trường hợp tính toán khác nhau (hình 2-3).

Trường hợp 1: Cánh nằm trong vùng chịu kéo, bỏ qua sự làm việc của bê tông trong cánh. Tính toán như đối với mặt cắt chữ nhật bề rộng b , chiều cao h (hình 2-3a).

Trường hợp 2: Cánh nằm trong vùng nén, trục trung hoà nằm trong cánh. Tính toán như đối với mặt cắt chữ nhật bề rộng b_c , chiều cao h (hình 2-3b).

Trường hợp 3: Cánh nằm trong vùng nén, trục trung hoà qua sườn (hình 2-3c).



Hình 2-3. Các trường hợp tính toán mặt cắt chữ T

b. Bề rộng của cánh chữ T

Bề rộng cánh của mặt cắt chữ T được đưa vào trong tính toán khi cánh nằm trong vùng chịu nén cần tuân theo các quy định sau:

Bề rộng mỗi bên sườn cánh, tính từ mép sườn đến mép tính toán của cánh là s_c không được lớn quá $1/6$ nhịp dầm và không lớn quá các trị số sau:

1. Với dầm gồm sườn đúc liền khối với bản, có các sườn ngang mà khoảng cách giữa chúng bé hơn khoảng cách giữa các sườn dọc (là sườn đang xét) thì $s_c \leq 0,5 B_0$ với B_0 là khoảng cách giữa hai mép sườn dọc (hình 2-4).

2. Với dầm như mục 1 nhưng khoảng cách giữa các sườn ngang lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc (hoặc không có sườn ngang) thì ngoài điều kiện $s_c \leq 0,5 B_0$ còn cần thêm:

- Khi $h_c \geq 0,1h$ thì $s_c \leq 9 h_c$.

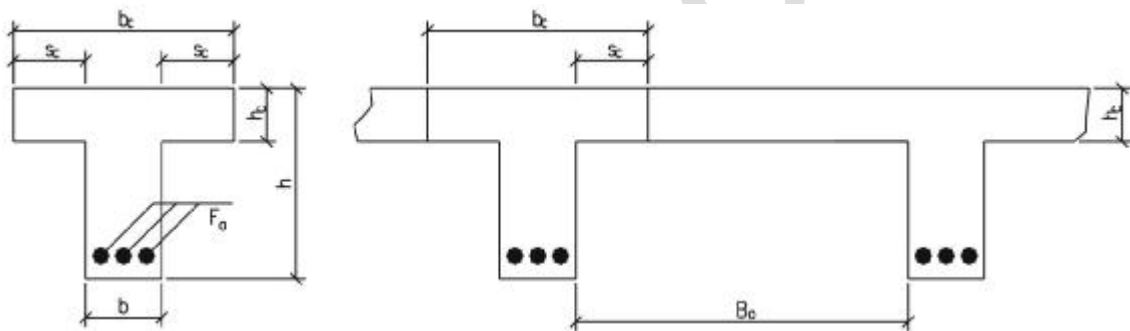
- Khi $h_c < 0,1h$ thì $s_c \leq 6 h_c$.

3. Với dầm chữ T độc lập, cánh có dạng bản công xôn thì:

- Khi $h_c \geq 0,1h$ lấy $s_c \leq 6 h_c$.

- Khi $0,05h \leq h_c < 0,1h$ lấy $s_c \leq 3 h_c$.

- Khi $h_c < 0,05h$ lấy $s_c = 0$



Hình 2-4. Cánh của mặt cắt chữ T

c. Công thức cơ bản

Mặt cắt chữ T đặt cốt thép đơn có cánh trong vùng nén, trục trung hoà qua sườn (trường hợp 3) được tính toán theo hai công thức (2.17) và (2.18):

$$M_{gh} = m_b R_n \left[b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b_c - b) h_c \left(h_0 - \frac{h_c}{2} \right) \right] \quad (2.17)$$

$$m_a R_a F_a = m_b R_n [b x + (b_c - b) h_c] \quad (2.18)$$

Điều kiện để tính toán theo hai công thức trên là:

$$x > h_c \text{ đồng thời } x \leq \xi_r h_0.$$

d. Tính toán mặt cắt chữ T đặt cốt thép đơn

Biết kích thước mặt cắt (b, h, b_c, h_c) và mô men uốn tính toán M . Để tính cốt thép cần dựa vào chiều tác dụng của M để biết cánh nằm trong vùng nén hay vùng kéo.

Giả thiết a để tính h_o . Tra bảng để có R_n, R_a , các hệ số k_n, n_c, m_b, m_a , hệ số ξ_r .

Khi cánh nằm trong vùng kéo, bỏ qua cánh, tính toán theo trường hợp 1.

Khi cánh nằm trong vùng nén cần phân biệt vị trí trục trung hoà bằng cách tính M_c theo công thức:

$$M_c = m_b R_n b_c h_c \left(h_o - \frac{h_c}{2} \right) \quad (2.19)$$

Nếu $k_n n_c M \leq M_c$ thì trục trung hoà nằm trong cánh, tính toán theo trường hợp 2, xác định A theo công thức (2.11) trong đó thay b bằng b_c , từ A tính toán hoặc tra bảng (Phụ lục 2-2) ra γ và tính F_a theo công thức (2.12).

Nếu $k_n n_c M > M_c$ thì trục trung hoà qua sườn. Việc tính toán dựa vào điều kiện (2.8) và các công thức (2.17), (2.18) rút ra:

$$A = \frac{k_n n_c M - m_b R_n (b_c - b) h_c \left(h_o - \frac{h_c}{2} \right)}{m_b R_n b h_o^2} \quad (2.20)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A} \quad (\text{hoặc từ A tra ra } \xi \text{ theo Phụ lục 2-2})$$

$$x = \xi h_o.$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế $x \leq \xi_r h_o$ (hoặc $\xi \leq \xi_r$).

Khi thoả mãn điều kiện $x \leq \xi_r h_o$ thì tính cốt thép F_a theo công thức:

$$F_a = \frac{m_b R_n [b x + (b_c - b) h_c]}{m_a R_a} \quad (2.21)$$

Nếu xảy ra trường hợp $x > \xi_r h_o$ (hoặc $\xi > \xi_r$) chứng tỏ mặt cắt quá bé. Lúc này cần tăng kích thước mặt cắt hoặc tăng mức bê tông rồi tính lại. Khi không tăng như vừa nêu thì phải tính toán cốt thép chịu nén và như vậy sẽ có mặt cắt đặt cốt thép kép.

e. Tính toán mặt cắt chữ T đặt cốt thép kép

Cánh chữ T trong vùng nén, khi tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đơn mà xảy ra $x > \xi_r h_o$ và không tăng kích thước mặt cắt hoặc mức bê tông để tính lại thì cần tính toán cốt thép chịu nén F_a' . Lúc này cần giả thiết a' là khoảng cách từ trọng tâm F_a' đến mép vùng nén. Chọn một giá trị x thoả mãn các điều kiện sau:

$$x \geq 2a'; \quad x > h_c \text{ đồng thời } x \leq \xi_r h_o$$

Thay giá trị x vào công thức (2.17) tính được M_{gh} (là khả năng chịu lực của mặt cắt đặt cốt thép đơn) tính F_a' theo công thức:

$$F_a' = \frac{k_n n_c M - M_{gh}}{m_a R_{an} (h_o - a')} \quad (2.22)$$

Theo công thức (2.22) phải tính được $F_a' > 0$.

2.4.3.2. Sự làm việc của cấu kiện chịu nén lệch tâm

Mỗi mặt cắt của cấu kiện chịu tác dụng của lực nén N và mô men uốn M .

$$\text{Độ lệch tâm ban đầu } e_0 = \frac{M}{N}.$$

Do ảnh hưởng của uốn dọc, độ lệch tâm từ e_0 tăng lên thành $e_0' = \eta e_0$ với $\eta \geq 1$ là hệ số kể đến uốn dọc.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} \quad (2.25)$$

N_{th} - lực dọc tới hạn, được tính theo công thức:

$$N_{th} = \frac{2,5E_b J_b}{l_0^2} \quad (2.26)$$

E_b - mô đun đàn hồi của bê tông, cho ở bảng 2-6;

J_b - mô men quán tính của mặt cắt bê tông lấy đối với trục trung tâm vuông góc với mặt phẳng uốn;

l_0 - chiều dài tính toán của cấu kiện (xem chú thích bảng 2-15);

Khi $\frac{l_0}{r} \leq 28$ với mặt cắt bất kỳ (r - bán kính quán tính) và $\frac{l_0}{h} \leq 8$ với mặt cắt chữ nhật (h - cạnh của mặt cắt theo phương mặt phẳng uốn) thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc (lấy $\eta=1$). Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm được chia thành hai trường hợp: nén lệch tâm lớn và nén lệch tâm bé phụ thuộc vào chiều cao vùng nén x .

- Nén lệch tâm lớn khi: $x \leq \xi_r h_0$.

- Nén lệch tâm bé khi: $x > \xi_r h_0$.

Cốt thép chịu lực trong cấu kiện chịu nén lệch tâm, trong trường hợp chung, gồm hai phần là F_a và F_a' . Cốt thép F_a' được đặt ở phía chịu nén nhiều hơn còn cốt thép F_a đặt ở phía đối diện với F_a' (F_a có thể chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn). Khi $F_a = F_a'$ là trường hợp đặt cốt thép đối xứng còn khi $F_a \neq F_a'$ là trường hợp đặt cốt thép không đối xứng.

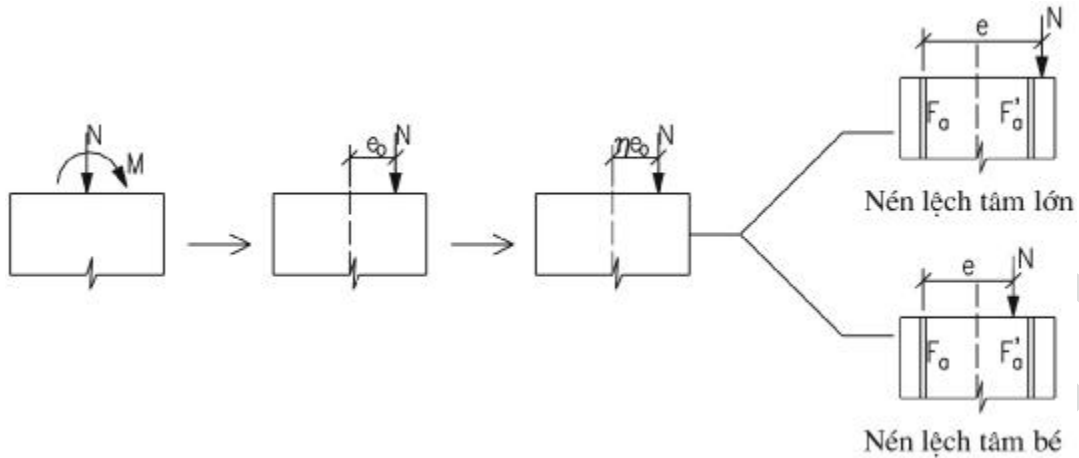
2.4.3.3. Công thức tính toán cơ bản của mặt cắt chữ nhật

Điều kiện về độ bền của mặt cắt chịu nén lệch tâm là:

$$k_n n_c N e \leq [N e]_{gh} \quad (2.27)$$

trong đó e là khoảng cách từ điểm đặt lực N lệch tâm đến trọng tâm cốt thép F_a :

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a \quad (2.28)$$



Hình 2-6. Sơ đồ về sự làm việc của cấu kiện nén lệch tâm

Khả năng chịu lực $[N e]_{gh}$ được tính theo công thức dưới đây với các ký hiệu được biểu thị trên hình trên hình 2-7.

$$[N e]_{gh} = m_b R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + m_a R_{an} F_a' Z_a \quad (2.29)$$

Giá trị x trong công thức (2.29) cần thoả mãn điều kiện $x \geq 2 a'$ và được xác định tùy theo các trường hợp tính toán như sau:

Trường hợp 1: Nén lệch tâm lớn, tính x từ phương trình cân bằng lực:

$$k_n n_c N = m_b R_n b x + m_a R_a F_a' - m_a R_a F_a \quad (2.30)$$

Giá trị x tính được theo phương trình (2.30) cần thoả mãn điều kiện $x \leq \xi_r h_0$.

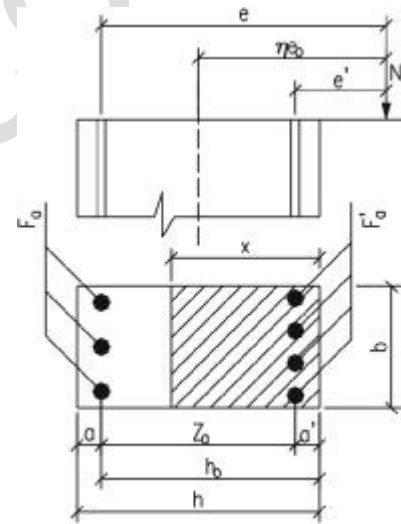
Trường hợp 2: Nén lệch tâm bé, $x > \xi_r h_0$, khi đã biết F_a và F_a' cần tìm x từ phương trình:

$$k_n n_c N = m_b R_n b x + m_a R_{an} F_a' - m_a \sigma_a F_a \quad (2.31)$$

$$\text{trong đó: } \sigma_a = \left(\frac{2 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_r} - 1 \right) R_a \quad (2.32)$$

Trường hợp 3: Nén lệch tâm bé, khi chưa biết F_a , F_a' , cần tính toán, có thể xác định x theo công thức:

$$x = \left[\xi_r + \frac{1 - \xi_r}{1 + 50 \left(\frac{e_0}{h} \right)^2} \right] h_0 \quad (2.33)$$



Hình 2-7. Sơ đồ tính toán mặt cắt chữ nhật chịu nén lệch tâm

2.4.3.4. Tính toán cốt thép đối xứng

Biết M , N , kích thước mặt cắt b , h , chiều dài tính toán l_0 , cần tính cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$. Để tính toán cốt thép trước hết cần tra bảng các số liệu R_n , E_b , R_a , R_{an} , n_c , k_n , m_b , m_a , ξ_r .

Tính $e_0 = \frac{M}{N}$, tính $J_b = \frac{bh^3}{12}$, tính N_{th} theo công thức (2.26) và hệ số η theo công

thức (2.25). Nếu $\frac{l_0}{h} \leq 8$ thì không cần tính J_b , N_{th} và lấy $\eta = 1$.

Giả thiết các giá trị a , a' , tính $h_0 = h - a$ và $Z_a = h_0 - a'$. Tính e theo công thức (2.28).

Khi dùng các loại cốt thép có $R_a \leq 400\text{MPa}$ thì $R_a = R_{an}$, từ điều kiện (2.30) có thể rút ra công thức tính chiều cao vùng nén, tạm gọi là x_0 :

$$x_0 = \frac{k_n n_c N}{m_b R_n b} \quad (2.34)$$

Xét các trường hợp có thể xảy ra như sau:

Trường hợp 1: Khi xảy ra $2a' \leq x_0 \leq \xi_r h_0$, lấy $x = x_0$ thay vào công thức (2.29) và dùng điều kiện (2.27) rút ra được công thức tính $F_a = F_a'$:

$$F_a = F_a' = \frac{k_n n_c N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{m_a R_{an} Z_a} \quad (2.35)$$

Trường hợp 2: Khi xảy ra $x_0 > \xi_r h_0$ cần tính x theo công thức (2.33). Cũng từ công thức (2.29) và điều kiện (2.27) rút ra được công thức tính F_a' :

$$F_a' = \frac{k_n n_c N e - m_b R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{m_a R_{an} Z_a} \quad (2.36)$$

Khi tính toán cốt thép đối xứng lấy F_a bằng F_a' .

Trường hợp 3: Khi xảy ra $x_0 < 2a'$, tính cốt thép chịu kéo F_a theo công thức:

$$F_a = \frac{N(e - Z_a)}{m_a R_a Z_a} \quad (2.37)$$

Khi tính cốt thép đối xứng lấy F_a' bằng F_a .

Ghi chú:

1. Trường hợp dùng cốt thép có $R_a > 400\text{MPa}$ không dùng được các công thức trên vì lúc đó $R_a \neq R_{an}$.
2. Theo các công thức (2.35), (2.36), (2.37) có thể tính được cốt thép dương hoặc âm. Khi tính được cốt thép âm chứng tỏ kích thước mặt cắt là khá lớn, lúc này nên rút bớt kích thước để tính lại, nếu không tính lại thì chọn đặt cốt thép theo cấu tạo.

2.4.3.5. Tính toán cốt thép không đối xứng

Biết M , N , kích thước mặt cắt, cần tính toán cốt thép không đối xứng $F_a \neq F_a'$.

Để tính toán cần tra các số liệu, giả thiết a , a' và tìm ra giá trị e như trong bài toán cốt thép đối xứng.

Tùy theo độ lệch tâm ηe_0 mà chia ra các trường hợp tính toán.

a. Trường hợp nén lệch tâm lớn

Khi xảy ra điều kiện $\eta e_0 \geq 0,3h_0$ thì tính toán cấu kiện đặt cốt thép không đối xứng theo trường hợp lệch tâm lớn. Lúc này chọn x một giá trị trong khoảng giữa $2a'$ và $\xi_r h_0$ (thông thường lấy $x = (0,3 \div 0,4)h_0$). Thay giá trị x đã chọn vào công thức (2.36) để tính cốt thép chịu nén F_a' . Tùy theo kết quả tính được của F_a' là dương hay âm mà xét hai trường hợp sau:

Trường hợp 1: Tính được $F_a' > 0$. Dem thay F_a' và x vào công thức (2.38) để tính ra cốt thép F_a :

$$F_a = \frac{m_b R_a b x + m_a R_{an} F_a' - k_n n_c N}{m_a R_a} \quad (2.38)$$

Trường hợp 2: Tính được $F_a' < 0$ chứng tỏ kích thước mặt cắt khá lớn, riêng bê tông đủ khả năng chịu nén. Lúc này có thể chọn lại x nhỏ hơn để tính lại. Giá trị nhỏ nhất của x là bằng $2a'$.

