

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI

PGS. TS. TRẦN MẠNH TUÂN  
TS. NGUYỄN HỮU THÀNH  
TS. NGUYỄN HỮU LÂN  
THS. NGUYỄN HOÀNG HÀ



# KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

**PGS. TS. NGUYỄN HỮU LÂN**

# **TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP**

**NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG  
HÀ NỘI - 2008**

Tài liệu này được lưu trữ tại <http://tailieuxd.com/>

<http://www.tailieuxd.com>

## LỜI NÓI ĐẦU

Nhằm cung cấp tài liệu học tập cho sinh viên ngành Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Bộ môn Kết cấu công trình Trường đại học Tôn Đức Thắng biên soạn cuốn giáo trình "**Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép**".

Giáo trình được viết dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế "Kết cấu bê tông cốt thép" TCXDVN 356 : 2005 và Tiêu chuẩn thiết kế "Tải trọng và tác động" TCVN 2737-1995, có tham khảo CHuIT2.03.01-84 và TCVN 5574-91.

Nội dung giáo trình bao gồm các nguyên tắc, phương pháp tính toán và cấu tạo các cấu kiện bê tông cốt thép cơ bản. Đó là cơ sở để thiết kế các công trình dân dụng và công nghiệp mà sinh viên sẽ tiếp tục được học trong phần sau.

Cuốn sách này cũng được dùng làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư thiết kế và thi công các công trình bê tông cốt thép.

Sách được xuất bản lần đầu nên chắc chắn sẽ không tránh khỏi những thiếu sót, chúng tôi mong nhận được nhiều đóng góp bổ sung của các đồng nghiệp và đông đảo bạn đọc. Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về:

Bộ môn Kết cấu công trình

Trường Đại học Tôn Đức Thắng

98 Ngô Tất Tố, Quận Bình Thạnh

Thành phố Hồ Chí Minh.

Email: [ktct@tut.edu.vn](mailto:ktct@tut.edu.vn).

Xin trân trọng cảm ơn.

**Tác giả**

# MỘT SỐ KÝ HIỆU DÙNG TRONG GIÁO TRÌNH NÀY

## Nội lực

$M$  - mômen uốn.

$Q$  - lực cắt.

$N$  - lực dọc.

## Đặc trưng cơ học

$R_b, R_{bt}$  - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo tính toán của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ nhất.

$R_{bn}, R_{btn}$  - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông.

$R_{b,ser}, R_{bt,ser}$  - cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai.

$R_s, R_{sc}$  - cường độ chịu kéo, cường độ chịu nén tính toán của cốt thép dọc.

$R_{sw}$  - cường độ tính toán của cốt thép ngang.

$E_b$  - mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông.

$E_s$  - mô đun đàn hồi của thép.

## Đặc trưng hình học

$b, h, h_0$  - chiều rộng, chiều cao và chiều cao hữu ích của tiết diện.

$A_s, A'_s$  - diện tích cốt thép dọc chịu kéo và cốt thép dọc chịu nén.

$A_w, A_i$  - diện tích tiết diện cốt thép đai, cốt thép xiên.

$x$  - chiều cao miền chịu nén của tiết diện.

$\xi$  - chiều cao tương đối của miền chịu nén ( $\xi = x / h_0$ ).

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

$\xi_r, \alpha_r$  - trị số giới hạn của  $\xi$  và  $\alpha$ .

## Một số hệ số

$n$  - hệ số tin cậy của tải trọng, hệ số vượt tải.

$c$  - hệ số tổ hợp tải trọng.

$\gamma_b$  - hệ số điều kiện làm việc của bê tông.

$\gamma_s$  - hệ số điều kiện làm việc của cốt thép.

## MỘT SỐ ĐƠN VỊ THƯỜNG DÙNG

Lực, trọng lượng	:	kilôniutơn ( $kN$ ), đêcaniutơn ( $daN$ )
Chiều dài	:	mét ( $m$ ), centimét ( $cm$ ), milimét ( $mm$ )
Mômen	:	kilôniutơn mét ( $kNm$ )
Cường độ, ứng suất	:	mêgapascal ( $MPa$ )

Đổi đơn vị :  $1 MPa = 1 N/mm^2 = 10 daN/cm^2$ .

## Chương 1

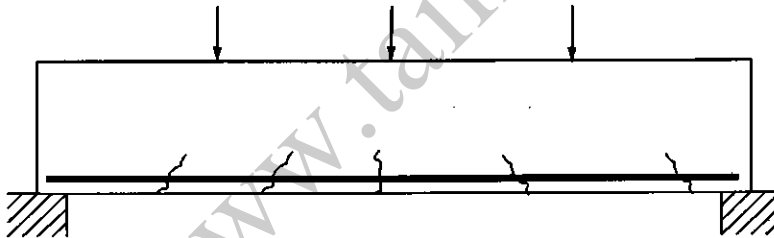
# ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

## 1.1. VẬT LIỆU BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 1.1.1. Bản chất của bê tông cốt thép

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

Bê tông là vật liệu chịu nén tốt, nhưng chịu kéo rất kém. Ngược lại thép chịu nén và chịu kéo đều tốt. Do đó người ta tìm cách dùng thép làm cốt cho bê tông: đặt cốt thép vào những nơi mà cấu kiện khi làm việc sẽ phát sinh ứng suất kéo (hình 1.1). Đó là nguyên lý cơ bản để tạo nên vật liệu BTCT. Ngoài ra, trong nhiều trường hợp, cốt thép cũng có thể được bố trí cả ở vùng chịu nén của cấu kiện để trợ lực cho bê tông hoặc để bảo đảm yêu cầu cấu tạo.



Hình 1.1: Miền chịu kéo với khe nứt và cốt thép trong dầm BTCT

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

Kết cấu BTCT có các loại:

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

Kết cấu BTCT có khả năng chịu lực tốt nhưng khả năng chống nứt kém. Khi chịu tải trọng, cấu kiện BTCT thường luôn có khe nứt ở miền chịu kéo. Khe nứt làm cho tiết diện của cấu kiện bị thu hẹp, độ cứng giảm. Khe nứt quá lớn sẽ làm cho cốt thép tiếp xúc với không khí và nước, làm ăn mòn cốt thép, gây hư hỏng kết cấu. Để hạn chế khe

nứt, cách tốt nhất là dùng BTCT ứng lực trước. Đó là những cấu kiện mà khi chế tạo, người ta dùng cốt thép cường độ cao, kéo căng cốt thép để tạo ra một lực ép trước tác dụng lên bê tông tại những nơi sẽ phát sinh ứng suất kéo khi sử dụng sau này. Lực ép trước sẽ hạn chế hoặc triệt tiêu hoàn toàn khe nứt, đồng thời làm cho độ cứng tăng lên nhiều so với cấu kiện BTCT thường có cùng kích thước tiết diện và hàm lượng cốt thép cũng như cách bố trí cốt thép.

### **1.1.2. Ưu nhược điểm chính của kết cấu BTCT**

BTCT là một trong những loại vật liệu chủ yếu trong xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp, giao thông và thủy lợi. Với những ưu điểm nổi bật như khả năng chịu lực lớn; dễ tạo dáng theo yêu cầu kiến trúc, chịu lửa tốt hơn thép và gỗ, dễ sử dụng vật liệu địa phương sẵn có (cát, đá, xi măng) nên phạm vi ứng dụng của BTCT ngày càng rộng rãi. Những công trình nghiên cứu cơ bản về tính chất cơ học và lý học của vật liệu, về lý thuyết tính toán và công nghệ chế tạo BTCT đã thu được những tiến bộ rất lớn.