Nếu không chọn x giá trị khác để tính lại hoặc tính lại vẫn được $F_a' < 0$ thì chọn F_a' theo cấu tạo và xem là đã biết để tính toán F_a . Tính hệ số A theo công thức:

$$A = \frac{k_n n_c N e - m_a R_{an} F_a' Z_a}{m_b R_n b h_0^2} \quad (2.39)$$

Từ A có thể tra bảng Phụ lục 2-2 hoặc tính ra hệ số ξ và chiều cao vùng nén x :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A}; \quad x = \xi h_0$$

Khi có kể đến F_a' trong tính toán thì cần kiểm tra điều kiện $x \geq 2a'$, thay x và F_a' vào công thức (2.38) để tính F_a .

Cũng có thể xem F_a' hoàn toàn là cấu tạo, trong các công thức (2.39) và (2.38) cho $F_a' = 0$, lúc này không cần điều kiện $x \geq 2a'$.

Nếu có kể đến F_a' trong tính toán mà xảy ra trường hợp $x = \xi h_0 < 2a'$ (kể cả khi tính được $A < 0$) thì cần tính cốt thép chịu kéo F_a theo công thức (2.37) và chú ý rằng lúc này $F_a' \neq F_a$.

b. Trường hợp nén lệch tâm bé

Khi xảy ra điều kiện $\eta e_0 < 0,3h_0$ thì tính toán cấu kiện đặt cốt thép không đối xứng theo trường hợp nén lệch tâm bé. Lúc này xác định x theo công thức (2.33) và tính toán F_a' theo công thức (2.36).

Cốt thép F_a được chọn như sau:

$$F_a \geq \alpha F_a'$$

Giá trị α cho trong bảng 2-18 tùy thuộc vào tỷ số độ lệch tâm.

Bảng 2-18. Giá trị hệ số α

e_o/h_o	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
α	1,0	0,85	0,72	0,60	0,50	0,40	0,30

2.4.3.6. Kiểm tra khả năng chịu lực

Bài toán kiểm tra khả năng chịu lực khi biết kích thước mặt cắt và cấu tạo cốt thép, cần kiểm tra xem mặt cắt có đủ khả năng chịu cặp nội lực gồm M và N hay không.

Tiến hành kiểm tra theo điều kiện (2.27) trong đó tính riêng về trái và về phải rồi so sánh với nhau.

Để tính toán về trái $k_n n_c N$ cần lần lượt xác định e_o , N_{th} , η và e theo các công thức (2.25), (2.26) và (2.28).

Để tính toán về phải cần tra bảng hệ số ξ_r và xác định x . Tạm thời tính x_1 theo công thức (2.40) được rút ra từ phương trình (2.30):

$$x_1 = \frac{k_n n_c N + m_a R_a F_a - m_a R_{an} F_a'}{m_b R_n b} \quad (2.40)$$

Có các trường hợp sau:

Trường hợp 1: Khi xảy ra $2a' \leq x_1 \leq \xi_r h_o$ lấy $x=x_1$ thay vào công thức (2.29) để tính $[N e]_{gh}$.

Trường hợp 2: Khi xảy ra $x_1 > \xi_r h_o$ cần tính x từ phương trình (2.31). Cũng có thể tính gần đúng giá trị x theo công thức (2.33).

Thay x vừa tính được vào công thức (2.29) để tính $[N e]_{gh}$.

Trường hợp 3: Khi xảy ra $x_1 < 2a'$ (kể cả khi $x_1 < 0$) cần tính giá trị x_2 với $F_a' = 0$.

$$x_2 = \frac{k_n n_c N + m_a R_a F_a}{m_b R_n b} \quad (2.41)$$

Nếu x_2 vẫn nhỏ hơn $2a'$ thì lấy $x=x_2$ và $F_a' = 0$ thay vào công thức (2.29) để tính $[N e]_{gh}$.

Trường hợp 4: Khi $x_1 < 2a'$ và $x \geq 2a'$ thì không cần kiểm tra theo điều kiện (2.27) mà kiểm tra theo điều kiện (2.42) sau đây:

$$k_n n_c N(e - Z_a) \leq m_a R_a F_a Z_a \quad (2.42)$$

2.4.3.7. Tính toán mặt cắt tròn

Mặt cắt tròn đường kính D có cốt thép dọc với số lượng từ 6 thanh trở lên đặt đều theo chu vi trên một vòng tròn đường kính $D_a = D - 2a$. Diện tích mặt cắt của toàn bộ cốt thép dọc là F_{at} (hình 2-8).

Mặt cắt chịu mô men uốn M và lực dọc N , có độ lệch tâm $e_o = \frac{M}{N}$.

Hệ số uốn dọc η được tính theo công thức (2.25) với N_{th} tính theo công thức (2.26) trong đó $J_b = \frac{\pi D^4}{64}$. Khi $\frac{l_o}{D} \leq 8$ có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc và lấy $\eta = 1$.

Tính toán mặt cắt tròn chịu nén lệch tâm được tiến hành theo điều kiện:

$$k_n n_c N \eta e_o \leq [N e_o]_{gh} \quad (2.43)$$

trong đó $[N e_o]_{gh}$ là khả năng chịu lực của mặt cắt, được tính toán theo công thức:

$$[N e_o]_{gh} = 0,1 m_b \beta_o R_n F_b D \sin^3 \pi \varphi + 0,45 m_a R_a F_{at} D_a \left(\frac{\sin \pi \varphi}{\pi} + m_o \right) \quad (2.44)$$

$$F_b - \text{diện tích mặt cắt bê tông, } F_b = \frac{\pi D^2}{4};$$

β_o - hệ số, phụ thuộc vào mác bê tông, lấy theo bảng 2-19.

Bảng 2-19. Giá trị hệ số β_o

Mác bê tông M	≤ 15	20	25	30	≥ 35
β_o	1	0,95	0,90	0,85	0,80

Góc $\pi \varphi$ tính bằng radian và hệ số m_o được xác định phụ thuộc vào lực dọc phân giới N_o tính theo công thức:

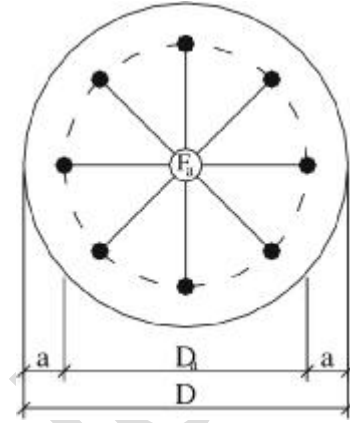
$$N_o = 0,77 m_b R_n F_b + 0,645 m_a R_a F_{at} \quad (2.45)$$

Trường hợp 1: Khi $N \leq N_o$ tính φ từ phương trình (2.46):

$$(m_b R_n F_b + 2,55 m_a R_a F_{at}) \varphi = N + m_a R_a F_{at} + 0,16 m_b R_n F_b \sin 2\pi \varphi \quad (2.46)$$

Lấy m_o bằng giá trị bé hơn trong hai giá trị m_1 và 1.

$$m_1 = 1,6(1 - 1,55\varphi)\varphi$$



Hình 2.8 - Mặt cắt tròn

Trường hợp 2: Khi $N > N_o$, lấy $m_o = 0$ và tính φ từ phương trình:

$$(m_b R_n F_b - m_a R_a F_{at}) \varphi = N + 0,16 m_b R F_b \sin 2\pi \varphi \quad (2.47)$$

Các phương trình (2.46), (2.47) là phương trình lượng giác, trong việc tính toán thực tế có thể giải gần đúng dần hoặc dùng đồ thị.

Thí dụ 1: Cột thuộc công trình cấp I, mặt cắt chữ nhật $b = 80$ cm; $h = 60$ cm, chiều dài tính toán $l_o = 5$ m. Bê tông mác M20, nội lực tính toán từ tổ hợp cơ bản gồm lực nén $N = 1800$ kN, mômen uốn $M = 558$ kNm.

Yêu cầu tính toán cốt thép đối xứng bằng thép nhóm CII.

Số liệu: M20 có $R_n = 11$ MPa = 110 daN/cm², $E_b = 27200$ MPa = 272000 daN/cm²;

CII có $R_a = R_{an} = 260$ MPa = 2600 daN/cm²;

Các hệ số: $m_b = 1$; $m_a = 1,1$; $k_n = 1,25$; $n_c = 1$; $\xi_r = 0,56$.

Giả thiết $a = a' = 5$ cm;

$$h_o = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ cm}; Z_a = h_o - a' = 55 - 5 = 50 \text{ cm}.$$

$$\xi_r h_o = 0,56 \times 55 = 30,8 \text{ cm}; 2a' = 10 \text{ cm}.$$

Tính toán: Xét uốn dọc: $\frac{l_o}{h} = \frac{500}{60} = 8,3 > 8 \rightarrow$ cần xét uốn dọc.

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{80 \times 60^3}{12} = 1440000 \text{ cm}^4$$

Đơn vị dùng để tính toán là cm và kN, vậy cần đổi đơn vị của $E_b = 27200$ MPa = 27200×10 daN/cm² = 2720 kN/cm².

$$N_{th} = \frac{2,5 E_b J_b}{l_o^2} = \frac{2,5 \times 2720 \times 1440000}{500^2} = 39168 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{1800}{39168}} = 1,05$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{558}{1800} = 0,31 \text{ m} = 31 \text{ cm}$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,05 \times 31 + \frac{60}{2} - 5 = 57,6 \text{ cm}$$

Tính giá trị x_o theo công thức (2.34) trong đó dùng hệ số chuyển đổi đơn vị của N là 10 để có được đơn vị của x_o là cm.

$$x_o = \frac{k_n n_c N}{m_b R_n b} = \frac{1,25 \times 1 \times 1800 \times 100}{110 \times 80} = 25,6 \text{ cm}.$$

$$x_o < \xi_r h_o = 30,8 \text{ cm đồng thời } x_o > 2a' = 10 \text{ cm}.$$

Tính toán cốt thép theo công thức (2-35) với $x=x_0 = 25,6$ cm. Hệ số chuyển đổi đơn vị của N là 10.

$$F_a = F'_a = \frac{k_n n_c N (c + \frac{x}{2} - h_0)}{m_a R_{an} Z_a} = \frac{1,25 \times 1800 \times 100 (57,6 + \frac{25,6}{2} - 55)}{1,1 \times 2600 \times 50} = 24,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tổng cốt thép } F_{at} = F_a + F'_a = 24,23 + 24,23 = 48,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tỉ lệ cốt thép } \mu_t = \frac{F_{at}}{bh_0} = \frac{48,46}{80 \times 55} = 0,011 = 1,1\%$$

Thí dụ 2: Cột mặt cắt tròn thuộc công trình cấp II, đường kính $D = 60$ cm, chiều dài tính toán $l_0 = 3,8$ m. Bê tông mác M25. Cốt thép đặt đều theo chu vi gồm 12Φ16 bằng thép RB400. Chiều dày lớp bảo vệ $v_1 = 4$ cm.

Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực của cột dưới tác dụng của cặp nội lực từ tổ hợp đặc biệt gồm lực nén $N = 2800$ kN và mô men uốn $M = 224$ kNm.

Số liệu: $R_n = 13 \text{ MPa} = 130 \text{ daN/cm}^2$; $E_b = 30000 \text{ MPa} = 300000 \text{ daN/cm}^2$;

$m_b = 1$; $R_a = R_{an} = 340 \text{ MPa} = 3400 \text{ daN/cm}^2$; $m_a = 1,15$; $k_n = 1,20$; $n_c = 0,9$

$$a = v_1 + \frac{\Phi}{2} = 4 + \frac{1,6}{2} = 4,8 \text{ cm}$$

$$D_a = D - 2a = 60 - 2 \times 4,8 = 50,4 \text{ cm}$$

Tính toán: Xét uốn dọc: $\frac{l_0}{D} = \frac{380}{60} = 6,3 < 8$, vậy có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy $\eta = 1$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{224}{2800} = 0,08 \text{ m}$$

Tính toán kiểm tra theo điều kiện (2.43):

$$\text{Vế trái: } k_n n_c N \eta e_0 = 1,2 \times 0,9 \times 2800 \times 0,08 = 242 \text{ kNm}$$

$$\text{Tính toán vế phải: } F_b = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \times 60^2}{4} = 2826 \text{ cm}^2$$

$$\Phi 16 \text{ có } f_a = 2 \text{ cm}^2; F_{at} = 12\Phi 16 = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}^2$$

Lực dọc phân giới N_0 (tính theo công thức 2.45):

$$N_0 = 0,77 m_b R_n F_b + 0,645 m_a R_a F_{at} = 0,77 \times 130 \times 2826 + 0,64 \times 1,15 \times 3400 \times 24 = 343400 \text{ daN} = 3434 \text{ kN}$$

$$N_0 = 3434 \text{ kN} > N = 2800 \text{ kN. Tính } \varphi \text{ từ phương trình (2.46)}$$

$$(m_b R_n F_b + 2,55 m_a R_a F_{at}) \varphi = N + m_a R_a F_{at} + 0,16 m_b R_n F_b \sin 2\pi \varphi.$$

$$\text{Rút gọn thành: } 6067 \varphi = 3738 + 579 \sin 2\pi \varphi$$

Giải (gần đúng) phương trình lượng giác tìm được $\varphi = 0,573$

$$\sin \pi \varphi = \sin 0,573 \pi = 0,945$$

$$\sin^3 \pi \varphi = 0,945^3 = 0,844$$

Với $N < N_o$ lấy $m_o = \min(m_1 \text{ và } 1)$

$$m_1 = 1,6 (1 - 1,55 \varphi) \varphi = 1,6 (1 - 1,55 \times 0,573) 0,573 = 0,1025$$

$$m_o = 0,1025$$

Bê tông M25, lấy $\beta_o = 0,9$

Tính toán $[Ne_o]_{gh}$ theo công thức (2.44):

$$\begin{aligned} [Ne_o]_{gh} &= 0,1 m_b \beta_o R_n F_b D \sin^3 \pi \varphi + 0,45 m_a R_a F_a D_a \left(\frac{\sin \pi \varphi}{\pi} + m_o \right) \\ &= 0,1 \times 0,9 \times 130 \times 2826 \times 60 \times 0,844 + 0,45 \times 1,15 \times 3400 \times 504 \left(\frac{0,945}{3,14} + 0,1025 \right) \\ &= 253,3 \times 10^4 \text{ daNcm} = 253,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Thoả mãn điều kiện (2.43):

$$k_n n_c N \eta e_o = 1,2 \times 0,9 \times 2800 \times 1 \times 0,08 = 242 \text{ kNm} < [Ne_o]_{gh} = 253,3 \text{ kNm}$$

2.4.4. Tính toán cấu kiện chịu kéo

2.4.4.1. Cấu kiện chịu kéo đúng tâm

Cấu kiện chịu kéo đúng tâm được tính toán theo điều kiện (2.48):

$$k_n n_c N \leq m_a R_a F_{at} \quad (2.48)$$

trong đó:

N - lực kéo tính toán;

F_{at} - diện tích mặt cắt toàn bộ cốt thép dọc được đặt đều theo chu vi.

Trường hợp cấu kiện chịu kéo là ống dẫn nước tròn, có áp lực, được cấu tạo bằng bê tông cốt thép kết hợp với vỏ mỏng bằng thép thì tính toán theo điều kiện (2.49):

$$k_n n_c N \leq m_a (R_a F_{at} + R F_l) \quad (2.49)$$

trong đó:

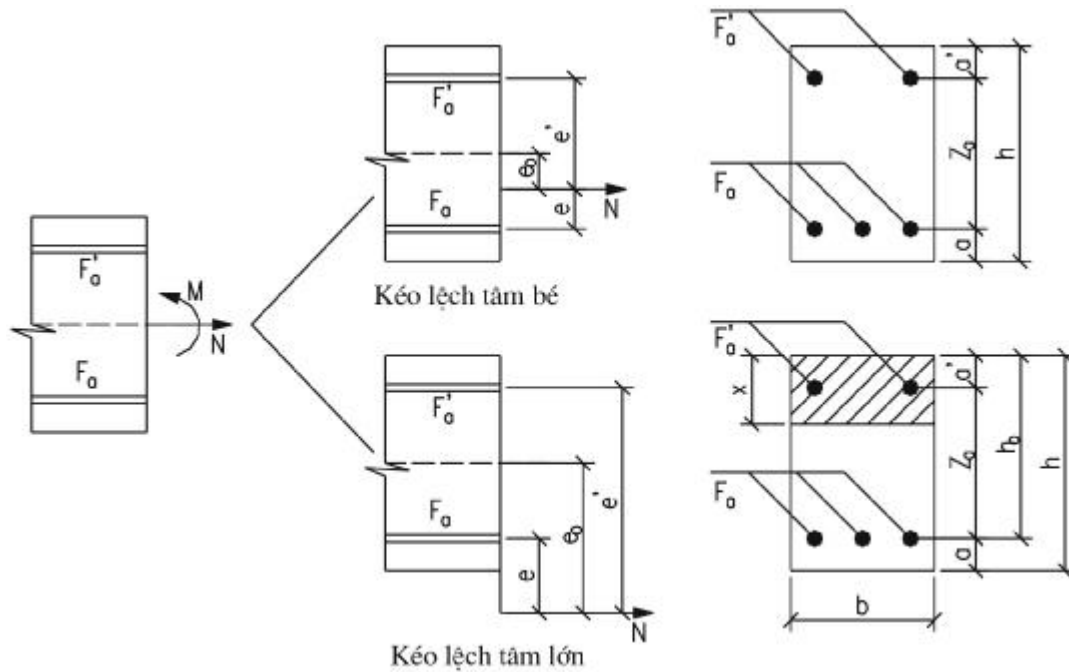
N - lực kéo trong thành ống do áp lực thủy tĩnh, có kể đến thành phần thủy động;

R, F_l - cường độ chịu kéo tính toán và diện tích mặt cắt của vỏ thép, lấy theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép.

2.4.4.2. Các trường hợp kéo lệch tâm

Cấu kiện chịu đồng thời lực kéo N và mô men uốn M được đưa về thành lực kéo đặt lệch tâm một đoạn $e_o = M/N$.

Để chịu kéo lệch tâm thường đặt cốt thép dọc tập trung trên hai cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn, đó là cốt thép F_a, F_a' . Cốt thép F_a được đặt ở phía chịu kéo nhiều hơn còn F_a' đặt ở phía đối diện (hình 2-9).



Hình 2-9. Sơ đồ tính toán mặt cắt chịu kéo lệch tâm

Tùy theo tương quan giữa điểm đặt của lực dọc có độ lệch tâm e_0 với vị trí của cốt thép F_a, F_a' mà chia ra hai trường hợp tính toán: kéo lệch tâm bé và kéo lệch tâm lớn.

- Kéo lệch tâm bé khi lực lệch tâm N đặt ở khoảng giữa F_a và F_a'
- Kéo lệch tâm lớn khi lực lệch tâm N đặt ra bên ngoài.

2.4.4.3. Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé

Với mặt cắt chữ nhật, điều kiện xảy ra kéo lệch tâm bé là khi $e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - a$

Lúc này cả cốt thép F_a và F_a' đều chịu kéo. Tính toán theo hai điều kiện (2.50) và (2.51):

$$k_n n_c N e' \leq m_a R_a F_a Z_a \quad (2.50)$$

$$k_n n_c N e \leq m_a R_a F_a' Z_a \quad (2.51)$$

trong đó e, e' là khoảng cách từ lực dọc đặt lệch tâm đến trọng tâm cốt thép F_a và F_a' :

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a'$$

$Z_a = h - a - a'$ là khoảng cách giữa hai trọng tâm cốt thép F_a và F_a' .

Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé khi mà M có thay đổi giá trị nhưng không đổi dấu thì để tính F_a phải dùng giá trị lớn nhất của M còn để tính F_a' lại phải dùng giá trị bé nhất của M .

Khi M đổi dấu phải tính toán cốt thép với cả hai dấu của M và chú ý khi đổi dấu của M thì vai trò của cốt thép cũng thay đổi theo.

Khi bố trí cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$ thì chỉ cần kiểm tra theo điều kiện (2.50) hoặc tính toán cốt thép theo công thức (2.57).

2.4.4.4. Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn mặt cắt chữ nhật

Điều kiện xảy ra trường hợp chịu kéo lệch tâm lớn là:

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - a$$

Lúc này phía F_a chịu kéo, phía đối diện chịu nén, chiều cao vùng nén là x .

a. Công thức cơ bản

Chiều cao vùng nén x được xác định từ phương trình cân bằng lực (2.52):

$$k_n n_c N = m_a R_a F_a - m_b R_n b x - m_a R_{an} F_a' \quad (2.52)$$

Trường hợp 1: Khi xảy ra trường hợp $2a' \leq x \leq \xi_r h_0$ thì tính toán, kiểm tra theo điều kiện (2.53):

$$k_n n_c N e \leq [N e]_{gh} = m_b R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + m_a R_{an} F_a' Z_a \quad (2.53)$$

Trường hợp 2: Khi xảy ra trường hợp $x > \xi_r h_0$ thì tính toán, kiểm tra theo điều kiện (2.53) nhưng trong đó lấy $x = \xi_r h_0$.

Trường hợp 3: Khi xảy ra $x < 2a'$ thì tính toán, kiểm tra theo điều kiện (2.54).

$$k_n n_c N e' \leq m_a R_a F_a Z_a \quad (2.54)$$

trong đó e, e' là khoảng cách từ lực dọc đặt lệch tâm đến trọng tâm cốt thép F_a và F_a' .

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a'$$

b. Tính toán cốt thép

Khi biết kích thước mặt cắt và M, N cần tính toán cốt thép F_a, F_a' .

Trước hết cần tra bảng tìm các hệ số k_n, n_c, m_b, m_a , các số liệu R_n, R_a, R_{an}, ξ_r . Giả thiết a, a' , tính h_0 và Z_a . Tính các độ lệch tâm e_0, e, e' .

Có các trường hợp sau:

Trường hợp 1: Tính toán cốt thép không đối xứng.

Cho x một giá trị tùy ý trong khoảng giữa a' và $\xi_r h_0$. Thay giá trị x đã có vào điều kiện (2.53) rút ra được công thức tính F_a' :

$$F_a' = \frac{k_n n_c N e - m_b R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{m_a R_a Z_a} \quad (2.55)$$

Khi tính toán được $F_a' > 0$, đem F_a' và x đã biết thay vào phương trình (2.52) rút ra được công thức tính F_a :

$$F_a = \frac{k_n n_c N + m_b R_n b x + m_a R_{an} F_a'}{m_a R_a} \quad (2.56)$$

Trường hợp 2: Khi mà theo công thức (2.55) tính được $F_a' < 0$ thì chọn cốt thép theo cấu tạo và có thể bỏ qua cốt thép chịu nén, tính hệ số A :

$$A = \frac{k_n n_c N e}{m_b R_n b h_0^2}$$

Từ A tra bảng hoặc tính toán hệ số $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A}$.

Thay giá trị $x = \xi h_0$ và $F_a' = 0$ vào công thức (2.56) để tính F_a .

Trường hợp 3: Đặt cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$

Nói chung, với cấu kiện chịu kéo lệch tâm, khi mô men uốn M không đổi dấu thì việc đặt cốt thép đối xứng là không kinh tế. Tuy vậy khi cấu kiện chịu mô men uốn đổi dấu thì việc đặt cốt thép đối xứng cũng là hợp lý. Lúc này tính toán cốt thép theo công thức:

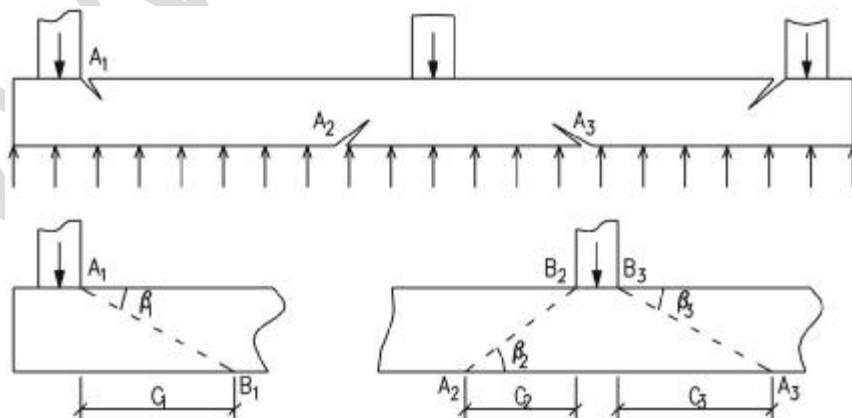
$$F_a = F_a' = \frac{k_n n_c N e'}{m_a R_a Z_a} \quad (2.57)$$

2.4.5. Tính toán cấu kiện chịu lực cắt

2.4.5.1. Điều kiện tính toán

Lực cắt lớn làm phát sinh vết nứt nghiêng. Tính toán theo lực cắt là tính toán độ bền trên mặt cắt nghiêng.

Mặt cắt nghiêng có điểm khởi đầu trong vùng kéo (điểm A_1, A_2, A_3 trên hình 2-10), điểm cuối trong vùng nén (điểm B_1, B_2, B_3). Chiều dài của hình chiếu mặt cắt nghiêng lên trục cấu kiện là C , góc giữa mặt cắt nghiêng và trục cấu kiện là β (hình 2-10).



Hình 2-10. Sơ đồ tính toán theo lực cắt

a. Vết nứt nghiêng; b. Mặt cắt nghiêng.

Để chịu lực cắt có sự tham gia của bê tông và các cốt thép ngang.

Khi thỏa mãn điều kiện dưới đây thì riêng bê tông đủ khả năng chịu lực cắt, không cần tính toán cốt thép ngang:

$$k_n n_c Q \leq m_{b3} Q_b \quad (2.58)$$

Với bản chịu uốn, đặt trên nền đàn hồi, làm việc không gian thì không cần tính cốt thép ngang khi thỏa mãn điều kiện:

$$k_n n_c Q \leq m_{b4} R_k b h_0 \quad (2.59)$$

trong đó:

Q - lực cắt lớn nhất trong đoạn cấu kiện đang xét;

R_k - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông (xem bảng 2-3);

Q_b - khả năng chống cắt của bê tông vùng nén;

b, h, h_0 - kích thước mặt cắt như với cấu kiện chịu uốn, nén.

Với cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm lớn xác định Q_b theo công thức:

$$Q_b = k R_k b h_0 \operatorname{tg} \beta \quad (2.60)$$

$$k = \frac{0,5 + 2\xi}{s}$$

Lấy $s = 1$ khi $h \leq 60$ cm, $s = 1,2$ khi $h > 60$ cm.

ξ - hệ số chiều cao vùng nén:

$$\xi = \frac{R_a F_a \pm N}{R_n b h_0}$$

Lấy $+N$ với cấu kiện chịu nén lệch tâm; $-N$ với cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn; $N = 0$ với cấu kiện chịu uốn.

Góc β giữa mặt cắt nghiêng và trục dọc cấu kiện được xác định như sau:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2Qh_0}{Qh_0 + M}$$

Đồng thời chỉ lấy giá trị $\operatorname{tg} \beta$ trong giới hạn sau: $0,5 \leq \operatorname{tg} \beta \leq 1,5$.

Trong công thức tính $\operatorname{tg} \beta$ thì Q và M là lực cắt và mômen uốn tại mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cuối của mặt cắt nghiêng.

Với cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé $Q_b = 0$

Khi điều kiện (2.58) hoặc (2.59) không được thỏa mãn thì phải tính toán cốt thép ngang tham gia chịu lực cắt. Lúc này cần kiểm tra điều kiện (2.61) về khả năng chịu ứng suất nén chính dọc theo mặt cắt nghiêng và tính toán hoặc kiểm tra theo điều kiện (2.62) về khả năng chịu lực của mặt cắt nghiêng.

Điều kiện về ứng suất nén chính:

$$k_n n_c Q \leq 0,25 m_{b3} R_n b h_0 \quad (2.61)$$

Điều kiện về khả năng chịu lực

$$k_n n_c Q_A \leq Q_{gh} = m_b Q_b + \sum m_a R_{ad} F_d + \sum m_a R_{ad} F_x \sin \alpha \quad (2.62)$$

trong đó:

F_d - diện tích mặt cắt một lớp cốt đai;

F_x - diện tích mặt cắt một lớp cốt xiên;

α - góc nghiêng của cốt xiên với trục dọc cấu kiện;

R_{ad} - cường độ tính toán của cốt thép khi tính toán cốt thép ngang, cho ở bảng 2.7;

Σ - lấy tổng các cốt thép đai và xiên có trong mặt cắt nghiêng;

Q_A - lực cắt tác dụng trên mặt cắt nghiêng, là hợp lực của tất cả các lực do tải trọng ngoài gây ra đặt ở một phía của mặt cắt nghiêng,

$$Q_A = Q + W \cos \beta - Q_0 \quad (2.63)$$

Q - lực cắt ở gối tựa;

W - trị số của áp lực ngược tác dụng ở mặt cắt nghiêng;

Q_0 lấy như sau:

- Khi tải trọng ngoài tác dụng vào cấu kiện từ mặt chịu kéo (mặt cắt $A_2 B_2, A_3 B_3$ hình 2.10), thì Q_0 là hợp lực của tải trọng ngoài tác dụng lên bộ phận cấu kiện trong phạm vi chiều dài hình chiếu C .
- Khi tải trọng ngoài tác dụng vào cấu kiện từ mặt chịu nén thì lấy $Q_0 = 0$.

Việc xác định Q_A theo công thức (2.63) là tương đối phức tạp. Trong tính toán thực hành khi đã xem áp lực ngược là tải trọng ngoài thì có thể lấy Q_A bằng lực cắt tại gối tựa.

2.4.5.2. Tính toán và cấu tạo cốt đai

Với cấu kiện là thanh, để chịu lực cắt nên đặt cốt đai. Khoảng cách giữa các lớp cốt đai u được tính theo công thức:

$$u = \frac{R_{ad} F_d h_0}{k_n n_c Q_A - m_b Q_b} \quad (2.64)$$

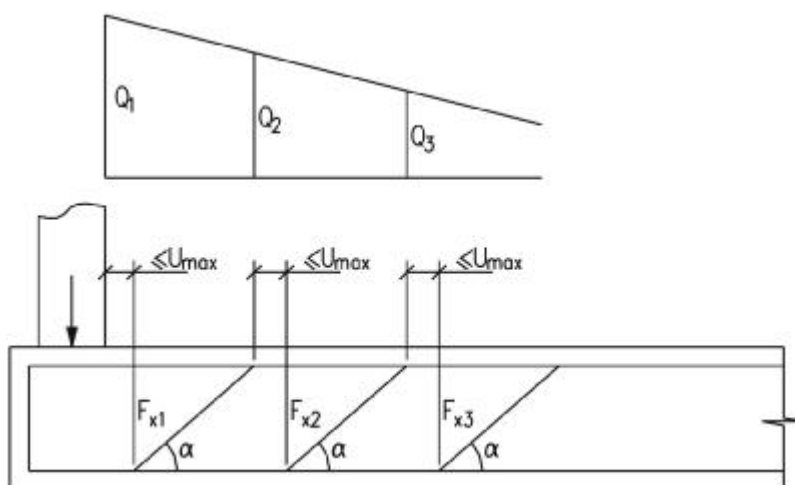
Trong đoạn cần đặt cốt đai theo tính toán thì khoảng cách giữa các đai không được lớn quá $0,5h_0$ và cũng không lớn quá trị số u_{max} tính theo công thức:

$$u_{max} = \frac{m_b k R_k b h_0^2}{k_n n_c Q_A} \quad (2.65)$$

2.4.5.3. Tính toán và cấu tạo cốt xiên

Với cấu kiện là bản, khi điều kiện (2.58) hoặc (2.59) không được thỏa mãn thì nên đặt cốt xiên để chịu lực cắt. Cần bố trí các lớp cốt xiên như sau: Khoảng cách theo phương trục dầm từ mép gối tựa đến điểm đầu lớp cốt xiên thứ nhất cũng như khoảng cách giữa điểm cuối của lớp cốt xiên trước đến điểm đầu lớp cốt xiên sau đều không lớn hơn u_{\max} .

Điểm cuối của lớp cốt xiên cuối cùng nằm vào trong vùng thỏa mãn điều kiện (2.58). Góc nghiêng của cốt xiên α lấy bằng 45° khi $h \leq 80$ cm, có thể lấy bằng 60° khi h lớn hơn (hình 2-11).



Hình 2-11. Sơ đồ tính toán cốt xiên

Diện tích lớp cốt xiên thứ i là F_{xi} được tính theo công thức:

$$F_{xi} = \frac{k_n n_c Q_i - m_b Q_b}{m_a R_{ad} \sin \alpha} \quad (2.66)$$

Trong đó, để tính F_{x1} dùng Q_1 là lực cắt ở gối tựa, tính lớp cốt xiên tiếp theo F_{x2} , F_{x3} ... dùng lực cắt ứng với nút của lớp cốt xiên phía trước là Q_2 , Q_3 ...

2.4.5.4. Tính toán cốt xiên kết hợp với cốt đai

Khi cấu kiện là thanh chịu lực cắt lớn có thể kết hợp cả cốt đai và cốt xiên để chịu lực cắt. Lúc này thường chọn trước cấu tạo của cốt đai (F_d và u) rồi tính cốt xiên.

Tính khả năng chịu lực của cốt đai là Q_d theo công thức:

$$Q_d = \frac{m_a R_{ad} F_d h_o}{u} \quad (2.67)$$

Tính lớp cốt xiên thứ i theo công thức:

$$F_{xi} = \frac{k_n n_c Q_i - m_b Q_b - Q_d}{m_a R_{ad} \sin \alpha} \quad (2.68)$$

Sau khi tính toán và bố trí lớp cốt xiên thứ nhất F_{x1} sẽ xác định Q_2 để tính toán lớp cốt xiên thứ hai $F_{x2}...$ cho đến khi tính được $F_{xk} < 0$ thì dừng và không cần bố trí lớp cốt xiên đó.

2.4.6. Tính toán cấu kiện chịu xoắn

2.4.6.1. Đặc trưng hình học của cấu kiện chịu xoắn

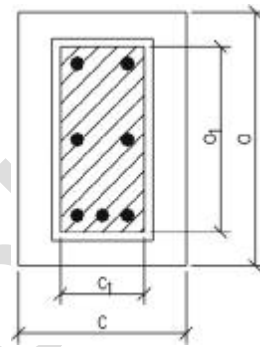
Với cấu kiện chịu xoắn cần xác định mômen tĩnh chống xoắn và lõi chống xoắn.