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

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

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

## **1.2. CÁC TÍNH CHẤT CƠ - LÝ CHỦ YẾU CỦA VẬT LIỆU**

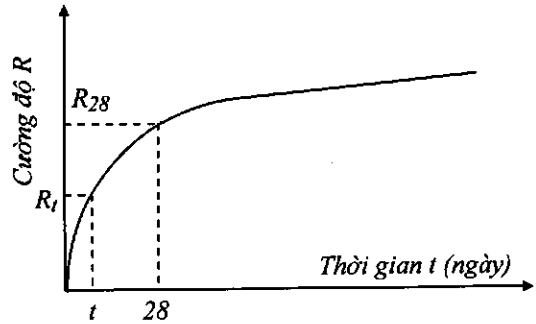
### **1.2.2. Bê tông**

#### **1. Các loại cường độ của bê tông**

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

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

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



Hình 1.2: Sự tăng cường độ bê tông theo thời gian

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

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

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

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

Trong đó:  $n$  - số lượng mẫu thử.

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

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

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

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

$$R = \bar{R} - Sd = \bar{R} (1 - S\nu)$$

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

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



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

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

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

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

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

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

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

Các cường độ tính toán  $R_{b,ser}$  và  $R_{bt,ser}$  khi tính toán cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai đưa vào tính toán cần phải nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông  $\gamma_{bi} = 1$ , ngoại trừ khi tính toán sự hình thành vết nứt do tải trọng lặp hoặc sự hình thành vết nứt xiên cần theo chỉ dẫn nêu trong các điều 7.1.2.9, 7.1.3.1 và 7.1.3.2 của TCXDVN 356:2005.

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

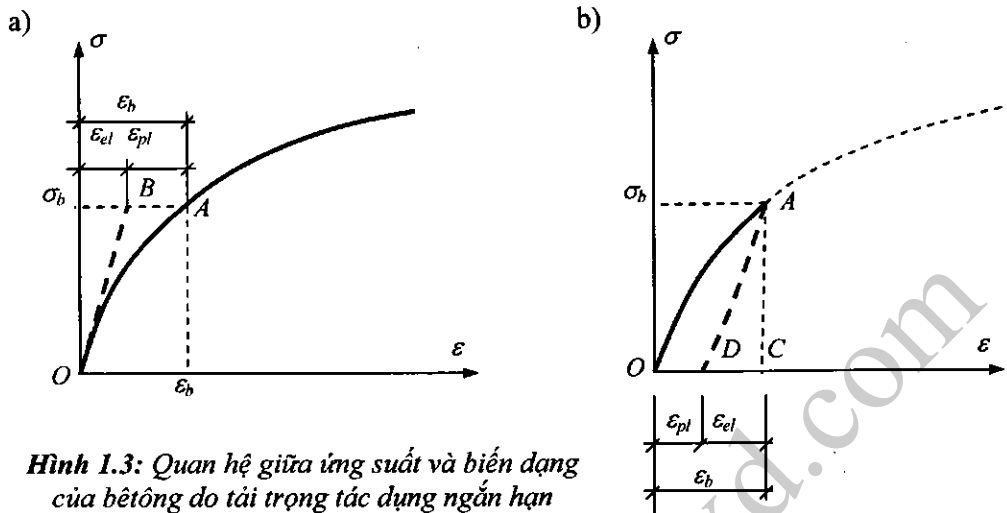
Sau đây là các yếu tố chính ảnh hưởng đến cường độ bê tông:

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

Tuổi bê tông: cường độ bê tông phát triển liên tục trong quá trình bê tông cứng hoá. Trong vài tuần đầu cường độ tăng nhanh, sau khoảng 28 ngày tăng chậm dần và sau một số tháng thì sự tăng trở nên không đáng kể (hình 1.2).

#### 4. Biến dạng của bê tông

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



Hình 1.3: Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông do tải trọng tác dụng ngắn hạn

Dưới tác dụng của tải trọng, bê tông bị biến dạng. Đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng  $\sigma_b - \epsilon_b$  khi gia tải (nét liền trên hình 1.3, a và b) vẽ được qua thí nghiệm nén mẫu bê tông chịu tải trọng ngắn hạn cho thấy biến dạng tăng nhanh hơn ứng suất. Khi dỡ hết tải (đường  $AD$  trên hình 1.3, b), đường cong  $\sigma_b - \epsilon_b$  không trùng với khi gia tải và biến dạng cũng không hồi phục hoàn toàn. Phần biến dạng được hồi phục  $\epsilon_{el}$  là biến dạng đàn hồi, phần còn lại  $\epsilon_{pl}$  là biến dạng dẻo. Như vậy bê tông là một vật liệu vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Biến dạng tổng cộng  $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$ .

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

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

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

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

$E_b$  chỉ đo được khi gia tải cực nhanh. Khi đó đường cong  $\sigma_b - \epsilon_b$  gần như thẳng, biến dạng chủ yếu chỉ là thành phần đàn hồi (đường  $OB$  trên hình 1.3, a). Nếu gia tải nhanh theo từng cấp, đường cong  $\sigma_b - \epsilon_b$  sẽ có dạng bậc thang.

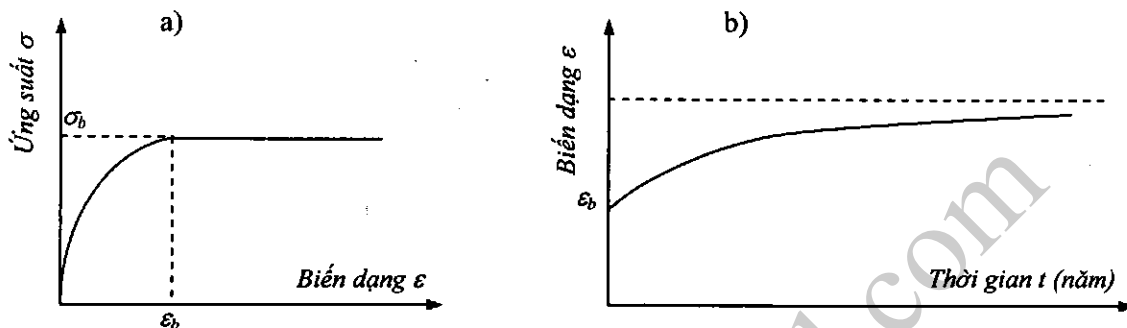
Môđun biến dạng khi nén  $E'_b = \sigma_b / \epsilon_b = \nu \sigma_b / \epsilon_{el} = \nu E_b$  (chỉ có giá trị ứng với từng điểm nhất định trên đường cong  $\sigma_b - \epsilon_b$ ).

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

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

Trong đó:  $\nu_t$  – hệ số đàn hồi khi kéo.