Mômen tĩnh chống xoắn W_T của mặt cắt chữ nhật có cạnh $a \times c$ mà c là cạnh bé ($c \leq a$) được tính theo công thức:

$$W_T = \frac{c^2 (3a - c)}{6} \quad (2.69)$$

Lõi chống xoắn là phần mặt cắt nằm bên trong cốt đai. Trên hình 2-12 lõi là phần được gạch chéo, có kích thước a_1, c_1 . Với lõi chống xoắn cần xác định diện tích lõi A và chu vi lõi B . Lõi của mặt cắt chữ nhật có:

$$A = a_1 c_1 \text{ và } B = 2(a_1 + c_1).$$



Hình 2-12. Mặt cắt chữ nhật chịu xoắn

2.4.6.2. Điều kiện tính toán

Cấu kiện chịu đồng thời mômen xoắn T , mômen uốn M và lực cắt Q được tính toán theo phương pháp công tác dụng:

Ứng suất tiếp do T và Q gây ra được tính theo công thức:

$$\tau = k_n n_c \left(\frac{T}{W_T} + \frac{Q}{bh_o} \right) \quad (2.70)$$

trong công thức trên lấy b, h_o theo quy định như khi tính toán về lực cắt.

Khi thỏa mãn điều kiện dưới đây thì xem bê tông đủ khả năng chịu ứng suất kéo chính, lúc này chỉ cần tính toán cốt thép dọc chịu uốn, cốt thép đai và cốt thép dọc chịu xoắn đặt theo cấu tạo:

$$\tau \leq 0,8 m_b R_k \quad (2.71)$$

R_k - cường độ tính toán về kéo dọc trục của bê tông.

Khi điều kiện (2.71) không được thỏa mãn thì phải tính toán riêng biệt:

- Cốt thép dọc chịu mômen uốn M .
- Cốt thép đai chịu lực cắt Q .
- Cốt thép dọc và cốt thép đai chịu mômen xoắn T .

Cốt thép được đặt trong cấu kiện là tập hợp tất cả các loại cốt thép kể trên.

2.4.6.3. Tính toán cốt thép chịu mô men xoắn T

Kích thước mặt cắt chịu xoắn phải thỏa mãn điều kiện hạn chế:

$$\tau \leq 0,25m_b R_n \quad (2.72)$$

trong đó R_n là cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

Cốt thép dọc chịu xoắn được đặt đều theo chu vi lõi, diện tích toàn bộ cốt dọc chịu xoắn là F_o được xác định theo công thức:

$$F_o = \frac{n_c k_n T B}{1,6 m_a R_a A} \quad (2.73)$$

Cốt thép đai chịu xoắn có diện tích mặt cắt một nhánh là f_d , khoảng cách giữa các đai là u_T được xác định theo công thức:

$$u_T = \frac{1,6 m_a R_a f_d A}{n_c k_n T} \quad (2.74)$$

Cốt đai trong cấu kiện gồm cả cốt đai chống xoắn và cốt đai chống cắt. Khi cả hai loại cốt đai có cùng đường kính thì $F_d = n f_d$ với n là số nhánh cốt đai chống cắt và khoảng cách giữa các cốt đai là a_d được xác định như sau:

$$a_d = \frac{u u_T}{u + u_T}$$

trong đó u là khoảng cách cốt đai theo tính toán về chống cắt.

2.5. SỰ CHỊU LỰC CỤC BỘ**2.5.1. Nén cục bộ**

Nén cục bộ xảy ra khi có lực nén N tác dụng tập trung trên một diện tích tương đối bé của bề mặt cấu kiện. Tính toán kiểm tra về nén cục bộ lên bề mặt bê tông không gia cố bằng lưới thép được tiến hành theo điều kiện:

$$N \leq N_{cb} = \mu R_{cb} F_{cb} \quad (2.75)$$

N_{cb} - khả năng chịu nén cục bộ;

F_{cb} - diện tích chịu nén cục bộ;

μ - hệ số, lấy bằng 1 khi lực N nén đều lên F_{cb} , lấy bằng 0,75 khi nén không đều;

R_{cb} - cường độ của bê tông về nén cục bộ,

$$R_{cb} = \gamma_{cb} R_n \quad (2.76)$$

Hệ số γ_{cb} xác định theo công thức dưới đây nhưng đồng thời lấy γ_{cb} không lớn quá 2,5.

$$\gamma_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_o}{F_{cb}}} \quad (2.77)$$

F_o - diện tích tính toán bao gồm F_{cb} và một phần bao quanh, lấy đối xứng qua F_{cb} . Trên hình 2.13 có $F_o = ab$. Kích thước a, b xác định từ c_1 và c_2 là khoảng cách bé nhất từ mép của F_{cb} đến mép bề mặt cấu kiện.

Trường hợp phần chịu nén cục bộ được gia cố bằng lưới thép hàn, việc tính toán được tiến hành theo điều kiện:

$$N \leq N_{cb} = \mu (\gamma_{cb} R_n + k_l \mu_l R_l \beta_l) F_{cb} \quad (2.78)$$

trong đó:

γ_{cb} - được tính theo công thức (2.77) nhưng lấy giá trị không lớn hơn 3,5;

R_l - cường độ tính toán của cốt thép làm lưới, lấy:

$$R_l = \min (0,8 R_a \text{ và } 240 \text{ MPa})$$

μ_l - tỷ số cốt thép của lưới, bằng thể tích của lưới thép chia cho thể tích bê tông tương ứng:

$$\mu_l = \frac{n_1 a_1 l_1 + n_2 a_2 l_2}{s l_1 l_2} \quad (2.79)$$

n, a, l - số thanh, diện tích mặt cắt một thanh và chiều dài thanh thép của lưới theo phương 1 và 2;

s - khoảng cách giữa các lưới;

β_l - hệ số xét đến ảnh hưởng độ rộng của lưới,

$$\beta_l = 4,5 - 3,5 \frac{F_{cb}}{F_l} \quad (2.80)$$

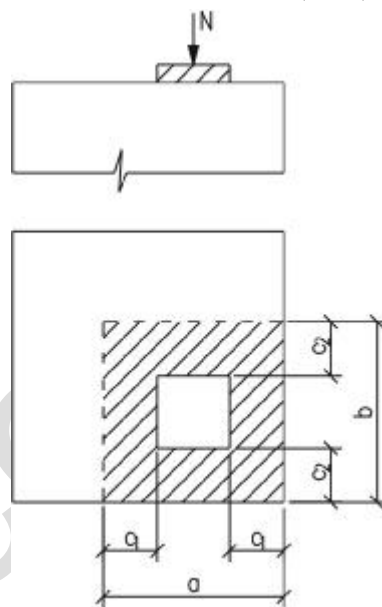
F_l - diện tích bê tông nằm bên trong chu vi lưới tính theo các trục thanh ngoài cùng. Trong (2.80) lấy F_l không lớn hơn F_o ;

k_l - hệ số hiệu quả của lưới,

$$k_l = \frac{5 + \alpha_l}{1 + 4,5\alpha_l} \quad (2.81)$$

$$\alpha_l = \frac{\mu_l R_l}{R_n}$$

Lưới để gia cố thường dùng các thanh thép có đường kính từ 4 đến 8 mm được hàn điểm tiếp xúc. Kích thước của ô lưới trong khoảng 40 đến 100 mm và không lớn hơn 1/4 cạnh bé của mặt cắt. Khoảng cách giữa các lưới trong khoảng 60 đến 150 mm và không lớn hơn 1/3 cạnh bé của mặt cắt. Phải dùng ít nhất là 4 lưới cho một vùng cần gia cố.



Hình 2-13. Sơ đồ tính toán về nén cục bộ

2.5.2. Nén thủng

Nén thủng xảy ra khi có lực nén tác dụng tập trung trên một diện tích tương đối bé trên bề mặt cấu kiện loại bản. Sự phá hoại về nén thủng là phá hoại về cắt theo mọi phía, nó xảy ra theo một hình tháp có đáy nhỏ là phạm vi trực tiếp chịu nén, đáy lớn ở phía mặt bên kia của bản, độ nghiêng của các mặt bên của tháp phụ thuộc vào tình trạng liên kết (hình 2-14).

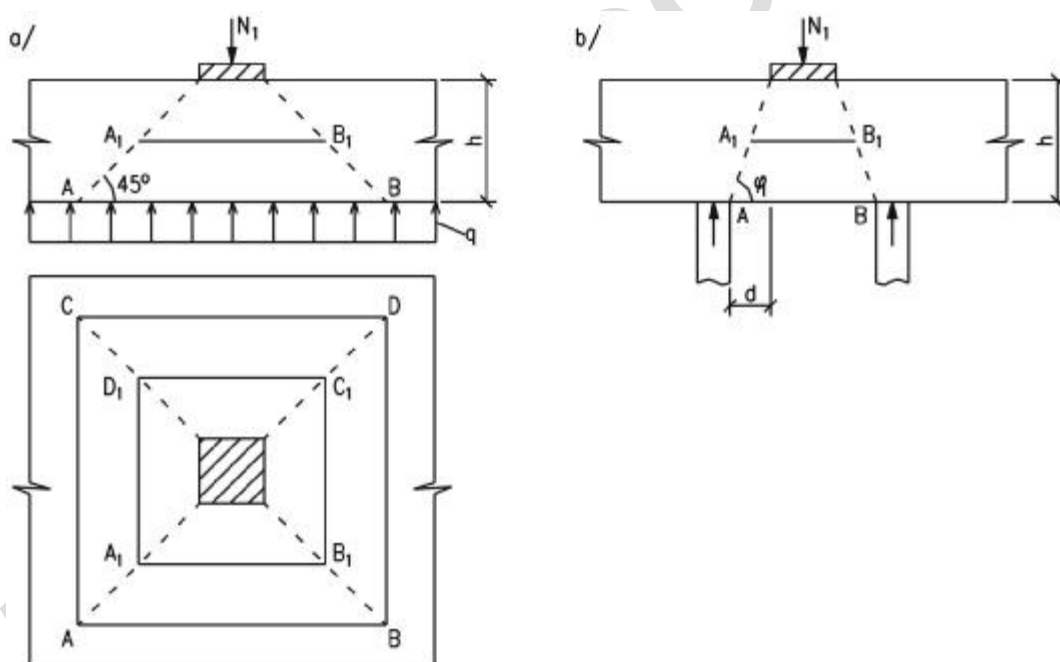
Tính toán kiểm tra về nén thủng theo điều kiện:

$$P \leq P_{nt} \quad (2.82)$$

trong đó:

P - lực gây nên tác dụng nén thủng, bằng hợp lực lên hai mặt đáy của tháp nén thủng. Như trên hình 2-14a có $P = N_1 - qS_0$ với S_0 là diện tích đáy tháp ABCD; q là tải trọng phân bố đều. Trên hình 2-14b có $P = N_2$ vì trong phạm vi đáy lớn của tháp không có lực nào tác dụng;

P_{nt} - khả năng chịu nén thủng, bằng khả năng chịu cắt theo các mặt bên của tháp. Xác định P_{nt} theo các trường hợp làm việc và trạng thái của tháp.



Hình 2-14. Sơ đồ tính toán về nén thủng

a. Trường hợp nén thủng hoàn toàn, không có cốt thép ngang

Nén thủng hoàn toàn khi đáy lớn của tháp nằm hoàn toàn vào bên trong mặt của bản, lúc đó khả năng chống cắt tồn tại trên tất cả các mặt bên của tháp, xác định P_{nt} theo công thức:

$$P_{nt} = m_t R_k u_{tb} h \quad (2.83)$$

trong đó:

u_{tb} - chu vi trung bình của hai đáy tháp, trên hình 2-14a chu vi đó thể hiện bởi đường liền $A_1 B_1 C_1 D_1$;

h - chiều cao của tháp, lấy bằng chiều dày bản;

R_k - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông.

Khi đáy lớn của tháp không bị hạn chế bởi các liên kết, xem mặt bên nghiêng 45° và lấy $m_t = 0,75$.

Khi đáy lớn của tháp bị hạn chế bởi các liên kết, sự nén thủng sẽ xảy ra với hình tháp có góc $\varphi_1 > 45^\circ$ (hình 2-14b). Lúc này lấy $m_t = \min \left(\frac{0,75 h}{d} \text{ và } 1,5 \right)$.

b. Trường hợp nén thủng hoàn toàn khi có gia cố cốt thép ngang

Có thể đặt cốt thép ngang trong phạm vi tháp nén thủng dưới dạng cốt đai đặt vuông góc với mặt bản hoặc cốt uốn xiên kiểu vai bò. Các cốt ngang này được liên kết chắc chắn với lưới cốt thép dọc ở hai mặt của bản. Lúc này P_{nt} được lấy theo giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau P_{nt1} và P_{nt2} .

$$\begin{aligned} P_{nt1} &= 1,8 R_k u_{tb} h \\ P_{nt2} &= 0,6 R_k u_{tb} h + 0,8 \sum R_a f_a \sin \alpha \end{aligned} \quad (2.84)$$

trong đó:

f_a - diện tích mặt cắt thanh thép ngang đặt trong phạm vi tháp nén thủng;

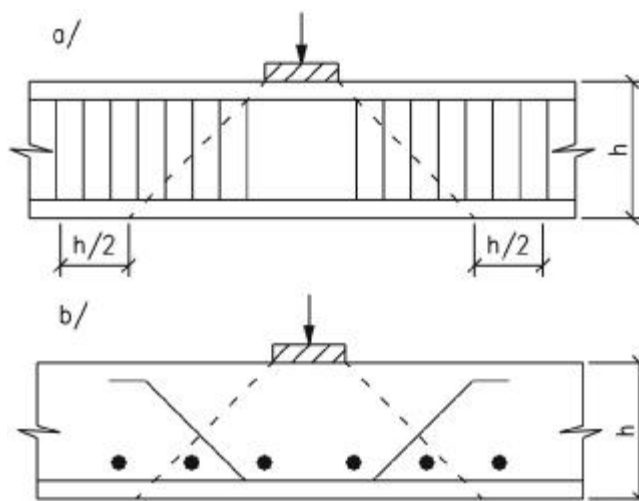
α - góc giữa thanh thép ngang và mặt của bản;

R_a - cường độ tính toán của cốt thép, trong công thức (2.84) lấy R_a không lớn quá 300 MPa;

Σ - lấy tổng các cốt thép ngang có trong phạm vi các mặt bên của tháp nén thủng.

Để đảm bảo sự làm việc an toàn chỉ có thể đặt cốt thép ngang khi $h \geq 150$ mm. Khi dùng cốt đai (hình 2-15a), đường kính thanh thép không nhỏ hơn 6 mm, khoảng cách giữa các thanh không lớn quá $h/3$. Ngoài số cốt đai đặt trong phạm vi tháp nén thủng còn phải đặt thêm cốt đai cấu tạo ở phía ngoài, trong phạm vi $0,5h$ từ biên của đáy lớn. Cốt đai cấu tạo có cùng đường kính và khoảng cách như cốt đai tính toán ở trong phạm vi tháp.

Với cốt uốn xiên kiểu vai bò, có thể đặt thành một hoặc hai lớp, góc nghiêng α trong khoảng $30-45^\circ$, đoạn cốt uốn phải giao nhau với mặt bên của tháp trong phạm vi khoảng giữa, đường kính cốt thép từ 12 mm trở lên (hình 2-15b).



Hình 2-15. Cốt thép ngang chống nén thủng

c. Trường hợp nén thủng không hoàn toàn

Nén thủng không hoàn toàn xảy ra khi các mặt bên của bản bị giới hạn làm cho tháp nén thủng không thể xảy ra theo hình dạng thông thường mô tả ở hình 2-14 mà tháp chỉ xảy ra với hai hoặc ba mặt bên bị cắt. Việc tính toán nén thủng không hoàn toàn được tiến hành với các công thức đã dẫn, trong đó lấy u_{th} là tổng các trung bình của cạnh đáy các mặt bên bị cắt.

Khi sự cắt chỉ xảy ra theo một mặt bên thì việc tính toán là tính theo khả năng chống cắt trên mặt cắt nghiêng.

2.5.3. Đẩy ngang

Hiện tượng đẩy ngang (hay dật đứt) là khi có một lực tập trung P (nén hoặc kéo) đặt vào khoảng giữa chiều cao của cấu kiện dầm hoặc bản.

Đẩy ngang cũng gây ra hình tháp phá hoại với đáy nhỏ là phần trực tiếp chịu lực và các mặt bên nghiêng góc 45° (hình 2-16).

Tính toán về đẩy ngang chỉ xét đến khả năng chịu kéo của các cốt thép ngang, đặt vào để treo giữ tháp phá hoại. Các cốt thép này được gọi là cốt treo.

Điều kiện tính toán là:

$$P \leq P_{tr} = \sum R_a f_a \cos \varphi \quad (2.85)$$

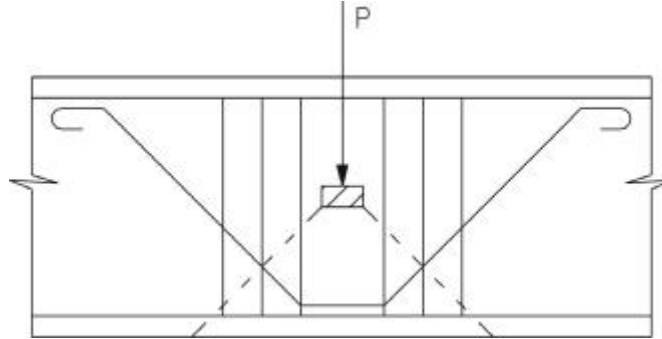
trong đó:

f_a - diện tích mặt cắt thanh cốt treo;

φ - góc lập bởi phương của lực P và trục cốt treo;

Σ - lấy tổng các cốt treo có trong phạm vi tháp phá hoại.

Tùy theo phạm vi đặt được cốt treo mà có thể chọn hình thức cốt treo là các cốt đai, là cốt uốn xiên kiểu vai bò hoặc kết hợp cả hai loại trên.



Hình 2-16. Sơ đồ tính toán về dẫy ngang

2.5.4. Cắt vát

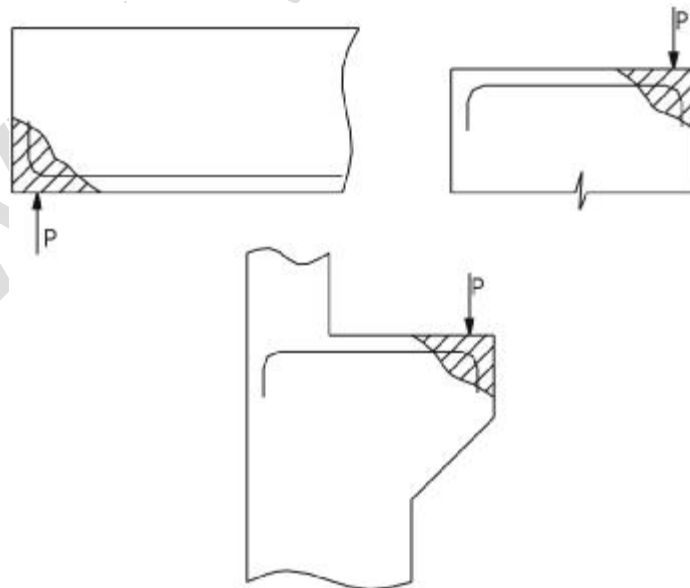
Cắt vát là hiện tượng phá hoại cục bộ khi có lực tập trung P đặt gần mép cấu kiện (hình 2-17). Để chống lại sự phá hoại này cần đặt cốt thép để neo giữ phần bê tông có thể bị cắt vát (phần gạch chéo trên hình 2-17). Diện tích mặt cắt của cốt thép neo giữ là F_n xác định theo công thức:

$$F_n = \frac{P}{R_a} \quad (2.85)$$

trong đó:

F_n - diện tích tiết diện của cốt thép neo;

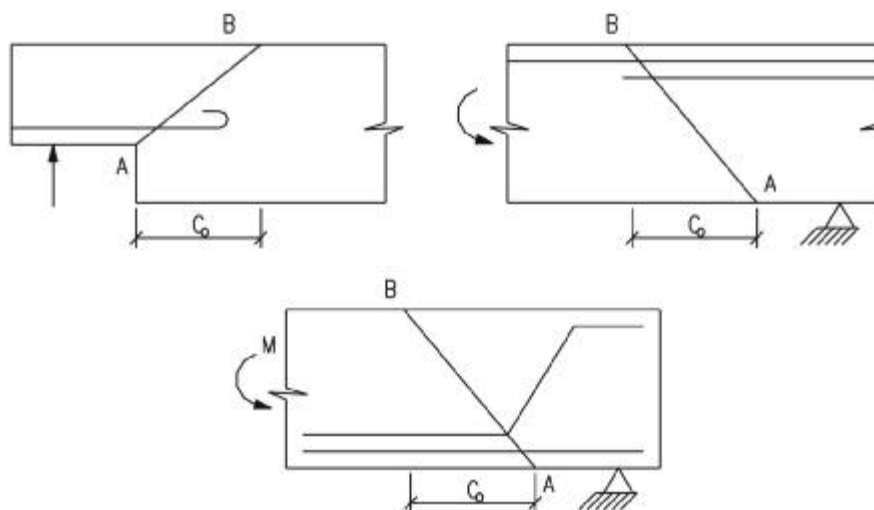
R_a - cường độ chịu kéo của cốt thép neo.



Hình 2-17. Các trường hợp cắt vát

2.5.5. Uốn mặt cắt nghiêng

Ở những chỗ dầm hoặc bản có thay đổi đột ngột về chiều cao hoặc thay đổi đột ngột về cốt thép dọc chịu kéo do uốn (cắt bớt hoặc uốn cốt thép dọc) có thể xảy ra sự phá hoại về uốn theo mặt cắt nghiêng (hình 2-18).



Hình 2-18. Sơ đồ tính toán về uốn mặt cắt nghiêng

Mặt cắt nghiêng AB bắt đầu tại A trong vùng kéo và kết thúc tại B trong vùng nén theo chiều tăng của mô men uốn ($M_B > M_A$ với M_A, M_B là mô men uốn tại mặt cắt thẳng góc đi qua A và B).

Chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng lên phương trục cấu kiện là C_0 lấy như sau:

- Khi thay đổi chiều cao mặt cắt hoặc cắt bớt cốt thép dọc thì C_0 lấy theo trị số lớn hơn trong hai trị số C_1 và C_2 sau đây:

$C_1 = h_A$ - chiều cao mặt cắt tại A.

$$C_2 = \frac{Q_A a_d}{2 R_a F_d}$$

trong đó:

Q_A - lực cắt tại mặt cắt A;

F_d và a_d - diện tích mặt cắt một lớp cốt đai và khoảng cách giữa các lớp cốt đai có trong phạm vi mặt cắt nghiêng;

R_a - cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai.

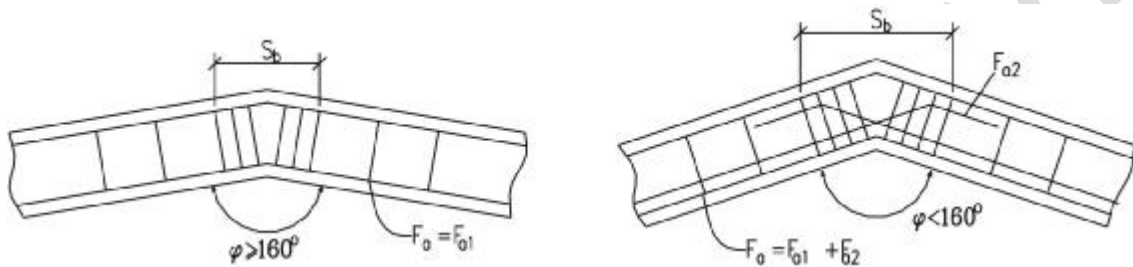
- Khi uốn xiên cốt thép dọc chịu kéo: $C_0 = 0,8h$.

Tính toán kiểm tra uốn theo mặt cắt nghiêng được tiến hành theo điều kiện (2.8) trong đó $M = M_B$ là mô men uốn tính toán tại mặt cắt thẳng góc đi qua điểm cuối B của

mặt cắt nghiêng, còn M_{gh} là khả năng chịu lực của mặt cắt thẳng góc đi qua điểm đầu A của mặt cắt nghiêng. M_{gh} được tính với chiều cao mặt cắt bé hơn hoặc tính với lượng cốt thép còn lại sau khi đã cắt bớt hoặc uốn.

2.5.6. Cốt thép bó của cấu kiện gấp khúc

Cấu kiện dầm và bản có thể có trục gấp khúc. Khi phía lõm của phần gấp khúc nằm vào vùng chịu kéo cần có cấu tạo cốt thép dọc và cốt thép bó phù hợp, chống lại sự phá hoại do cốt thép chịu kéo có xu hướng duỗi thẳng ra làm phá vỡ bê tông ở góc lõm (hình 2-19).



Hình 2-19. Cốt thép bó của cấu kiện gấp khúc

Khi góc lõm $\varphi \geq 160^\circ$ có thể đặt toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo F_a liên tục qua chỗ gấp khúc. Khi $\varphi < 160^\circ$ thì cần tách rời toàn bộ hoặc một số cốt thép dọc chịu kéo đem neo vào vùng nén. Cốt thép bó được dùng dưới dạng các cốt đai, ôm lấy toàn bộ cốt thép dọc, diện tích mặt cắt của tất cả các thanh cốt thép bó là F_{db} được tính toán hoặc kiểm tra theo điều kiện:

$$P_k \leq R_a F_{db} \sin \varphi / 2 \quad (2.86)$$

trong đó P_k là lực kéo tính toán, lấy bằng hợp lực trong cốt thép dọc chịu kéo đặt liên tục F_{a1} và 35% lực trong cốt thép được tách rời neo vào vùng nén F_{a2} .

$$P_k = 2 (F_{a1} + 0,35 F_{a2}) R_a \cos \varphi / 2 \quad (2.87)$$

F_{a1} - diện tích mặt cắt của các cốt thép dọc đặt liên tục qua chỗ gấp khúc;

F_{a2} - diện tích mặt cắt các cốt thép dọc được tách rời, neo vào vùng nén.

Các cốt thép bó cần được đặt tập trung trong phạm vi $S_b = \text{htg} \frac{3}{8} \varphi$.

2.5.7. Cốt thép cong chịu kéo

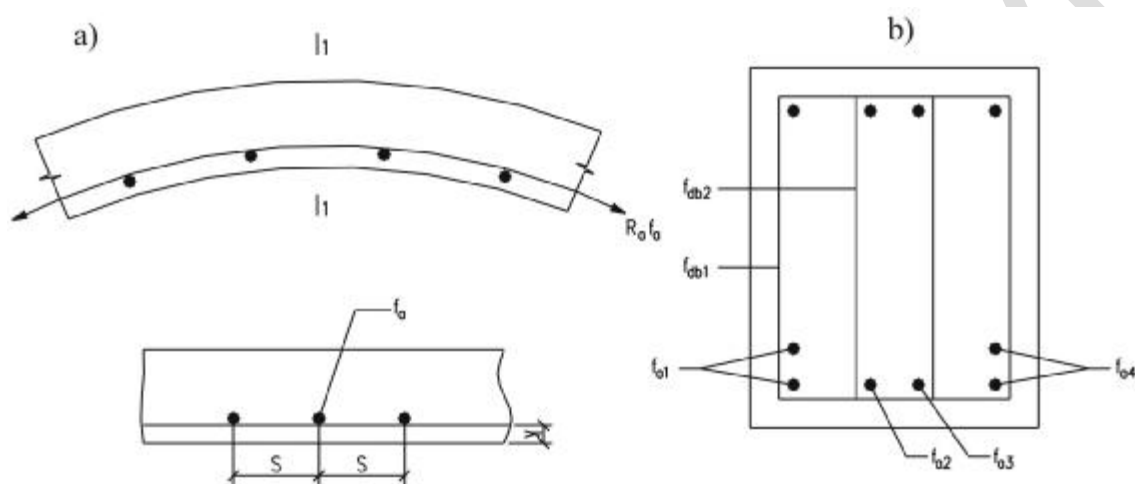
Khi cốt thép chịu kéo được đặt ở vùng lõm của cấu kiện cong (hình 2.20), nó có xu hướng duỗi thẳng ra, tạo nên lực ép lớn lên lớp bê tông bảo vệ làm phá vỡ lớp đó. Để chống lại hiện tượng vừa nêu cần phải đặt cốt thép bó để neo giữ cốt thép dọc chịu kéo.

Trong các kết cấu dạng vỏ khi cốt thép được cấu tạo thành lưới có thể không cần cốt thép bó khi khoảng cách giữa các cốt thép lớn hơn ba lần chiều dày lớp bảo vệ v_1 và đồng thời v_1 thỏa mãn điều kiện:

$$v_1 \geq \frac{R_a f_a}{R_k r} \quad (2.88)$$

f_a - diện tích mặt cắt một thanh cốt thép chịu kéo;

r - bán kính cong của cốt thép chịu kéo.



Hình 2-20. Cốt thép cong chịu kéo

Trong các kết cấu dạng vỏ không thỏa mãn các điều ở trên hoặc trong các kết cấu dạng dầm, vòm, cần đặt cốt thép bó dạng cốt đai để neo các cốt thép cong vào vùng nén, giữ không cho chúng duỗi thẳng ra. Mỗi cốt thép cong chịu kéo (f_{a2} , f_{a3} hình 2-20b) hoặc một hàng gồm các thanh đặt chồng lên nhau (f_{a1} , f_{a4} hình 2-20b) cần được neo giữ bởi một loạt các cốt thép bó, khoảng cách dọc theo trục dầm của các cốt này là s_b không lớn hơn $r/12$ và diện tích mặt cắt của một thanh cốt thép phải thỏa mãn điều kiện:

$$f_{dbi} \geq \frac{R_a f_{ai} s_b}{R_{ad} r} \quad (2.89)$$

trong đó:

R_a - cường độ tính toán của cốt thép dọc chịu kéo;

f_{ai} - diện tích mặt cắt của một thanh hoặc của một hàng cốt thép dọc cong được giữ bởi cốt thép bó thứ i ;

R_{ad} - cường độ tính toán của cốt thép bó, lấy theo cường độ khi tính cốt thép đai;

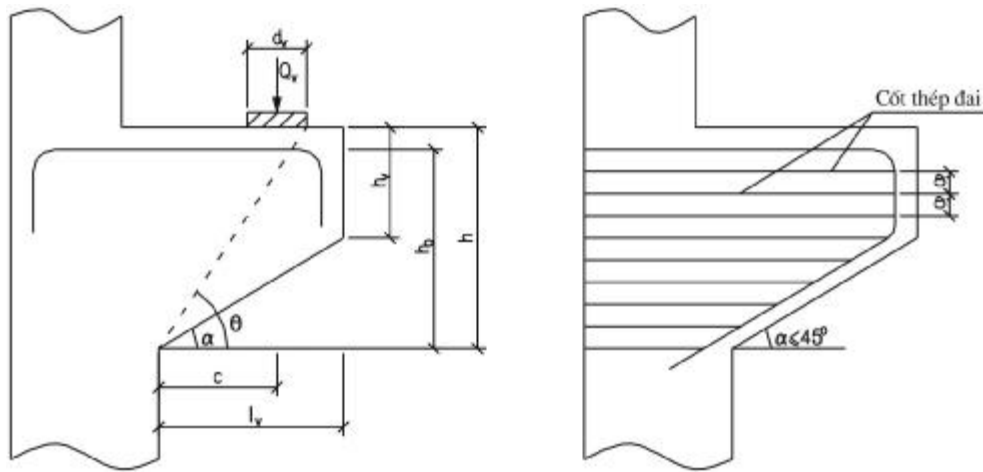
s_b - khoảng cách giữa các thanh hoặc lớp cốt thép bó dọc theo trục cấu kiện.

2.5.8. Vai cột, công xôn ngắn

Được gọi là vai cột hoặc công xôn ngắn khi thoả mãn điều kiện $l_v \leq h$ (hình 2-21).

Vai cột, công xôn ngắn đỡ dầm, sàn, chịu lực tập trung Q_v cần được tính toán kiểm tra về nén cục bộ, về uốn và về nén theo phương xiên.

Khi tính toán cốt thép chịu kéo do uốn cần tăng mô men uốn lên 25%.



Hình 2-21. Sơ đồ tính toán vai cột

Tính toán về nén theo phương xiên cần thoả mãn điều kiện:

$$Q_v \leq N_x \quad (2.90)$$

trong đó N_x lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị N_{x1} và N_{x2} tính như sau:

$$N_{x1} = 0,8\varphi_d R_n b d_v \sin^2 \theta \quad (2.91)$$

$$N_{x2} = \beta R_k b h_o \quad (2.92)$$

trong đó:

b - bề rộng vai cột;

d_v - bề rộng dọc theo công xôn của diện đặt tải Q_v ;

θ - góc nghiêng của đường truyền lực so với đường nằm ngang;

β - hệ số lấy bằng tỷ số $\frac{h}{c_v}$ nhưng không lớn hơn 3,5;

c_v - khoảng cách đo theo phương vuông góc từ đường tác dụng của Q_v đến mép cột phía dưới;

φ_d - hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai trong vai cột:

$$\varphi_d = 1 + 40 \frac{F_d}{b a_d} \quad (2.93)$$

F_d, a_d - diện tích mặt cắt của một lớp cốt đai và khoảng cách giữa các lớp cốt đai.

Vai cột cần được cấu tạo với $h_v \geq h/3$, góc $\alpha \leq 45^\circ$. Trong vai cột cần đặt cốt thép dọc theo chu vi và cốt thép đai. Tổng diện tích mặt cắt cốt đai trong phạm vi vai cột không nhỏ hơn $0,004 bh_o$, khoảng cách giữa các lớp cốt thép đai là a_d không lớn hơn $h/4$ và không lớn hơn 150 mm.

2.6. TÍNH TOÁN VỀ ĐỘ BỀN MỎI

2.6.1. Nguyên tắc và điều kiện

Kết cấu bê tông cốt thép chịu tải trọng rung động lặp lại nhiều lần với số chu kỳ từ một triệu trở lên cần được kiểm tra về độ bền mỏi.

Tính toán về mỏi nhằm kiểm tra các ứng suất trong bê tông và trong cốt thép không vượt quá cường độ tính toán có kể đến hệ số điều kiện làm việc về mỏi.

Đối với bê tông chịu nén:

$$\sigma_{b \max} \leq m_b R_n \quad (2.94)$$

Đối với cốt thép chịu kéo:

$$\sigma_{a \max} \leq m_a R_a \quad (2.95)$$

Tính toán về mỏi đối với ứng suất chính trên mặt cắt nghiêng, trước hết cần thử điều kiện:

$$\sigma_{kc \max} \leq m_b R_k \quad (2.96)$$

Nếu thỏa mãn điều kiện (2.96) thì không cần kiểm tra cốt thép ngang, nếu điều kiện (2.96) không thỏa mãn thì cần kiểm tra cốt thép ngang về mỏi.

Trong các điều kiện trên:

$\sigma_{b \max}$, $\sigma_{a \max}$, $\sigma_{kc \max}$ - giá trị lớn nhất của ứng suất pháp trong bê tông chịu nén, trong cốt thép chịu kéo và ứng suất kéo chính trên các mặt cắt cần kiểm tra. Xác định các ứng suất này do các tải trọng (nội lực) gây ra, không kể đến hệ số lệch tải ($n = 1$).

m_b , m_a - các hệ số điều kiện làm việc, trong các hệ số này phải kể đến m_{b2} và m_{a1} là các hệ số khi kiểm tra về mỏi.