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



**Hình 1.4: Từ biến của bê tông**  
a) *Biến dạng tăng khi ứng suất không tăng;*  
b) *Từ biến tăng theo thời gian*

Thí nghiệm nén mẫu đến một ứng suất nào đó rồi giữ nguyên giá trị tải trọng (tức giữ nguyên ứng suất) trong một thời gian dài, thì biến dạng tăng lên nhiều (hình 1.4,a). Đó là hiện tượng từ biến của bê tông. Từ biến cũng xảy ra khi tải trọng thay đổi. Hình 1.4b biểu thị biến dạng từ biến tăng theo thời gian: với ứng suất trong bê tông không quá lớn, biến dạng từ biến tăng nhanh trong thời gian đầu, sau đó tăng chậm dần và sau khoảng 3 – 4 năm thì ngừng lại ở một giá trị nào đó. Nhưng nếu ứng suất trong bê tông xấp xỉ bằng cường độ giới hạn thì biến dạng từ biến tăng không ngừng và gây phá hoại kết cấu.

Các nhân tố ảnh hưởng đến từ biến:

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

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

- Đặc trưng từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và biến dạng đàn hồi:  $\varphi = \frac{\varepsilon_{crp}}{\varepsilon_{el}}$ ;
- Suất từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và ứng suất tương ứng:  $C = \frac{\varepsilon_{crp}}{\sigma_b}$ , thường

tính bằng đơn vị  $cm^2/daN$ .

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

#### c) Biến dạng do co ngót

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

#### d) Biến dạng do thay đổi nhiệt độ

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

#### e) Biến dạng cực hạn của bê tông

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

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

### 1.2.2. Thép và cốt thép

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

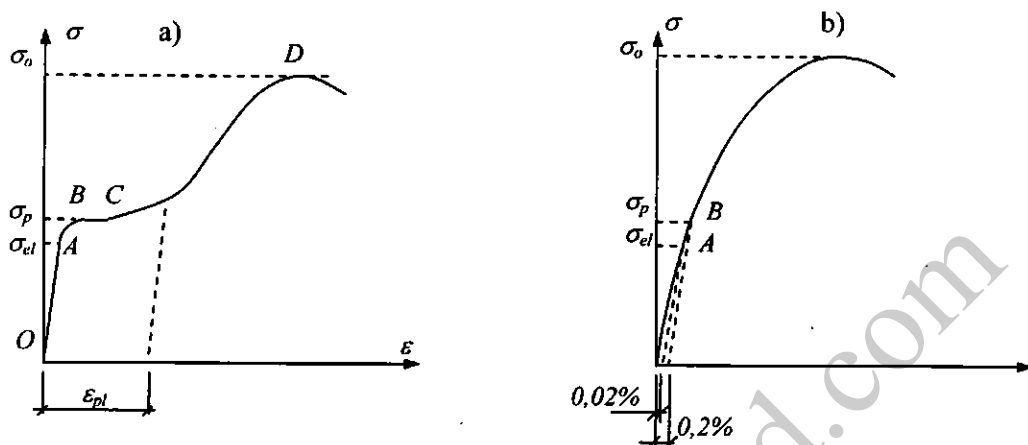
#### 1. Tính chất cơ học của thép

Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng vẽ được qua thí nghiệm kéo mẫu thép như trên hình 1.5. Loại thép có thêm chảy rõ ràng gọi là thép dẻo, thường là thép cán nóng (hình 1.5,a). Loại thép không có thêm chảy rõ ràng gọi là thép giòn (hình 1.5,b), thường là thép kéo nguội, sợi thép cường độ cao.

Các chỉ tiêu cơ học đối với thép gồm có:

- Giới hạn bền  $\sigma_0$  – là ứng suất gây kéo đứt mẫu thép;
- Giới hạn chảy  $\sigma_p$  – đối với thép dẻo là ứng suất ở thêm chảy (đoạn nằm ngang  $BC$  trên hình 1.5,a); đối với thép giòn, vì không tồn tại thêm chảy nên dùng giới hạn chảy quy ước, lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,2% (điểm  $B$  trên hình 1.5,b).

- Giới hạn đàn hồi  $\sigma_{el}$  – đối với thép dẻo là ứng suất ở cuối giai đoạn đàn hồi (điểm A trên hình 1.5,a); đối với thép giòn, quy ước giới hạn đàn hồi lấy bằng ứng suất tương ứng với biến dạng dư 0,02% (điểm A trên hình 1.5,b).



Hình 1.5: Biểu đồ ứng suất - biến dạng.  
a) Thép dẻo; b) Thép giòn

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

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

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

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

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

## 3. Các loại cốt thép

Theo hình dạng bề mặt, thép để làm cốt trong cấu kiện BTCT gồm có cốt thép trơn trơn và cốt thép có gờ (hình 1.6).

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

- Thép thanh thuộc các nhóm A-I (tròn trơn), A-II, A-III và A-IV (có gờ), tương đương với các nhóm CI, CII, CIII và CIV, là thép cán nóng dùng cho cấu kiện BTCT thường;
- Nhóm A<sub>T</sub>-IV, A<sub>T</sub>-V và A<sub>T</sub>-VI – thép gia công nhiệt;
- Nhóm A-IIIB và A-IIIB – thép kéo nguội;

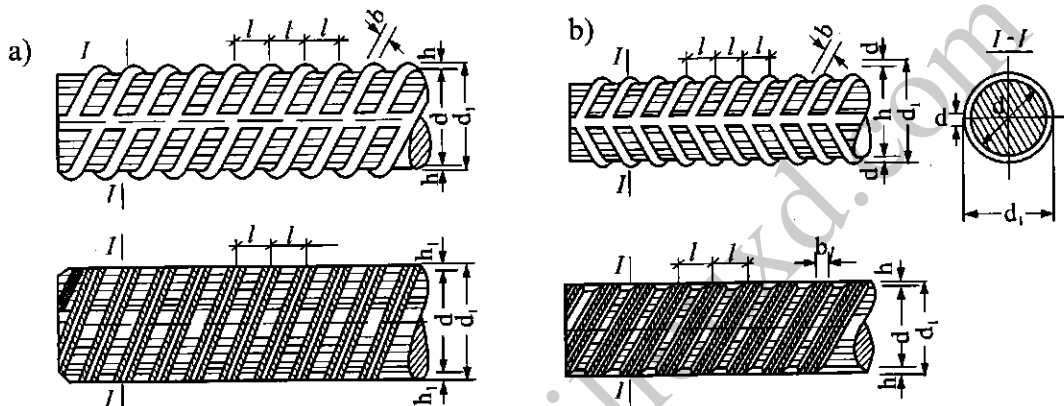
- Nhóm B-I và B<sub>p</sub>-II - sợi thép cường độ cao.

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

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

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

#### 1. Lực dính giữa bê tông và cốt thép



**Hình 1.6:** Một vài loại thép có gờ.  
a) Nhóm A-II; b) Nhóm A-III và A-IV

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

Lực dính có thể xác định bằng thí nghiệm kéo một thanh thép khỏi khối bê tông. Vì không biết được quy luật biến thiên của lực dính dọc theo chiều dài đoạn thép ngập trong bê tông nên người ta thường dùng trị số trung bình  $\bar{\tau}$  của lực dính (hình 1.7).

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

Trong đó:

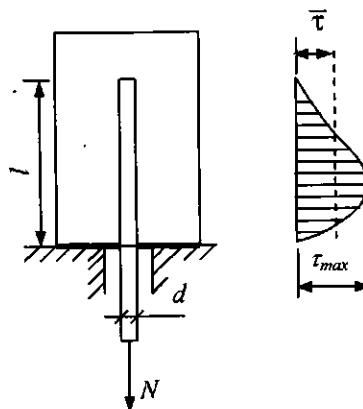
$l$  - chiều dài đoạn cốt thép nằm trong bê tông;

$d$  - đường kính thanh cốt thép;

$N$  - lực kéo thanh cốt thép tuột khỏi bê tông.

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

Lực dính phụ thuộc vào cấp độ bền bê tông và tính chất bề mặt của cốt thép. Độ chặt của bê tông



**Hình 1.7:** Thí nghiệm xác định lực dính

càng lớn, tuổi bê tông càng cao và tỉ lệ nước – xi măng càng nhỏ thì lực dính càng lớn. Cốt thép có gờ thì lực dính với bê tông lớn hơn so với cốt thép trơn.

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

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

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

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

## 2. Ứng suất nội tại trong bê tông cốt thép

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

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

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

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

## Chương 2

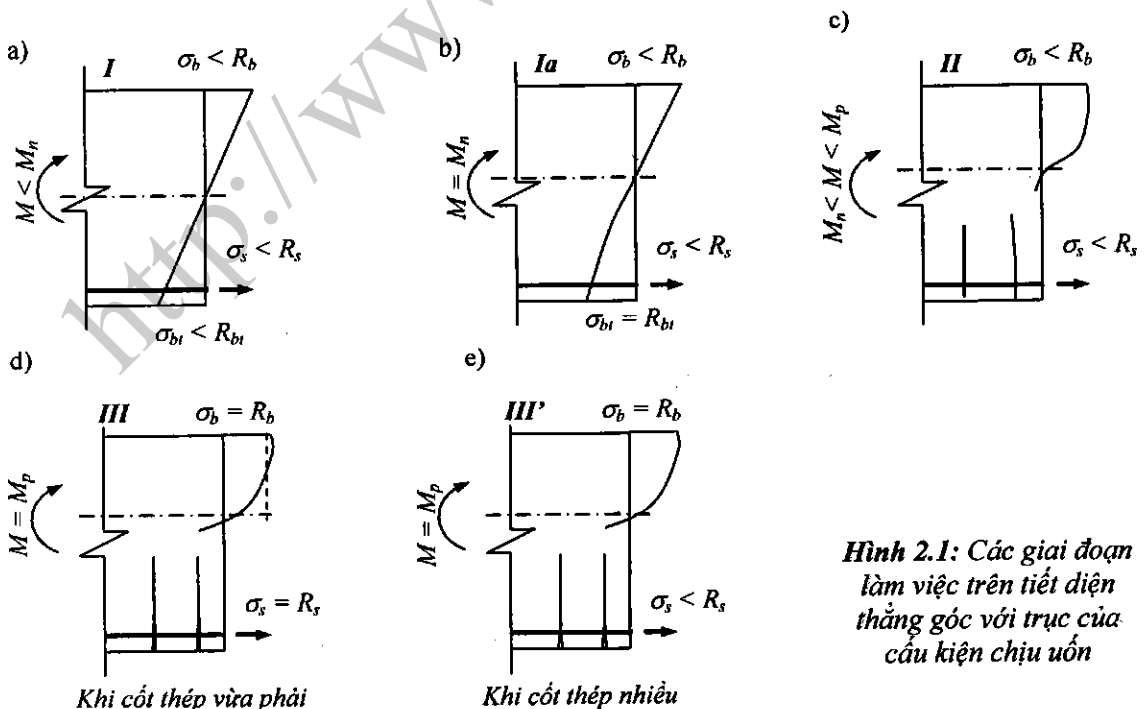
# NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO

### 2.1. CƠ SỞ THỰC NGHIỆM CỦA LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

Rất nhiều nghiên cứu thực nghiệm được tiến hành trên cầu kiện BTCT chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm đã cho thấy có thể chia quá trình làm việc của cầu kiện thành ba giai đoạn đặc trưng cho trạng thái ứng suất - biến dạng, kể từ khi bắt đầu chất tải cho đến khi cầu kiện bị phá hoại. Sau đây mô tả ba giai đoạn này đối với một dầm đơn giản chịu uốn, có cốt thép chịu kéo là các thanh thép nhóm A-I, A-II và A-III.

*Giai đoạn I:* Khi tải trọng nhỏ (khoảng 15-20% so với tải trọng phá hoại), bê tông làm việc như một vật liệu đàn hồi, bê tông miền chịu kéo chưa bị nứt (hình 2.1,a). Tuy nhiên do bê tông chịu kéo kém nên ứng suất kéo  $\sigma_{bt}$  sớm đạt đến trị số cường độ chịu kéo  $R_{bt}$ , khi đó bê tông bắt đầu bị nứt. Ở giai đoạn I, trục trung hoà nằm thấp hơn trọng tâm tiết diện bê tông do ảnh hưởng của cốt thép ở vùng kéo.

Giai đoạn Ia (cuối giai đoạn I – hình 2.1,b) được dùng làm cơ sở để tính toán khả năng chống nứt sau này.



**Hình 2.1:** Các giai đoạn làm việc trên tiết diện thẳng góc với trục của cầu kiện chịu uốn



*Giai đoạn II:* Được đặc trưng bởi sự hình thành các khe nứt trong bê tông vùng kéo. Đây là giai đoạn làm việc bình thường của dầm BTCT: giai đoạn làm việc với các khe nứt (hình 2.1,c). Khi tải trọng đạt giá trị khoảng 65% so với tải trọng phá hoại, ứng suất trong bê tông vùng nén tăng lên, biến dạng dèo xuất hiện, uốn cong biểu đồ ứng suất nén, trục trung hoà dịch về phía vùng nén. Giai đoạn này là cơ sở để tính toán cấu kiện BTCT về biến dạng và nứt.

*Giai đoạn III - giai đoạn phá hoại:* Tiếp tục tăng tải trọng, mômen uốn tăng làm cho khe nứt phát triển, chiều cao miền chịu nén tiếp tục bị giảm, trục trung hoà dịch về phía miền chịu nén. Đến một lúc nào đó, bê tông và cốt thép đạt đến các cường độ tương ứng của chúng và cấu kiện bị phá hoại. Sự phá hoại có thể thuộc vào một trong hai trường hợp sau đây:

- Nếu lượng cốt thép vừa phải, thì khi ứng suất kéo trong cốt thép đạt giới hạn chảy ( $\sigma_s = R_s$ ), ứng suất nén trong bê tông cũng nhanh chóng đạt đến cường độ chịu nén ( $\sigma_b = R_b$ ), bê tông bị ép vỡ, cấu kiện bị phá hoại. Đó là trường hợp phá hoại bình thường, còn gọi là phá hoại dèo (hình 2.1,d).

- Ngược lại, nếu cốt thép quá nhiều, thì bê tông bị ép vỡ trước ( $\sigma_b = R_b$ ), trong khi cốt thép chưa đạt giới hạn chảy ( $\sigma_s < R_s$ ), cấu kiện bị phá hoại (hình 2.1,e). Trường hợp này được gọi là phá hoại giòn, mang tính chất đột ngột.

Giai đoạn phá hoại là cơ sở để tính toán khả năng chịu lực của cấu kiện, còn gọi là tính toán cấu kiện BTCT về mặt cường độ.