Không cần kiểm tra cốt thép chịu nén về mỏi.

2.6.2. Tính toán ứng suất pháp

Khi kiểm tra về mỏi, ứng suất pháp σ_b , σ_a (max, min) được tính toán với giả thiết vật liệu còn làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Với cấu kiện chịu uốn tính toán σ_b , σ_a theo công thức:

$$\sigma_b = \frac{M}{J_{td}} x \quad (2.97)$$

$$\sigma_a = \frac{n_a M}{J_{td}} (h_o - x) \quad (2.98)$$

Trong đó, để tính $\sigma_{b \max}$, $\sigma_{a \max}$ dùng giá trị nội lực M lớn nhất trong chu kỳ còn để tính $\sigma_{b \min}$, $\sigma_{a \min}$ dùng nội lực bé nhất;

n_a - hệ số tính đổi từ cốt thép ra bê tông tương đương (bảng 2-12);

x - chiều cao vùng bê tông chịu nén;

J_{td} - mô men quán tính của mặt cắt tương đương lấy đối với trục qua trọng tâm mặt cắt tương đương.

Mặt cắt tương đương là mặt cắt trong đó diện tích cốt thép F_a , F_a' đã được đổi thành tương đương với bê tông là $n_a F_a$ và $n_a F_a'$.

Với mặt cắt chữ nhật (xem hình 2-2) khi cấu kiện được phép xuất hiện vết nứt ở vùng kéo, xác định x từ phương trình (2.99) được viết từ điều kiện bằng không của mômen tĩnh lấy đối với trục qua trọng tâm, xác định J_{td} theo công thức (2.100):

$$\frac{b x^2}{2} + n_a F_a' (x - a') - n_a F_a (h_0 - x) = 0 \quad (2.99)$$

$$J_{td} = \frac{b x^3}{3} + n_a F_a' (x - a')^2 + n_a F_a (h_0 - x)^2 \quad (2.100)$$

Với mặt cắt chữ T có cánh trong vùng nén và được phép xuất hiện vết nứt ở vùng kéo (xem hình 2-5), xác định x từ phương trình:

$$\frac{b x^2}{2} + (b_c - b) h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + n_a F_a' (x - a') - n_a F_a (h_0 - x) = 0 \quad (2.101)$$

Giải phương trình tìm được x . Với $x \geq h_c$ thì xác định J_{td} của mặt cắt chữ T có cánh trong vùng nén theo công thức:

$$J_{td} = \frac{b x^3}{3} + (b_c - b) \frac{h_c^3}{12} + (b_c - b) h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right)^2 + n_a F_a' (x - a')^2 + n_a F_a (h_0 - x)^2 \quad (2.102)$$

Nếu giải phương trình (2.101) có được $x < h_c$, trục trung hoà nằm trong cánh, tính toán lại theo trường hợp mặt cắt chữ nhật có b bằng b_c .

Đối với những cấu kiện có khả năng chống nứt thì trong phương trình để xác định x và trong công thức tính toán J_{td} cần kể thêm sự tham gia của bê tông vùng kéo. Với mặt cắt chữ nhật của cấu kiện có khả năng chống nứt, xác định x từ phương trình (2.103) và tính toán J_{td} theo công thức (2.104):

$$\frac{b h^2}{2} + n_a F_a' a' + n_a F_a h_0 - (b h + n_a F_a' + n_a F_a) x = 0 \quad (2.103)$$

$$J_{td} = \frac{b x^3}{3} + \frac{b (h - x)^3}{3} + n_a F_a' (x - a')^2 + n_a F_a (h_0 - x)^2 \quad (2.104)$$

2.6.3. Tính toán về ứng suất kéo chính

Ứng suất kéo chính σ_{kc} được xác định theo công thức:

$$\sigma_{kc} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (2.105)$$

trong đó σ và τ là ứng suất pháp và ứng suất tiếp trong bê tông.

Các ứng suất này được xác định tại cùng một điểm trên mặt cắt. Trong công thức (2.105) ứng suất pháp σ mang dấu dương nếu là ứng suất kéo, mang dấu âm nếu là ứng suất nén. Xác định σ và τ theo công thức:

$$\sigma = \frac{M}{J_{td}} y \pm \frac{N}{F_{td}} \quad (2.106)$$

$$\tau = \frac{Q S_o}{J_{td} b_o} \quad (2.107)$$

y - khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt tương đương đến đường thẳng mà ngang với đường đó cần xác định ứng suất;

F_{td} - diện tích mặt cắt tương đương;

S_o - mômen tĩnh phần mặt cắt tương đương nằm về một phía của đường thẳng ngang mà tại đó cần xác định ứng suất;

b_o - bề rộng của mặt cắt tại vị trí cần xác định ứng suất;

N - lực dọc, lấy dấu (+) với lực kéo và dấu (-) với lực nén.

Với mặt cắt chữ nhật có thể xác định ứng suất tiếp τ theo công thức:

$$\tau = \frac{Q}{0,9 b h_o} \quad (2.108)$$

Trường hợp cấu kiện chịu uốn được phép hình thành vết nứt thì trong vùng kéo $\sigma = 0$ và như vậy $\sigma_{kc} = \tau$.

Khi điều kiện (2.96) không được thỏa mãn, thì cần tính toán kiểm tra các cốt thép ngang theo điều kiện mỗi, lúc này xác định ứng suất trong cốt thép ngang bằng cách chia hợp lực của ứng suất kéo chính cho diện tích mặt cắt cốt thép ngang tương ứng. Điều kiện kiểm tra là ứng suất này không được vượt quá $0,8 m_a R_a$.

2.7. TÍNH TOÁN VỀ NÚT VÀ BIẾN DẠNG

2.7.1. Nguyên tắc và điều kiện

Tính toán về nứt và biến dạng thuộc về nhóm trạng thái giới hạn thứ hai nhằm kiểm tra các điều kiện làm việc bình thường.

Thông thường cần tiến hành bài toán kiểm tra khi đã biết nội lực, kích thước mặt cắt và cấu tạo của cốt thép. Khi kiểm tra theo trạng thái giới hạn thứ hai lấy nội lực do các tải trọng tiêu chuẩn gây ra (không kể đến hệ số lệch tải, lấy $n=1$), thuộc tổ hợp cơ bản.

Điều kiện kiểm tra được quy định dựa theo tính chất và đặc điểm của kết cấu.

Với cấu kiện không cho phép hình thành vết nứt thì kiểm tra theo điều kiện:

$$n_c S \leq S_n \quad (2.109)$$

hoặc
$$n_c \sigma_k \leq R_k^{tc} \quad (2.110)$$

trong đó:

n_c - hệ số tổ hợp tải trọng, bảng 2-14;

S - nội lực do tải trọng tiêu chuẩn;

S_n - khả năng chống nứt ứng với nội lực đang xét;

σ_k - ứng suất kéo tại mép của bê tông;

R_k^{tc} - cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông (xem bảng 2-3).

Với cấu kiện được phép xuất hiện khe nứt, kiểm tra theo điều kiện:

$$a_n \leq a_{gh} \quad (2.111)$$

trong đó:

a_n - bề rộng khe nứt trong điều kiện làm việc bình thường, do các tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

a_{gh} - bề rộng giới hạn của khe nứt.

Trong những điều kiện thông thường, khi không dùng các biện pháp công nghệ và cấu tạo nhằm nâng cao tính chống thấm của bê tông và giảm áp lực ngược của nước thì trị số của a_{gh} được cho trong bảng 2-20.

Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo biến dạng chủ yếu là xác định độ cứng chống uốn của mặt cắt. Với độ cứng đã biết có thể tiến hành tính toán biến dạng (độ võng, góc xoay) của các cấu kiện hoặc xác định nội lực trong các kết cấu siêu tĩnh theo các công thức của môn cơ học kết cấu.

2.7.2. Tính toán không cho phép hình thành vết nứt

Cần tiến hành tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo điều kiện không cho phép hình thành vết nứt trong các trường hợp sau:

- Với các cấu kiện chịu áp lực ở vùng mực nước thay đổi cũng như đối với các cấu kiện có yêu cầu nâng cao độ chống thấm và làm giảm áp lực ngược của nước.

- Với cấu kiện chịu kéo đúng tâm hoặc kéo lệch tâm bé ở trong nước khi dùng các loại cốt thép có cường độ tính toán R_a lớn hơn 400MPa.

- Khi có yêu cầu đặc biệt nêu trong các tiêu chuẩn thiết kế các loại công trình thủy lợi cá biệt.

Bảng 2-20. Bề rộng giới hạn của khe nứt (theo TCVN 4116-1985)

Đặc điểm và điều kiện làm việc của kết cấu	Bề rộng giới hạn của khe nứt a_{gh} - mm
1. Kết cấu thường xuyên nằm dưới nước, không chịu áp lực.	0,30
2. Kết cấu chịu áp lực, trừ kết cấu chịu kéo đúng tâm, khi gradien cột nước:	
- Nhỏ hơn hoặc bằng 20	0,25
- Lớn hơn 20	0,20
3. Kết cấu chịu áp lực ở dưới nước, chịu kéo đúng tâm và kéo lệch tâm bé khi gradien cột nước:	
- Nhỏ hơn hoặc bằng 20	0,15
- Lớn hơn 20	0,10
4. Tất cả các kết cấu nằm ở vùng mực nước dao động	0,15
5. Tất cả các kết cấu nằm ở vùng mực nước biển dao động	0,05

Chú thích:

1. Các trị số a_{gh} ở trong bảng 2-18 được nhân với hệ số theo cấp công trình: Công trình cấp I - 1,0; cấp II - 1,3; cấp III - 1,6; cấp IV - 2,0. Khi đường kính cốt thép lớn hơn 40mm được phép tăng a_{gh} lên 25%. Lúc này, trong mọi trường hợp lấy a_{gh} không lớn hơn 0,5 mm.
2. Đối với các bộ phận kết cấu công trình thủy công chịu tác dụng của nước biển và các nước khoáng hoá mạnh khác thì trị số a_{gh} phải lấy có kể đến các yêu cầu của tiêu chuẩn "Bảo vệ kết cấu chống xâm thực" nhưng không lớn hơn trị số ở bảng 2-18.
3. Khi môi trường nước có độ kiềm bicacbonat nhỏ hơn 1mg đương lượng/lít hoặc có tổng nồng độ ion Cl và SO_4 lớn hơn 1000 mg/l thì trị số a_{gh} cho ở các mục 1 đến 4 của bảng 2-18 phải giảm đi 2 lần.
Khi trị số kiềm bicacbonat trung bình năm của môi trường nước nhỏ hơn 0,25mg đương lượng/lít và không có biện pháp bảo vệ cần phải thiết kế kết cấu chịu áp theo điều kiện không cho phép hình thành vết nứt.
4. Khi có dùng các biện pháp bảo vệ, dùng các biện pháp công nghệ và cấu tạo nhằm nâng cao tính chống thấm của bê tông thì trị số a_{gh} cần được xác định trên cơ sở nghiên cứu đặc biệt.

Tính toán kiểm tra không cho phép hình thành vết nứt thẳng góc với trục dọc của cấu kiện theo điều kiện (2.109) hoặc (2.110), được thể hiện cụ thể cho từng loại cấu kiện như sau:

a. Cấu kiện chịu kéo đúng tâm

Với cấu kiện chịu kéo đúng tâm, kiểm tra theo điều kiện:

$$n_c N \leq N_n = R_k F_b + \sigma_{an} F_{at} \quad (2.112)$$

trong đó:

N - lực kéo do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

N_n - khả năng chống nứt của mặt cắt;

F_b - diện tích mặt cắt bê tông;

F_{at} - diện tích mặt cắt của toàn bộ cốt thép dọc;

σ_{an} - ứng suất kéo trong cốt thép dọc, lấy $\sigma_{an} = 30\text{MPa}$.

b. Cấu kiện chịu uốn

Kiểm tra cấu kiện chịu uốn không cho phép hình thành vết nứt theo điều kiện:

$$n_c \sigma_k = \left(\frac{M}{m_h \beta W_{td}} \right) \leq R_k^{tc} \quad (2.113)$$

trong đó:

M - mô men uốn do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

m_h - hệ số về chiều cao mặt cắt, lấy m_h theo chỉ dẫn ở mục 2.3.2, công thức (2.1);

β - hệ số ảnh hưởng biến dạng dẻo của bê tông, lấy theo phụ lục 2-1;

W_{td} - môđun chống uốn của mặt cắt tương đương, xác định theo công thức:

$$W_{td} = \frac{J_{td}}{h - x} \quad (2.114)$$

trong đó x và J_{td} lần lượt là chiều cao vùng nén và mômen quán tính của mặt cắt tương đương khi có kể sự làm việc của bê tông vùng kéo (không nứt). Với mặt cắt chữ nhật xác định x và J_{td} theo các công thức (2.103) và (2.104).

c. Cấu kiện chịu nén lệch tâm

Kiểm tra cấu kiện chịu nén lệch tâm không cho phép hình thành vết nứt theo điều kiện:

$$n_c \sigma_k = \frac{n_c}{m_h \beta} \left(\frac{M}{W_{td}} - \frac{N}{F_{td}} \right) \leq R_k^{tc} \quad (2.115)$$

trong đó:

M, N - mô men uốn và lực nén do tải trọng tiêu chuẩn sinh ra;

W_{td}, m_h, β - như đã giải thích ở công thức (2.113);

F_{td} - diện tích mặt cắt tương đương. Với mặt cắt chữ nhật như ở hình 2.7 thì

F_{td} được tính toán theo công thức:

$$F_{td} = bh + n_a (F_a + F_a') \quad (2.116)$$

d. Cấu kiện chịu kéo lệch tâm

Kiểm tra cấu kiện chịu kéo lệch tâm không cho phép hình thành vết nứt theo điều kiện:

$$n_c \sigma_k = n_c \left(\frac{M}{m_h \beta W_{td}} + \frac{N}{F_{td}} \right) \leq R_k^{tc} \quad (2.117)$$

trong đó M và N là mô men uốn và lực kéo do tải trọng tiêu chuẩn sinh ra. Các ký hiệu khác như đã giải thích ở trên.

e. Cấu kiện chịu tải trọng lặp lại nhiều lần

Với cấu kiện chịu tải trọng lặp lại nhiều lần tính toán kiểm tra không cho phép hình thành vết nứt theo điều kiện:

$$n_c \sigma_k \leq m_{b2} R_k^{tc} \quad (2.118)$$

σ_k - ứng suất pháp kéo lớn nhất trong bê tông, xác định theo các công thức đã dẫn;
 m_{b2} - hệ số điều kiện làm việc cho ở bảng 2-5.

2.7.3. Tính toán bề rộng khe nứt

2.7.3.1. Bề rộng khe nứt thẳng góc

Bề rộng khe nứt thẳng góc với trục dọc của cấu kiện là a_n được xác định theo công thức dưới đây với đơn vị của a_n là mm:

$$a_n = KC\eta \frac{\sigma_a - \sigma_o}{E_a} (28 - 700\mu) \sqrt{d} \quad (2.119)$$

trong đó:

K - hệ số, với cấu kiện chịu uốn và nén lệch tâm lấy bằng 1, cấu kiện chịu kéo đúng tâm và kéo lệch tâm: 1,2. Khi đặt cốt thép chịu kéo thành nhiều lớp cần lấy K tăng lên 1,2 lần;

C - hệ số, khi tính với tải trọng ngắn hạn lấy bằng 1, với tải trọng tác dụng dài hạn 1,3, còn với tải trọng lặp lại nhiều lần:

- Khi bê tông ở trạng thái khô ráo $C = 2 - \rho_a$ với ρ_a là hệ số không đối xứng của chu kỳ;
- Khi bê tông ở trạng thái bão hoà nước $C=1,1$;

η - hệ số, với cốt thép có gờ lấy bằng 1, cốt thép trơn trơn 1,4;

σ_o - ứng suất kéo ban đầu trong cốt thép do sự trương nở của bê tông:

- Với kết cấu nằm trong nước lấy $\sigma_o = 20$ MPa;
- Với kết cấu bị phơi khô lâu, kể cả thời gian thi công $\sigma_o = 0$;

E_a - mô đun đàn hồi của cốt thép;

μ - hàm lượng cốt thép, trong công thức (2.118) lấy μ là giá trị bé hơn trong hai giá trị sau: $\mu = F_a/bh_o$ và 0,02;

d - đường kính của cốt thép chịu kéo, đơn vị mm;

σ_a - ứng suất trong cốt thép chịu kéo, xác định theo các công thức sau:

$$\text{- Với cấu kiện chịu kéo trung tâm: } \sigma_a = \frac{N}{F_{at}} \quad (2.120)$$

$$\text{- Với cấu kiện chịu uốn: } \sigma_a = \frac{M}{F_a Z} \quad (2.121)$$

- Với cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn và nén lệch tâm:

$$\sigma_a = \frac{N(e \pm Z)}{F_a Z} \quad (2.122)$$

lấy dấu (+) với cấu kiện chịu kéo và dấu (-) với cấu kiện chịu nén.