## **2.2. VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP**

### **2.2.1. Phương pháp tính theo ứng suất cho phép**

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

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

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

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

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

Suy ra

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_b} \sigma_b = \alpha \sigma_b \quad (2.1)$$

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

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

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

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

### 2.2.2. Phương pháp tính theo nội lực phá hoại

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

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

- Khả năng chịu lực của cấu kiện được tính toán ở giai đoạn phá hoại (giai đoạn III), trường hợp phá hoại dẻo, bê tông và cốt thép đồng thời đạt đến ứng suất giới hạn (hình 2.1,d);
- Biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng nén có dạng cong, nhưng trong tính toán được thay thế bằng hình chữ nhật;
- Hệ số an toàn về độ bền  $k$  lấy bằng tỉ số giữa nội lực phá hoại và nội lực trong giai đoạn sử dụng;

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

toán nội lực phá hoại.

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

$$M_u = kM = A_s \sigma_y z = A_{bc} R_u z \quad (2.2)$$

Trong đó:  $z = h_0 - x/2$ .

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

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

### 2.2.3. Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn

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

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

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

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

## 2.3. NỘI DUNG TÍNH TOÁN CẦU KIẾN BÊTÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

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

### 2.3.1. Nguyên tắc tính toán chung

#### *Tính toán theo nhóm TTGH thứ nhất: về cường độ và ổn định*

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

$$T \leq T_p \quad (2.3)$$

Trong đó:  $T$  - nội lực do tải trọng tính toán gây ra (xem mục 2.3.2);

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

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

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

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

Các nội dung tính toán đều nhằm đảm bảo điều kiện cường độ (2.3).

#### *Tính toán theo nhóm TTGH thứ hai: về biến dạng và nứt*

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

$$f \leq [f] \quad (2.4)$$

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

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

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

$$T_n \leq T_{crc} \quad (2.5)$$

Trong đó:  $T_n$  - nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

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

### 2.3.2. Các loại tải trọng và tổ hợp tải trọng

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

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

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

- *Tải trọng thường xuyên*, còn gọi là tĩnh tải, là những tải trọng có trị số, vị trí và phương, chiều không thay đổi trong suốt quá trình tác dụng lên công trình, như trọng lượng bản thân các cấu kiện hoặc trọng lượng các thiết bị cố định.

- *Tải trọng tạm thời*, còn gọi là hoạt tải, là những tải trọng có thể thay đổi trị số, phương, chiều và điểm đặt, như tải trọng trên sàn nhà, tải trọng do hoạt động của cầu trục trong nhà công nghiệp, tải trọng do ô tô chạy trên đường, tải trọng gió tác dụng trên bề mặt công trình.

- *Tải trọng đặc biệt* là những tải trọng hiếm khi xảy ra như lực động đất, chấn động do cháy, nổ v.v...

Theo thời hạn tác dụng, tải trọng được chia ra hai loại: tải trọng tác dụng dài hạn và tải trọng tác dụng ngắn hạn.

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

Về mặt trị số, mỗi loại tải trọng đều có trị số tiêu chuẩn và trị số tính toán. Trị số tiêu chuẩn của tải trọng  $g_n$  (còn gọi là tải trọng tiêu chuẩn), được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế hoặc được tính từ các số liệu thực tế. Trị số tính toán của tải trọng  $g$  (còn gọi là tải trọng tính toán) được xác định bằng cách lấy trị số tiêu chuẩn nhân với hệ số tin cậy về tải trọng là hệ số xét đến khả năng thay đổi trị số tải trọng:

$$g = n g_n \quad (2.6)$$

Để xác định nội lực bất lợi trong kết cấu, cần phải tổ hợp tải trọng. Những tải trọng có khả năng tác dụng đồng thời thì lập thành một tổ hợp tải trọng. Có thể có nhiều tổ hợp tải trọng, nhưng tại một tiết diện nào đó của cấu kiện thì chỉ có một tổ hợp gây ra nội lực bất lợi nhất. Mặt khác, một tổ hợp nào đó là bất lợi nhất đối với tiết diện này

nhưng lại không phải là bất lợi nhất đối với tiết diện khác. Những vấn đề đó là khá phức tạp, sẽ được xét đến trong từng trường hợp tính toán cụ thể.

Tiêu chuẩn thiết kế quy định ba loại tổ hợp tải trọng:

- *Tổ hợp cơ bản* gồm các tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời, có thể đồng thời tác dụng lên công trình.

- *Tổ hợp đặc biệt* gồm một tổ hợp cơ bản thêm một trong số các tải trọng đặc biệt có thể đồng thời tác dụng.

- *Tổ hợp tải trọng thi công* gồm trọng lượng bản thân các cấu kiện và các loại tải trọng khác có thể đồng thời tác dụng lên công trình trong thời gian thi công.

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

## 2.4. QUAN HỆ GIỮA ỨNG SUẤT TRONG CỐT THÉP VÀ CHIỀU CAO VÙNG NÉN CỦA TIẾT DIỆN

Ở giai đoạn phá hoại, những cấu kiện có cốt thép nhóm A-I, A-II và A-III, ứng suất trong cốt thép đạt tới giới hạn chảy vật lý khi kéo hoặc nén, trong tính toán lấy là  $R_s$  hoặc  $R_{sc}$ . Nếu cốt thép quá nhiều, thì khi bê tông vùng nén bị ép vỡ, ứng suất trong cốt thép chịu kéo không đạt giới hạn chảy mà chỉ đạt một giá trị  $\sigma_s < R_s$ . Trong cấu kiện chịu nén lệch tâm, khi lệch tâm bé ( $\xi > \xi_r$ ) trong cốt thép ở phía tiết diện chịu nén ít, ứng suất là kéo hoặc nén với  $\sigma_s < R_s$ . Trong những trường hợp vừa nêu, khi tính toán về độ bền, cần có cách xác định giá trị  $\sigma_s$ , muốn vậy phải có một hệ thức bổ sung. Bằng nghiên cứu thực nghiệm, có thể xác định quan hệ  $\sigma_s = f(\xi)$ , trong đó  $\xi = x/h_0$  là chiều cao tương đối của miền chịu nén khi sử dụng biểu đồ ứng suất nén trong bê tông dạng chữ nhật thay thế cho biểu đồ cong.

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng biến dạng của cốt thép  $\varepsilon_s$  và chiều cao tương đối của miền chịu nén  $\xi$  tại thời điểm phá hoại có quan hệ với nhau theo luật hyperbol, có thể xấp xỉ bởi hệ thức:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{b,u}}{1 - \frac{\xi_0}{\xi}} \left( \frac{\xi}{\xi_0} - 1 \right) + \varepsilon_p \quad (2.7)$$

Trong đó:  $\varepsilon_{b,u}$  - biến dạng giới hạn của bê tông khi nén đúng tâm;

$\varepsilon_p$  - biến dạng của cốt thép căng trong cấu kiện ứng lực trước (với cấu kiện BTCT thường thì  $\varepsilon_p = 0$ );

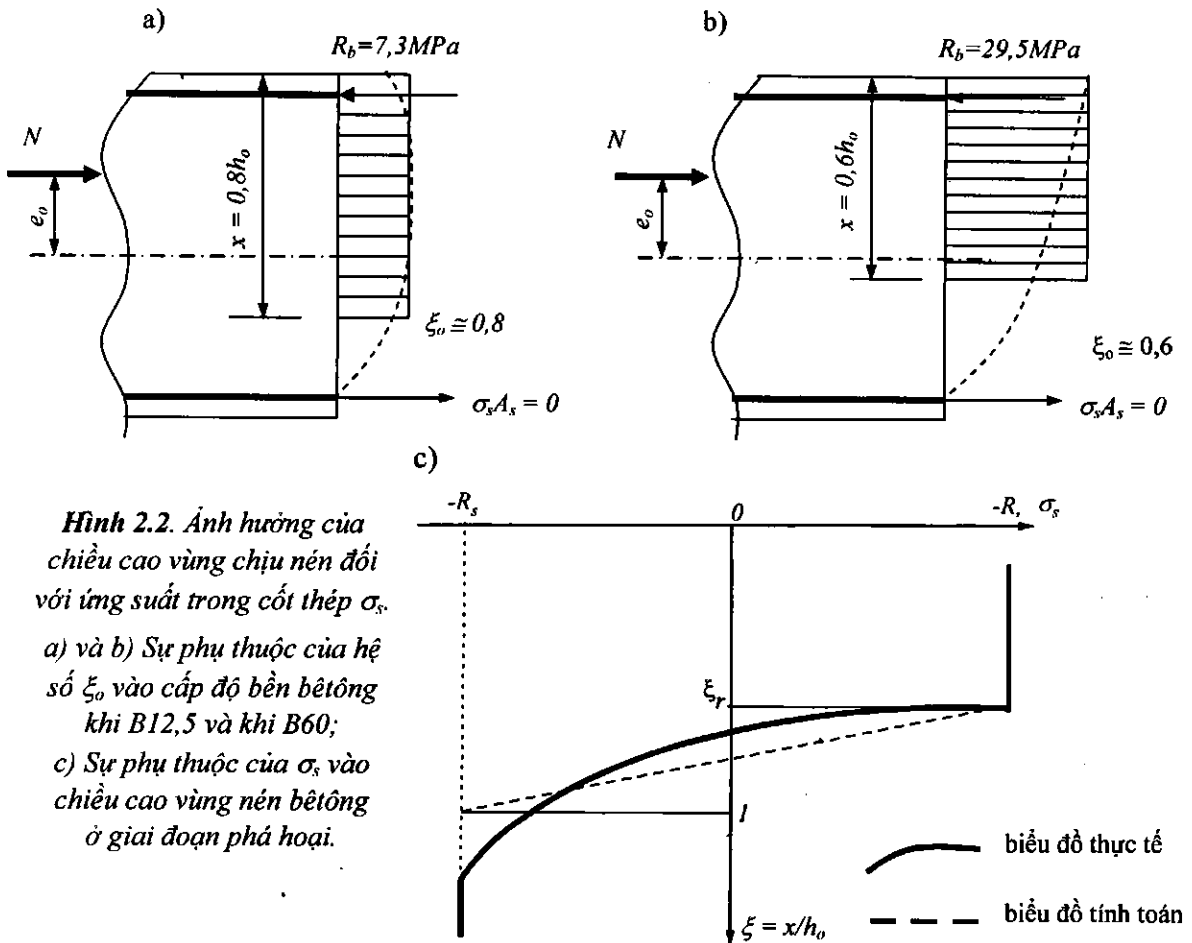
$$l, l = h/h_0;$$

$\xi_0$  - là giá trị  $\xi$  sao cho biến dạng (và ứng suất) trong cốt thép bằng 0.

Theo kết quả thí nghiệm, trị số  $\xi_0$  phụ thuộc cường độ bê tông. Đối với bê tông nặng:

$$\xi_0 = 0,85 - 0,008R_b \quad (2.8)$$

Trong đó  $R_b$  tính bằng MPa. Có thể hiểu  $\xi_0$  như một hệ số điều chỉnh biểu đồ ứng suất nén của bê tông hay như một đặc trưng cho tính biến dạng của bê tông vùng nén. Cường độ bê tông càng lớn thì biểu đồ ứng suất càng gần giống với hình tam giác, còn tính biến dạng thì giảm đi ( $\xi_0$  giảm đi xem hình 2.2,a,b).



**Hình 2.2.** Ảnh hưởng của chiều cao vùng chịu nén đối với ứng suất trong cốt thép  $\sigma_s$ .

a) và b) Sự phụ thuộc của hệ số  $\xi_0$  vào cấp độ bền bê tông khi B12,5 và khi B60;

c) Sự phụ thuộc của  $\sigma_s$  vào chiều cao vùng nén bê tông ở giai đoạn phá hoại.

Nhân cả hai vế của (2.7) với mô đun đàn hồi của thép  $E_s$  sẽ được:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_\varepsilon}{1 - \frac{\xi_0}{\xi}} \left( \frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right) + \sigma_p \quad (2.9)$$

Trong đó:  $\sigma_\varepsilon = \varepsilon_{b,u} E_s = R_{sc}$ . Với thép có giới hạn chảy vật lý  $\varepsilon_{b,u} = \varepsilon_{pl} = 0,002$  (tức 0,2%),  $\sigma_\varepsilon = R_{sc} = 0,002 \times 200000 = 400 \text{ MPa}$ .

$\sigma_p = \varepsilon_p E_s$  - ứng suất trong cốt thép căng (nếu có). Do đó, đối với BTCT thường:

$$\sigma_s = \frac{400}{1 - \frac{\xi_o}{1,1}} \left( \frac{\xi}{\xi} - 1 \right). \quad (2.10)$$

Nếu trong (2.10) cho  $\sigma_s = R_s$  và  $\xi = \xi_r$  thì nhận được giá trị chiều cao vùng nén giới hạn  $\xi_r$ , mà ứng với nó, ứng suất trong cốt thép đạt giới hạn chảy:

$$\xi_r = \frac{\xi_o}{1 + \frac{R_s}{400} \left( 1 - \frac{\xi_o}{1,1} \right)}. \quad (2.11)$$

Với cấu kiện làm bằng bê tông B20 hoặc nhỏ hơn, cốt thép A-I, A-II và A-III, quan hệ (2.10) có thể được đơn giản hoá thành quan hệ tuyến tính trong phạm vi ứng suất trong cốt thép từ  $R_s$  đến  $R_{sc} = -R_s$ :

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - \xi}{1 - \xi_r} - 1 \right) R_s. \quad (2.12)$$

Trên hình 2.2b, đường nét liền đậm biểu thị quan hệ (2.10), còn đường nét đứt biểu thị quan hệ đơn giản hoá (2.12).

## 2.5. CHỈ DẪN CHUNG VỀ CẤU TẠO CỦA CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

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

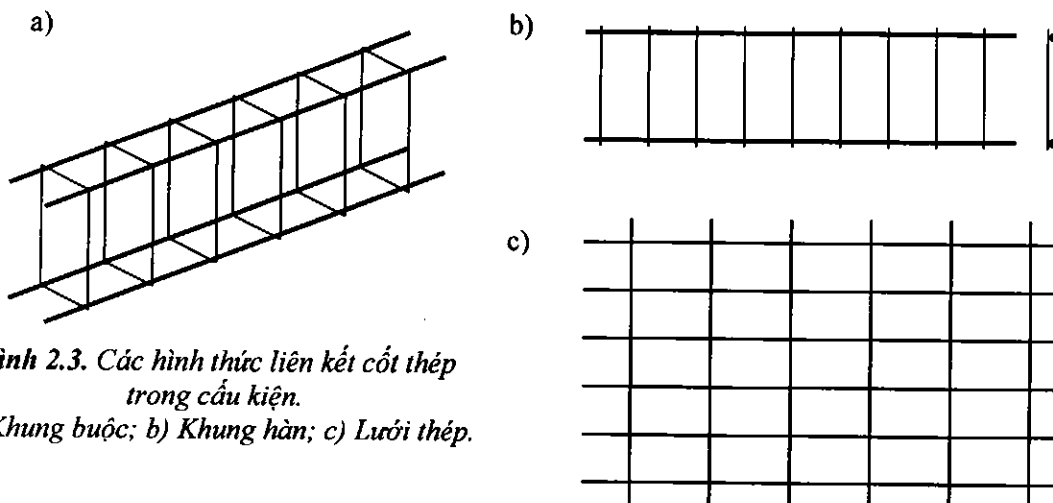
### 2.5.1. Bố trí cốt thép trong cấu kiện

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

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

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





**Hình 2.3. Các hình thức liên kết cốt thép trong cấu kiện.**

a) Khung buộc; b) Khung hàn; c) Lưới thép.