- Với cấu kiện chịu kéo lệch tâm bé, lấy σ_a bằng trị số lớn hơn trong hai công thức sau đây:

$$\text{Với cốt thép } F_a: \sigma_a = \frac{N e'}{F_a Z_a} \quad (2.123a)$$

$$\text{Với cốt thép } F_a': \sigma_a = \frac{N e}{F_a' Z_a} \quad (2.123b)$$

trong các công thức trên:

M, N - mô men uốn và lực dọc (kéo, nén) do tải trọng tiêu chuẩn sinh ra;

$F_{at}, F_a, F_a', e, e', Z_a$ - như đã giải thích ở phần tính toán về độ bền;

Z - cánh tay đòn nội lực, lấy theo kết quả tính toán mặt cắt về độ bền. Với mặt cắt chữ nhật tính toán Z theo công thức:

$$Z = h_o \frac{0,5 R_n b x^2 + R_{an} F_a' a'}{R_n b x + R_{an} F_a'} \quad (2.124)$$

trong đó giá trị x được lấy theo kết quả về tính toán theo độ bền.

Với mặt cắt chữ nhật đặt cốt thép đơn ($F_a' = 0$) thì $Z = h_o - x/2$ hoặc $Z = \gamma h_o$ với $\gamma = 1 - 0,5\xi$, ξ như đã giải thích ở công thức (2.12).

2.7.3.2. Bề rộng khe nứt nghiêng

Bề rộng khe nứt nghiêng khi dùng cốt đai đặt vuông góc với trục cấu kiện được tính theo công thức dưới đây với đơn vị mm:

$$a_n = \frac{0,6 C \eta \sigma_d d_l}{0,25 E_b + \left(\frac{d_l}{h_o} + \frac{0,3 F_d}{b a_d} \right) E_a} \quad (2.125)$$

trong đó:

C và η - hệ số, lấy theo công thức (2.118);

d_l - đường kính của cốt thép đai;

F_d, a_d - diện tích mặt cắt một lớp cốt thép đai và khoảng cách giữa các lớp;

E_b, E_a - mô đun đàn hồi của bê tông và của cốt thép đai;

σ_d - ứng suất kéo trong cốt thép đai, xác định theo công thức:

$$\sigma_d = \frac{(Q - Q_b) a_d}{F_d h_o} \quad (2.126)$$

trong đó Q_b là lực cắt do bê tông chịu, tính theo công thức (2.60).

2.7.4. Tính toán độ cứng

Ký hiệu B là độ cứng chống uốn của cấu kiện.

Khi xác định B cần phân biệt:

- Độ cứng do tác dụng ngắn hạn hay dài hạn của tải trọng.
- Độ cứng của cấu kiện không có vết nứt hoặc có vết nứt trong vùng kéo.

2.7.4.1. Độ cứng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng

Độ cứng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng của những cấu kiện hoặc những đoạn cấu kiện không có vết nứt trong vùng kéo là B_k được xác định theo công thức:

$$B_k = 0,8 E_b J_{td} \quad (2.127)$$

trong đó:

E_b - mô đun đàn hồi của bê tông, cho ở bảng 2-6;

J_{td} - mô men quán tính của mặt cắt tương đương khi có kể đến bê tông vùng kéo, với mặt cắt chữ nhật xác định J_{td} theo công thức (2.104).

Những đoạn cấu kiện không có vết nứt là những đoạn mà trong đó thỏa mãn các điều kiện nêu ra ở mục 2.7.2.

Độ cứng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng của những cấu kiện hoặc những đoạn cấu kiện có vết nứt trong vùng kéo được tính theo công thức:

$$B_k = \frac{E_a F_a Z_1 (h_o - x)}{\Psi_a} \quad (2.128)$$

trong đó:

E_a, F_a - mô đun đàn hồi và diện tích mặt cắt cốt thép dọc chịu kéo;

x - chiều cao vùng nén của mặt cắt tương đương khi có vết nứt ở vùng kéo, được xác định x từ phương trình (2.99) hoặc (2.101);

Z_1 - cánh tay đòn nội lực của mặt cắt tương đương khi biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng nén là hình tam giác, với mặt cắt chữ nhật tính Z_1 theo công thức:

$$Z_1 = h_o - \frac{0,167 \sigma_b b x^2 + \sigma'_a F'_a a'}{0,5 \sigma_b b x + \sigma'_a F'_a} \quad (2.129)$$

Với σ_b, σ'_a là ứng suất ở mép bê tông chịu nén và ứng suất trong cốt thép chịu nén, xác định σ_b theo công thức (2.97) và σ'_a theo công thức:

$$\sigma'_a = \frac{n_a M}{J_{td}} (x - a') \quad (2.130)$$

Ψ_a là hệ số xét tới sự làm việc của bê tông ở giữa các khe nứt, lấy Ψ_a theo biểu đồ cho ở phụ lục 2-3.

Khi xác định độ cứng của các cấu kiện được tính toán về mỗi lấy $\Psi_a = 1$.

Khi tính toán kết cấu trên nền đàn hồi, đối với các cấu kiện có mặt cắt hình chữ nhật với cạnh bé lớn hơn 1m và khi hàm lượng cốt thép $\mu = F_a/bh_0 < 0,008$ được phép xác định độ cứng theo công thức:

$$B_k = (1 + 100\mu) \frac{bh^3}{48} E_b \quad (2.131)$$

2.7.4.2. Độ cứng do tác dụng dài hạn của tải trọng

Dưới tác dụng dài hạn của tải trọng biến dạng dẻo của bê tông sẽ tăng lên, môđun biến dạng giảm làm cho độ cứng giảm xuống.

Khi kết cấu chịu đồng thời cả tải trọng tác dụng dài hạn và tải trọng tác dụng ngắn hạn, thì độ cứng B được xác định theo công thức:

$$B = B_k \frac{q + p}{\delta q + p} \quad (2.132)$$

trong đó:

q - tải trọng tác dụng dài hạn;

p - tải trọng tác dụng ngắn hạn;

δ - hệ số giảm độ cứng, lấy như sau: Với mặt cắt chữ T có cánh trong vùng nén $\delta = 1,5$, có cánh trong vùng kéo $\delta = 2,5$. Với mặt cắt chữ nhật, chữ I, hình hộp và các mặt cắt tương tự $\delta = 2$.

2.8. CÁC YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO

2.8.1. Chọn và đặt cốt thép

Khi đã có diện tích mặt cắt cốt thép cần chọn và đặt cốt thép (Phụ lục 2-4), chọn đường kính cốt thép d theo các quy định sau:

- Với kết cấu bản, d không lớn hơn 1/10 chiều dày bản.
- Với cốt thép chịu nén, khi kích thước nhỏ nhất của mặt cắt từ 200 mm trở lên thì $d \geq 16$ mm.
- Với bê tông có mác dưới M30 thì $d \leq 40$ mm.

Khi xếp đặt vị trí các thanh cốt thép trong mặt cắt, cần kiểm tra khoảng cách cốt thép, lớp bảo vệ và khoảng hở giữa các cốt thép.

Khoảng cách giữa trục các thanh cốt thép không được lớn quá các trị số sau trong mọi trường hợp:

- Với cốt thép chịu lực: 400 mm.
- Với cốt thép cấu tạo: 500 mm.

Ngoài ra, đối với bản và tường có chiều dày chưa quá 150 mm:

- Với cốt thép chịu lực: 200 mm.

- Với cốt thép cấu tạo: 300 mm.

Đối với bản và tường có chiều dày trên 150 mm:

- Với cốt thép chịu lực: 1,5 lần chiều dày (và 400 mm)

- Với cốt thép cấu tạo: 2 lần chiều dày (và 500 mm).

Khi đặt cốt thép vào kết cấu cần liên kết chúng lại với nhau thành lưới hoặc thành khung, dầm, không để cốt thép dưới dạng những thanh rời rạc. Thường dùng dạng lưới trong kết cấu bản, tường, dùng dạng khung, dầm trong dầm, cột. Nên dùng các khung cốt thép không gian.

Để liên kết các thanh cốt thép trong lưới và khung có thể dùng buộc hoặc hàn. Việc dùng các lưới thép hàn và khung thép hàn được chế tạo sẵn ở công xưởng có thể rút ngắn thời gian thi công ở hiện trường.

Trong các vùng bản làm việc hai phương thì cốt thép theo cả hai phương của lưới là thép chịu lực, đều được xác định theo tính toán.

Trong các vùng bản làm việc một phương thì cốt thép theo phương chịu lực được xác định theo tính toán, cốt thép theo phương kia của lưới là cốt thép cấu tạo, còn được gọi là cốt thép phân bố, có nhiệm vụ bảo đảm sự làm việc tổng thể của lưới cốt thép. Cốt thép cấu tạo trong bản có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng đường kính cốt thép chịu lực, có diện tích mặt cắt (tính trên mỗi mét bề rộng bản) không nhỏ hơn 15% diện tích mặt cắt cốt thép chịu lực. Cốt thép cấu tạo thường được đặt gần với mặt ngoài của kết cấu.

Khung cốt thép trong dầm gồm cốt thép dọc và cốt thép ngang (cốt thép đai). Trong những đoạn dầm mà không thỏa mãn điều kiện (2.58) cần đặt cốt ngang theo tính toán. Trong những đoạn dầm thỏa mãn điều kiện (2.58) đặt cốt ngang theo cấu tạo với khoảng cách không lớn hơn $3h/4$ và không lớn hơn 500 mm. Riêng trong những đoạn dầm mà có kể đến sự làm việc của cốt thép chịu nén thì khoảng cách của cốt thép ngang không được lớn hơn 15 lần đường kính cốt thép dọc chịu nén được kể vào trong tính toán.

Khung cốt thép trong cột gồm các cốt thép dọc và cốt thép đai. Cốt thép đai trong cột phải giữ được ổn định cho cốt thép dọc chịu nén. Trên mặt cắt, tối thiểu là cứ cách 1 cốt thép dọc phải có một cốt được đặt vào góc của cốt đai (trừ trường hợp cạnh của cột chưa quá 400 mm và trên cạnh đó có 4 cốt thép dọc). Đường kính cốt đai phải lớn hơn hay bằng $1/4$ đường kính cốt dọc chịu nén lớn nhất. Khoảng cách cốt đai phải nhỏ hơn hay bằng 15 lần đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất. Riêng trong đoạn nối cốt dọc, khoảng cách cốt đai phải nhỏ hơn 10 lần đường kính cốt dọc được nối. Với đoạn cột chịu lực cắt khá lớn, khi không thỏa mãn điều kiện (2.58) còn cần tính toán và đặt cốt đai chịu lực cắt.

2.8.2. Lớp bảo vệ

Cốt thép đặt trong bê tông cần được bảo vệ chống lại các tác động bất lợi của môi trường. Chiều dày lớp bảo vệ tính từ mặt ngoài của cốt thép đến mặt ngoài của bê tông nơi gần nhất.

Ký hiệu: v_1 là chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chịu lực, v_2 là chiều dày lớp bảo vệ cốt thép cấu tạo và cốt thép đai.

Trong mọi trường hợp v_1, v_2 không được nhỏ hơn đường kính cốt thép tương ứng. Ngoài ra tùy trường hợp còn có các quy định như sau:

- Với dầm và bản có chiều cao mặt cắt dưới 1m cũng như với cột có cạnh bé dưới 1m thì $v_1 \geq 30 \text{ mm}$, $v_2 \geq 20 \text{ mm}$.

- Với kết cấu có cạnh nhỏ nhất của mặt cắt lớn hơn 1m thì $v_1, v_2 \geq 60 \text{ mm}$.

- Với các công trình thủy công ở biển:

$v_1 \geq 70 \text{ mm}$ đối với cốt thép dạng sợi bó thành bó.

$v_1 \geq 50 \text{ mm}$ đối với cốt thép thanh.

$v_2 \geq 30 \text{ mm}$.

- Với các cấu kiện bê tông cốt thép lắp ghép được chế tạo trong các nhà máy có mức thiết kế từ M20 trở lên có thể lấy chiều dày lớp bảo vệ giảm 10mm so với các trị số đã nêu ở trên.

- Trường hợp kết cấu bê tông cốt thép đặt trong môi trường xâm thực cần chọn chiều dày lớp bảo vệ và dùng các biện pháp bảo vệ theo quy định riêng.

2.8.3. Khoảng hở của cốt thép

Khoảng hở giữa hai mép bên trong của cốt thép (khoảng cách nội) theo chiều cao và chiều rộng của mặt cắt phải đủ lớn để đảm bảo sự làm việc chung giữa cốt thép và bê tông cũng như bảo đảm việc đổ và đầm vữa bê tông được thuận lợi.

Trong mọi trường hợp khoảng hở không được nhỏ hơn đường kính cốt thép, không nhỏ hơn 1,5 lần kích thước cốt liệu lớn nhất. Ngoài ra tùy trường hợp còn quy định khoảng hở không nhỏ hơn các trị số sau:

a. Với cốt thép có vị trí nằm ngang khi đổ bê tông:

- 30 mm với cốt thép ở mặt dưới.
- 40 mm với cốt thép ở mặt trên.

Khi ở mặt dưới cốt thép được đặt thành nhiều lớp thì trừ hai lớp dưới cùng, còn đối với các lớp bên trên khoảng hở không nhỏ hơn 50 mm.

b. Với cốt thép có vị trí đặt đứng khi đổ bê tông:

- 50 mm ở những vùng không nối cốt thép.
- 35 mm ở vùng có nối cốt thép.

c. Với kết cấu có kích thước bé nhất của mặt cắt lớn hơn 1m thì khoảng hở không nên nhỏ hơn 2,5 lần đường kính cốt thép.

2.8.4. Neo cốt thép

Cốt thép dọc chịu lực cần được neo chắc chắn. Đoạn neo có thể để thẳng (neo thẳng) hoặc uốn gấp. Với cốt thép chịu nén chỉ dùng neo thẳng, trừ trường hợp đầu cốt thép cắm vào móng có thể uốn gấp móc vuông. Cốt thép tròn trơn chịu kéo trong các khung buộc và lưới buộc cần được neo bằng móc neo tiêu chuẩn hoặc neo gấp 135^0 . Cốt thép có gờ chịu kéo có thể được neo bằng neo thẳng, neo gấp 90^0 hoặc 135^0 (hình 2-22).

a. Đoạn neo thẳng:

Chiều dài đoạn neo thẳng l_n khi tại mặt cắt tính toán cốt thép được dùng hết khả năng chịu lực được xác định theo công thức (2.133) đồng thời $l_n \geq kd$ (hình 2-22a):

$$l_n = \left(\zeta \frac{R_a}{R_n} + 8 \right) d \quad (2.133)$$

trong đó:

d - đường kính cốt thép;

ζ và k - hệ số cho ở bảng 2-21.

Bảng 2-21. Hệ số k và ζ để tính chiều dài đoạn neo

Điều kiện làm việc của cốt thép	ζ	k
Cốt thép có gờ:		
- Neo cốt thép chịu kéo.	0,7	25
- Neo cốt thép chịu nén.	0,5	15
Cốt thép tròn trơn:		
- Neo cốt thép chịu kéo.	1,2	30
- Neo cốt thép chịu nén.	0,8	20

Khi mà tại mặt cắt tính toán cốt thép chưa được sử dụng hết khả năng chịu lực thì được phép rút ngắn đoạn neo bằng cách nhân l_n với tỷ số $\frac{F_a}{F_a^*}$. F_a là diện tích mặt cắt cốt

thép cần thiết theo tính toán, F_a^* là diện tích mặt cắt cốt thép có thực, lớn hơn F_a .

Đồng thời, lúc này $l_n \geq 0,7 kd$.

b. Neo tiêu chuẩn:

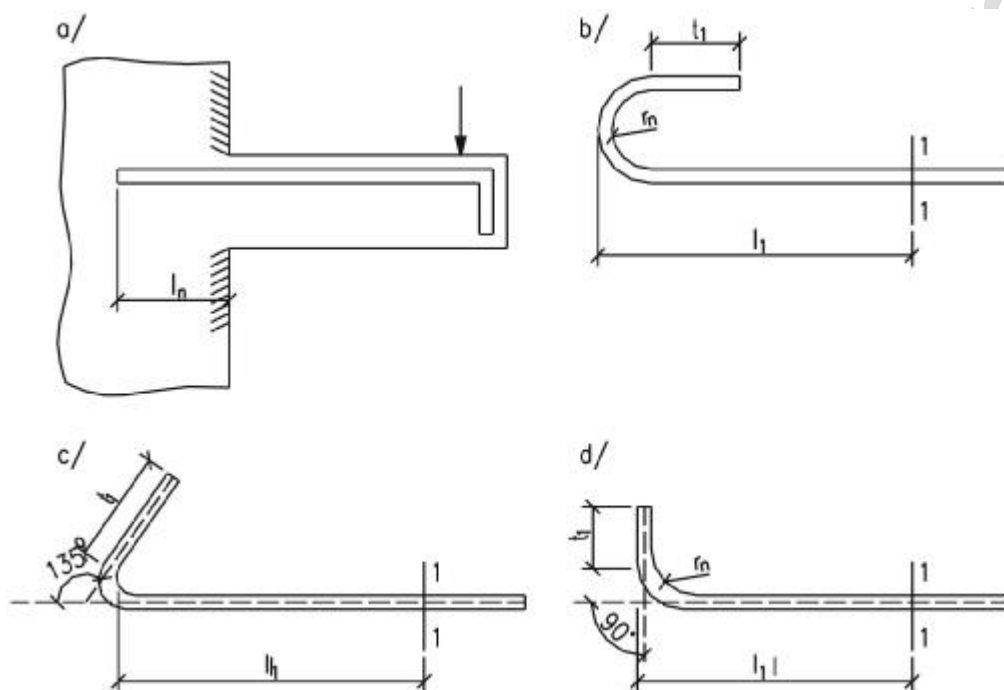
Neo tiêu chuẩn được uốn cong theo nửa vòng tròn thể hiện trên hình 2-22b. Bán kính đoạn uốn cong $r_0 \geq 3d$, chiều dài đoạn thẳng ở đầu mút $t_1 \geq 2d$. Chiều dài đoạn neo l_1 được tính từ mặt cắt tính toán 1-1 đến mép đoạn cong được xác định theo công thức (2.134) đồng thời $l_1 \geq 10 d$.

$$l_1 = l_n - \gamma_1 t_1 - \beta_0 r_0 \quad (2.134)$$

trong đó các hệ số γ_1 và β_0 lấy theo bảng 2-22.