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

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

Trong cấu kiện, các thanh cốt thép không đặt rời rạc mà phải được liên kết với nhau bằng buộc hoặc hàn, tạo thành các *khung thép* hoặc *lưới thép* (hình 2.3).

### 2.5.2. Neo, uốn và nối cốt thép

Uốn cốt thép thường gặp khi bố trí cốt xiên trong cấu kiện. Góc uốn cốt xiên không được quá nhỏ để tránh sự ép nát bê tông; bán kính cong của chỗ uốn thường được lấy là  $r = 10d$  (hình 2.4,a). Cốt đai cũng được uốn để bao quanh các thanh cốt dọc (cốt xiên và cốt đai gọi chung là cốt ngang).

Cốt thép phải được neo để tránh bị kéo tuột khỏi bê tông. Trong khung và lưới thép buộc, các thanh chịu kéo bằng thép tròn trơn cần được uốn móc ở hai đầu. Cốt thép tròn

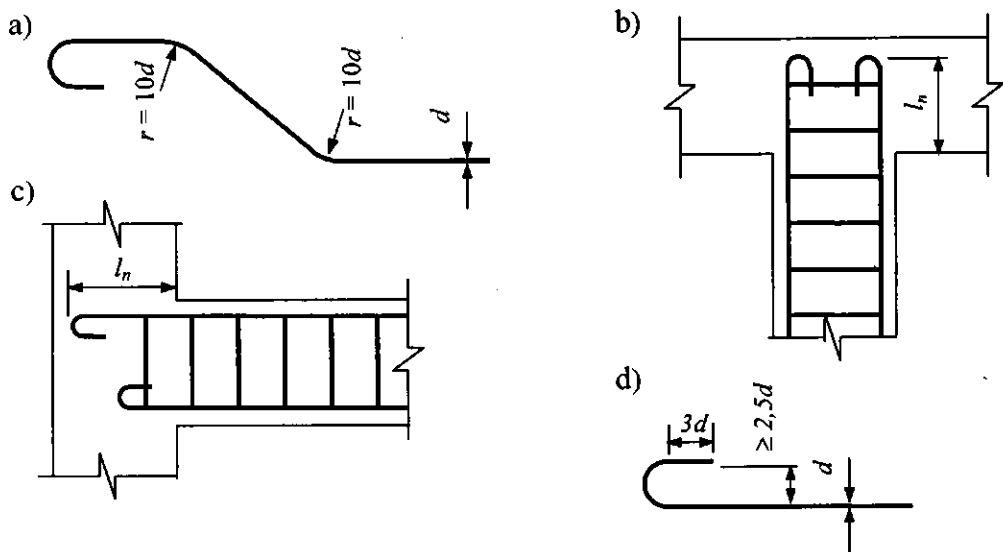
trơn dùng trong khung và lưới hàn, cũng như cốt thép có gờ thì không cần uốn móc. Đoạn cốt thép kể từ đầu mút đến vị trí mà cốt thép được tính toán với toàn bộ khả năng chịu lực của nó (hình 2.4,b,c) gọi là đoạn neo. Dựa vào kết quả thí nghiệm, quy phạm quy định chiều dài tối thiểu của đoạn neo  $l_{n,min}$  (xem bảng 2.1), còn chiều dài đoạn neo  $l_n$  được xác định theo công thức sau:

$$l_n = \left( m \frac{R_s}{R_b} + \lambda \right) d \geq l_{n,min} \quad (2.13)$$

Trong đó:  $d$  - đường kính cốt thép dọc được neo;

$m$  và  $\lambda$  - các hệ số trong bảng 2.1;

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



**Hình 2.4.** Uốn và neo cốt thép:

a) Uốn; b, c) Neo; d) Móc.

Khi chiều dài đoạn neo tính theo (2.13) không đủ và thanh cốt thép không có móc, thì cần thiết phải có thiết bị neo đặc biệt.



**Hình 2.5.** Nối buộc cốt thép

a) Nối thép thanh; b) Nối thép lưới.

Nối cốt thép là trường hợp thường gặp khi các thanh cốt thép không đủ chiều dài. Theo quy định, cốt thép chỉ được nối ở những vị trí có nội lực không lớn. Có thể nối chồng (hình 2.5) hoặc nối hàn (hình 2.6). Nối chồng (buộc) chỉ được thực hiện với các

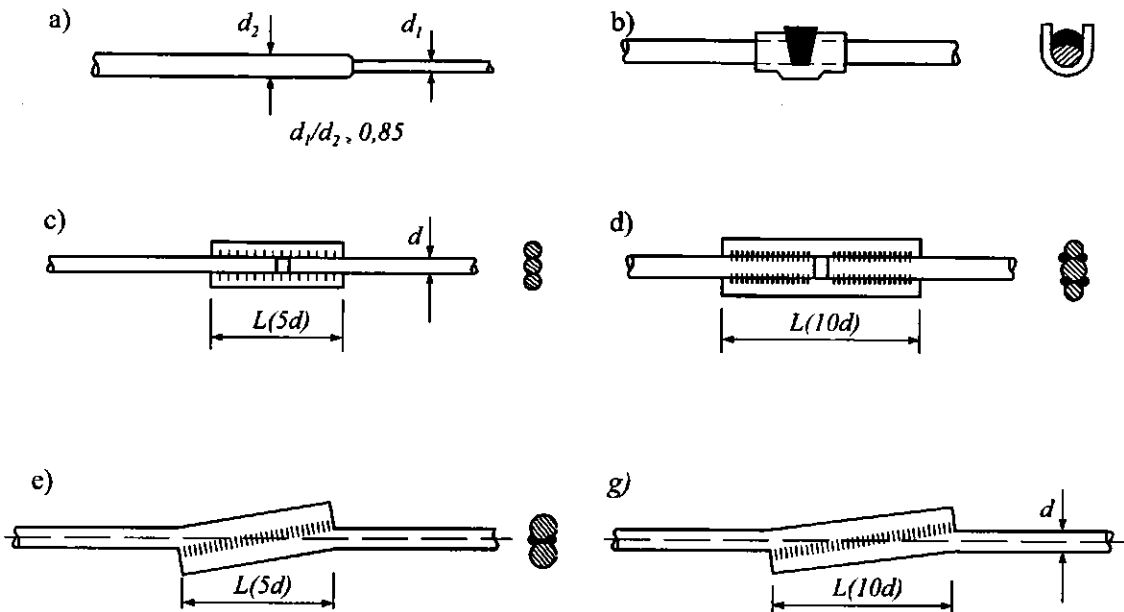
thanh cốt thép chịu nén và không được nối chồng những thanh có đường kính lớn hơn 30 mm.