Bảng 2-22. Hệ số γ_1 và β_0 để tính đoạn neo

Kiểu neo	γ_1	β_0
Neo tiêu chuẩn	3	5
Neo gấp 135°	2	3
Neo gấp 90°	1,5	1

**Hình 2-22. Các dạng neo của cốt thép****c. Neo gấp:**

Có thể thực hiện kiểu neo gấp với góc uốn từ 90° đến 135°. Chiều dài đoạn neo l_1 được xác định theo công thức (2.134).

Khi dùng neo gấp 90° cần chú ý đến khả năng đoạn thẳng t_1 có thể bật ra khỏi bê tông vì cốt thép bị kéo có xu hướng làm duỗi đoạn uốn gấp. Để chống lại hiện tượng này cần có lớp bê tông bảo vệ đủ dày hoặc phải có biện pháp buộc giữ đầu mút cốt thép.

d. Neo cốt thép đai:

Cốt thép đai trong dầm và trong cột cần được neo chắc chắn theo kiểu neo cốt thép chịu kéo. Neo cốt thép đai nên dùng móc neo tiêu chuẩn với $t_1 \geq 3d$, cũng có thể dùng neo gấp 135° với $t_1 \geq 5d$ (d - đường kính cốt thép đai).

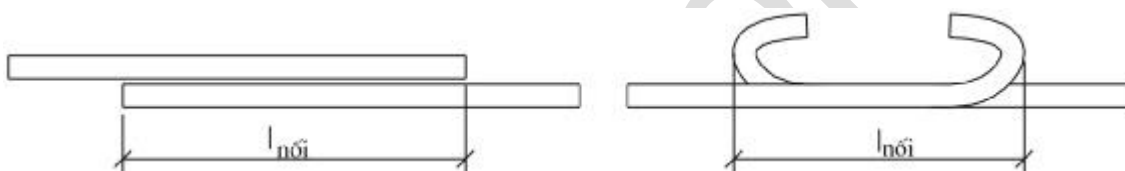
Chỉ được dùng neo gập 90° khi chiều dày lớp bảo vệ lớn hơn $4d$, $t_1 \geq 8d$, chú ý đến việc đầu mút đoạn t_1 bị bật ra khỏi bê tông khi nhánh cốt đai chịu kéo.

Cốt thép đai trong cấu kiện chịu xoắn cần được uốn móc neo tiêu chuẩn hoặc neo gập 135° và đoạn chập lên nhau không nhỏ hơn $30d$.

2.8.5. Nối cốt thép

Cần nối cốt thép khi thanh thép không có chiều dài đủ yêu cầu. Có thể nối hàn hoặc nối buộc. Chỉ dùng nối buộc cốt thép (liên kết chồng) khi đường kính cốt thép không lớn hơn 36 mm. Không nên dùng nối buộc trong vùng kéo của cấu kiện chịu uốn và chịu kéo lệch tâm lớn tại những nơi có nội lực lớn, nơi cốt thép được dùng hết khả năng chịu lực. Không được dùng nối buộc trong những cấu kiện thẳng mà toàn bộ mặt cắt chịu kéo. Chiều dài đoạn cốt thép chập lên nhau trong đoạn nối buộc là $l_{\text{nối}}$ (hình 2-23).

- Khi đầu thanh để thẳng: $l_{\text{nối}} \geq 1,3 l_n$.
- Khi đầu thanh có móc hoặc neo gập: $l_{\text{nối}} \geq 1,2 l_n$.



Hình 2-23. Liên kết chồng cốt thép

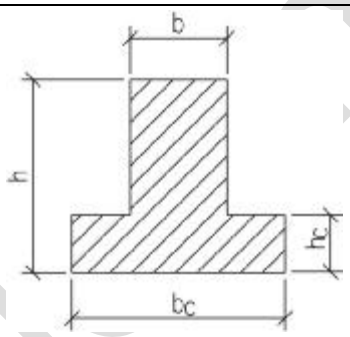
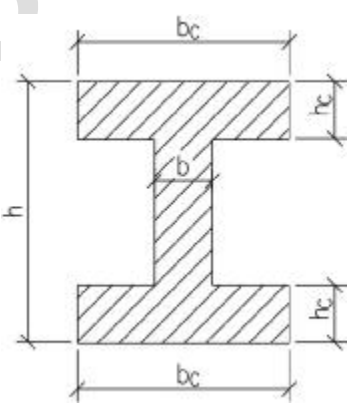
Trong đoạn nối buộc có thể đặt hai thanh thép sát vào nhau, cũng có thể đặt rời xa nhau. Trong phạm vi đoạn nối phải dùng các cốt thép ngang liên kết các thanh được nối, tránh cho các thanh thép có xu hướng tách ra xa nhau khi chịu lực. Diện tích mặt cắt của toàn bộ các thanh ngang liên kết (hoặc dây buộc) trong phạm vi đoạn nối không nhỏ hơn một phần tư diện tích mặt cắt của một thanh được nối.

Cần bố trí các mối nối buộc so le nhau. Tại một vị trí nối hoặc trong đoạn nhỏ hơn $l_{\text{nối}}$ diện tích mặt cắt cốt thép chịu lực được nối không vượt quá 50% diện tích mặt cắt toàn bộ cốt thép chịu lực. Được phép nối không so le (nối toàn bộ cốt thép tại một vị trí) khi đặt cốt thép theo cấu tạo cũng như tại những vùng chưa sử dụng quá 50% khả năng chịu lực của cốt thép.

Việc nối hàn cốt thép phải tuân theo các tiêu chuẩn tương ứng (TCXD 227-1999 về hàn hồ quang cốt thép). Chỉ được hàn cốt thép cán nóng khi đã khẳng định tính hàn được của chúng. Không dùng liên kết hàn với các cốt thép gia công nhiệt, các sợi thép cường độ cao.

2.9. PHỤ LỤC

Phụ lục 2-1. Hệ số ảnh hưởng biến dạng dẻo β của bê tông

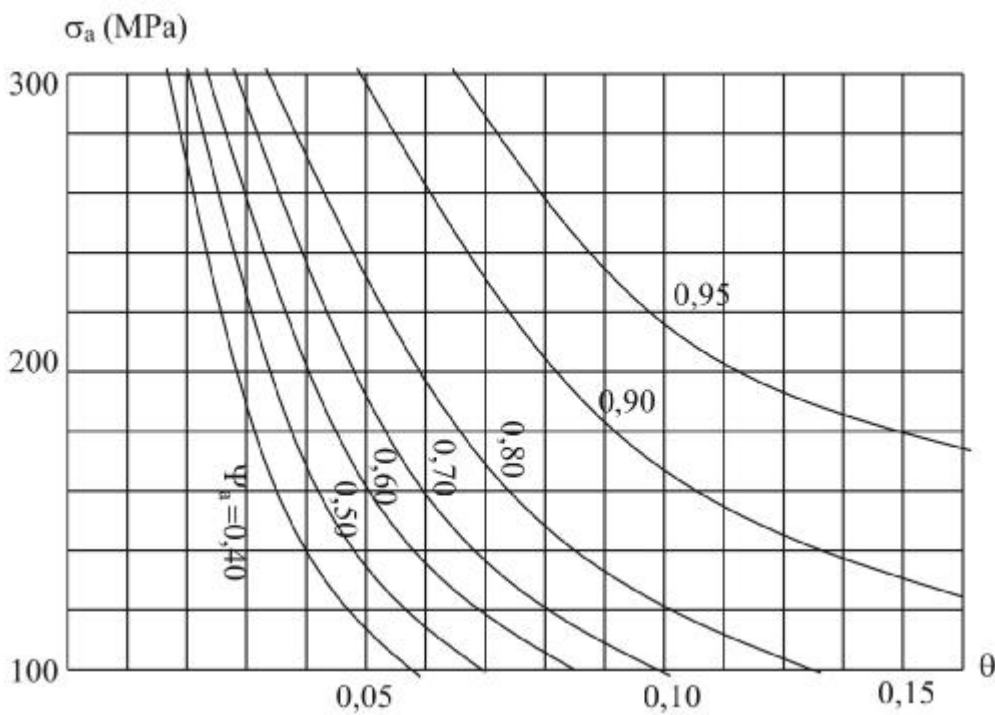
Đặc trưng mặt cắt	β	Dạng mặt cắt
1. Hình chữ nhật và hình chữ T có cánh trong vùng nén	1,75	
2. Hình chữ nhật T có cánh trong vùng kéo		
a. Khi $\frac{b_c}{b} \leq 2$, không phụ thuộc $\frac{h_c}{h}$	1,75	
b. Khi $\frac{b_c}{b} > 2$ và $\frac{h_c}{h} \geq 0,2$	1,75	
c. Khi $\frac{b_c}{b} > 2$ và $\frac{h_c}{h} < 0,2$	1,50	
3. Hình chữ I đối xứng (hình hộp)		
a. Khi $\frac{b_c}{b} \leq 2$ không phụ thuộc $\frac{h_c}{h}$	1,75	
b. Khi $2 < \frac{b_c}{b} \leq 6$ không phụ thuộc $\frac{h_c}{h}$	1,50	
c. Khi $\frac{b_c}{b} > 6$ và $\frac{h_c}{h} \geq 0,2$	1,50	
d. Khi $6 < \frac{b_c}{b} \leq 15$ và $\frac{h_c}{h} \leq 0,2$	1,25	
e. Khi $\frac{b_c}{b} > 15$ và $\frac{h_c}{h} < 0,1$	1,10	
Chú thích: Các trường hợp chữ I không đối xứng, hình chữ thập, hình tròn, xem phụ lục 1 của TCVN 4116-1985.		

Phụ lục 2-2. Các hệ số ξ , γ , A để tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn và nén kéo lệch tâm ($\gamma = 1 - \xi/2$; $A = \xi\gamma$)

ξ	γ	A	ξ	γ	A
0,01	0,995	0,01	0,36	0,820	0,295
0,02	0,990	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,810	0,308
0,04	0,980	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,049	0,40	0,800	0,320
0,06	0,970	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,790	0,332
0,08	0,960	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,086	0,44	0,780	0,343
0,10	0,950	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,770	0,354
0,12	0,940	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,760	0,365
0,14	0,930	0,130	0,49	0,755	0,370
0,15	0,925	0,139	0,50	0,750	0,375
0,16	0,920	0,147	0,51	0,745	0,380
0,17	0,915	0,155	0,52	0,740	0,385
0,18	0,910	0,164	0,53	0,735	0,390
0,19	0,905	0,172	0,54	0,730	0,395
0,20	0,900	0,180	0,55	0,725	0,400
0,21	0,895	0,188	0,56	0,720	0,403
0,22	0,890	0,196	0,57	0,715	0,407
0,23	0,885	0,203	0,58	0,710	0,412
0,24	0,880	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,60	0,700	0,420
0,26	0,870	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,234	0,62	0,690	0,428
0,28	0,860	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,680	0,435
0,30	0,850	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,670	0,442
0,32	0,840	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,660	0,449
0,34	0,830	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,70	0,650	0,455

Phụ lục 2-3. Đồ thị xác định hệ số Ψ_a của cấu kiện chịu uốn mặt cắt chữ nhật
(công thức 2.128)

- Tính $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$ và $\theta = \alpha \mu$
- α là hệ số phụ thuộc mác bê tông M. Với M20 lấy $\alpha = 0,78$; M 25 lấy $\alpha = 0,76$; M30 lấy $\alpha = 0,72$.
- Xác định ứng suất trong cốt thép chịu kéo σ_a theo công thức (2.120).
- Từ σ_a và θ tra đồ thị để xác định Ψ_a .



Chú thích:

- Đồ thị dùng cho mặt cắt đặt cốt thép đơn và cốt thép kép.
- Ở dưới đường cong cuối cùng lấy $\Psi_a = 0,40$. Ở trên đường cong trên cùng lấy $\Psi_a = 0,95$.
- Với mặt cắt chữ T, chữ I tra Ψ_a ở Phụ lục 2.2 của TCVN 4116-1985.

Phụ lục 2-4. Bảng tra diện tích và trọng lượng cốt thép

Đường kính (mm)	Diện tích mặt cắt ngang (cm ²) ứng với số thanh									Trọng lượng 1m dài (daN)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222
8	0,503	1,00	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,92	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,27	2,466
22	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834
30	7,07	14,14	21,21	28,28	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	5,549
32	8,04	16,08	24,12	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,4	113,0	9,870

Phụ lục 2-5. Số liệu về mác bê tông

Mác bê tông theo cường độ chịu nén được trình bày trong tiêu chuẩn TCVN 4116-1985 và trong TCVN 6025-1995 cũng như trong tiêu chuẩn ngành 14TCN 63-2003 có điểm giống và khác nhau. Khi sử dụng mác bê tông cần phân biệt rõ, tránh nhầm lẫn.

Làm thí nghiệm người ta xác định được cường độ các mẫu thử và từ đó tính toán được cường độ trung bình R_{tb} . Dùng phương pháp tính toán thống kê xác định được độ sai lệch quân phương δ và hệ số biến động $v = \delta/R_{tb}$. Với xác suất bảo đảm 95% tính toán được cường độ đặc trưng của các mẫu thử là R_c .

$$R_c = R_{tb}(1 - sv) = \alpha R_{tb}$$

Với phân phối chuẩn và xác suất 95% có $S = 1,64$. Hệ số biến động v phụ thuộc vào mức độ đồng chất của bê tông. Theo kết quả thống kê trong điều kiện công nghệ ổn định có thể lấy $v = 0,135$ và như vậy $R_c = 0,78 R_{tb}$.

Theo TCVN 4116-1985 thì mác được lấy theo R_{tb} với đơn vị daN/cm² và bê tông có các mác thiết kế 100; 150; 200; 250; 300; 350; 400. Tạm gọi mác như trên là mác cũ.

Theo TCVN 6025-1995 và 14TCN 63-2003 thì mác hoặc cấp cường độ được lấy theo R_c với đơn vị MPa và bê tông có các mác thiết kế 10 ; 12,5 ; 15 ; 20 ; 25 ; 30 ; 35 ; 40. Tạm gọi mác như vậy là mác mới. Khi thí nghiệm các mẫu thử được cường độ trung bình là R_{tb} tính theo đơn vị daN/cm². Lấy gần đúng 1 MPa = 10 daN/cm² và $\alpha = 0,78$ thì:

$$\text{Mác (cũ)} = R_{tb}$$

$$\text{Mác (mới)} = 0,078 R_{tb} = 0,078 \text{ Mác (cũ)}$$

Các số liệu trong chương này được lấy theo mác mới. Khi thiết kế hoặc thi công nếu vẫn dùng theo mác cũ thì cần phải nội suy tìm ra kết quả chính xác, tránh nhầm lẫn.

Cần hết sức chú ý rằng để có được mác thiết kế theo R_c như quy định thì khi chọn cấp phối vật liệu, khi thi công cần đạt được cường độ của mẫu thử là R_{tb} cao hơn R_c .

$$R_{tb} = (1/\alpha)R_c = 1,28 R_c$$

Thí dụ, để có được mác M20 ($R_c = 20$ MPa) thì cường độ của mẫu thử phải đạt

$$R_{tb} = 1,28 \times 20 = 25,6 \text{ MPa} = 256 \text{ daN/cm}^2.$$

Chương 2 103**KẾT CẤU BÊ TÔNG, BÊ TÔNG CỐT THÉP 103****2.1. Nguyên tắc chung 103****2.2. Số liệu cơ bản 105**

2.2.1. Số liệu về tải trọng 105

2.2.2. Số liệu về bê tông 107

2.2.3. Số liệu về cốt thép 110

2.2.4. Số liệu về kết cấu 113

2.3. Tính toán độ bền kết cấu bê tông 113

2.3.1. Nguyên tắc chung 113

2.3.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn 113

2.3.3. Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm 114

2.3.4. Thí dụ tính toán 116

2.4. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo độ bền 118

2.4.1. Nguyên tắc chung 118

2.4.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn 118

2.4.3. Tính toán cấu kiện chịu nén 126

2.4.4. Tính toán cấu kiện chịu kéo 135

2.4.5. Tính toán cấu kiện chịu lực cắt 138

2.4.6. Tính toán cấu kiện chịu xoắn 142

2.5. Sự chịu lực cục bộ 143

2.5.1. Nén cục bộ 143

2.5.2. Nén thùng 145

2.5.3. Đẩy ngang 147

2.5.4. Cắt vát 148

2.5.5. Uốn mặt cắt nghiêng 149

2.5.6. Cốt thép bó của cấu kiện gấp khúc 150

2.5.7. Cốt thép cong chịu kéo 150

2.5.8. Vai cột, công xôn ngắn 152

2.6. Tính toán về độ bền mỏi 153

2.6.1. Nguyên tắc và điều kiện 153

2.6.2. Tính toán ứng suất pháp 153

2.6.3. Tính toán về ứng suất kéo chính 154

2.7. Tính toán về nứt và biến dạng 155

2.7.1. Nguyên tắc và điều kiện 155

2.7.2. Tính toán không cho phép hình thành vết nứt 156

2.7.3. Tính toán bề rộng khe nứt 159

2.7.4. Tính toán độ cứng 161

2.8. Các yêu cầu về cấu tạo 162

2.8.1. Chọn và đặt cốt thép 162

2.8.2. Lớp bảo vệ 163

2.8.3. Khoảng hở của cốt thép 164

2.8.4. Neo cốt thép 165

2.8.5. Nối cốt thép 167

2.9. Phụ lục 168