**Bảng 2.1. Chiều dài tối thiểu của đoạn neo  $l_{n.min}$ .**

Điều kiện làm việc của cốt thép	Hệ số $m$		Hệ số $\lambda$	$l_{n.min}$
	Cốt thép trơn	Cốt thép gờ		
Cốt chịu kéo được neo trong vùng bê tông chịu kéo	1,2	0,7	11	25d; 250 mm
Cốt chịu kéo hoặc nén được neo trong vùng bê tông chịu nén	0,8	0,5	8	15d; 200 mm
Mỗi nối chồng trong vùng bê tông chịu kéo	1,55	0,9	11	30d; 250 mm
Mỗi nối chồng trong vùng bê tông chịu nén	1	0,65	8	15d; 200 mm

### 2.5.3. Lớp bê tông bảo vệ

Lớp bê tông bảo vệ tính từ mép cấu kiện đến mép gần nhất của cốt thép (hình 2.7). Nó có tác dụng đảm bảo sự làm việc đồng thời của cốt thép và bê tông trong mọi giai đoạn làm việc của kết cấu, đồng thời bảo vệ cốt thép không bị ăn mòn do môi trường bên ngoài. Trong mọi trường hợp, chiều dày lớp bê tông bảo vệ (C) không được nhỏ hơn đường kính (d) của cốt thép được bảo vệ và không nhỏ hơn:



**Hình 2.6. Nối hàn cốt thép.**

a) Hàn đối đầu khi  $d \geq 10\text{mm}$ ; b) Hàn máng; c, d) Hàn có thanh nẹp; e, f) Hàn chồng.

a) Đối với cốt thép dọc chịu lực:

- Trong bản và tường có chiều dày  $h$ :

+  $h \leq 100 \text{ mm}$ :

$C = 10 \text{ mm}$  (15 mm)

+  $h > 100 \text{ mm}$ :

$C = 15 \text{ mm}$  (20 mm)

- Trong dầm và dầm sườn có chiều cao  $h$ :

+  $h < 250 \text{ mm}$ :

$C = 15 \text{ mm}$  (20 mm)

+  $h \geq 250 \text{ mm}$ :

$C = 20 \text{ mm}$  (25 mm)

- Trong cột:

$C = 20 \text{ mm}$  (25 mm)

- Trong dầm móng:

$C = 30 \text{ mm}$

- Móng:

+ Lắp ghép:

$C = 30 \text{ mm}$

+ Đổ bê tông tại chỗ khi có bê tông lót:

$C = 35 \text{ mm}$

+ Đổ bê tông tại chỗ khi không có bê tông lót:  $C = 70 \text{ mm}$ .

$C = 20 \text{ mm}$  trong cột và dầm có  $h > 100 \text{ mm}$ ;

$C = 30 \text{ mm}$  trong móng lắp ghép và dầm có  $h > 250 \text{ mm}$ ;

$C = 35 \text{ mm}$  trong móng đổ bê tông tại chỗ khi có bê tông lót;

$C = 70 \text{ mm}$  trong móng đổ bê tông tại chỗ khi không có bê tông lót.

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

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

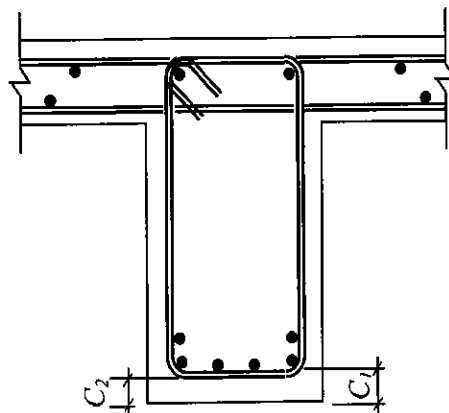
- Khi chiều cao tiết diện  $\geq 250 \text{ mm}$ :  $C = 15 \text{ mm}$  (20 mm).

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

#### 2.5.4. Mối nối trong kết cấu lắp ghép

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

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



Hình 2.7: Lớp bê tông bảo vệ  
 $C_1$ : của cốt dọc;  $C_2$ : của cốt đai

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

## **2.6. SỰ HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BTCT**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## Chương 3

# CẤU KIỆN CHỊU UỐN

### 3.1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CẤU KIỆN CHỊU UỐN

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

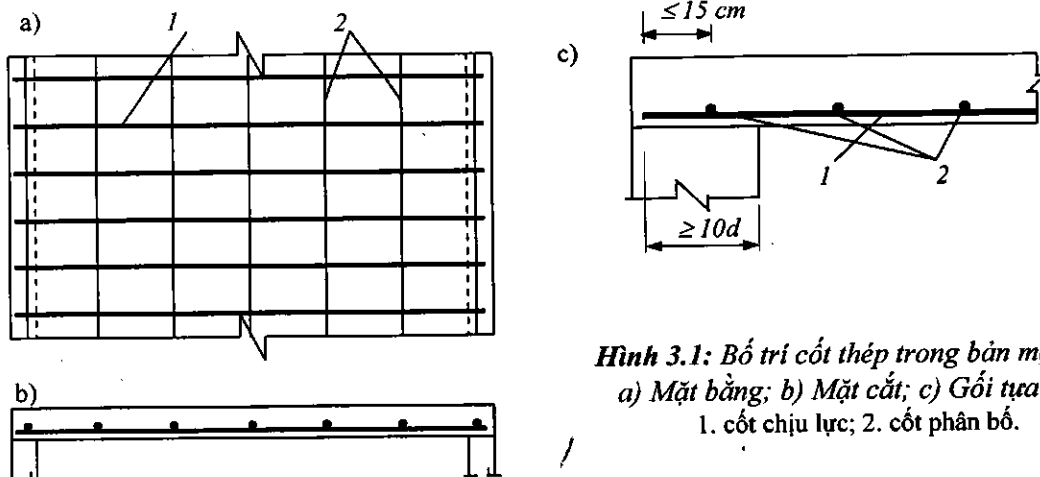
#### 3.1.1. Cấu tạo của bản

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

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

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

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



**Hình 3.1:** Bố trí cốt thép trong bản một nhịp  
a) Mặt bằng; b) Mặt cắt; c) Gối tựa đơn.  
1. cốt chịu lực; 2. cốt phân bố.

Trong bản kiểu dầm, cốt chịu lực là cốt theo phương làm việc chủ yếu của bản. Cốt theo phương thẳng góc với cốt chịu lực là cốt phân bố (cốt cấu tạo), có tác dụng giữ vị trí các cốt chịu lực khi đổ bê tông, phân bố ảnh hưởng của nội lực đều đặn hơn và chịu các ứng suất chưa được xét tới trong tính toán như ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi gây ra. Cốt phân bố có đường kính  $6 \div 8 \text{ mm}$ , số lượng không ít hơn 10% so với số lượng cốt chịu lực tại vị trí có mômen uốn lớn nhất. Về vị trí, cốt phân bố đặt gần trục trung hòa hơn cốt chịu lực (hình 3.1,c). Cốt phân bố không cần tính toán mà được chọn và bố trí với khoảng cách  $25 \div 35 \text{ cm}$  và thường dùng thép nhóm A-I.

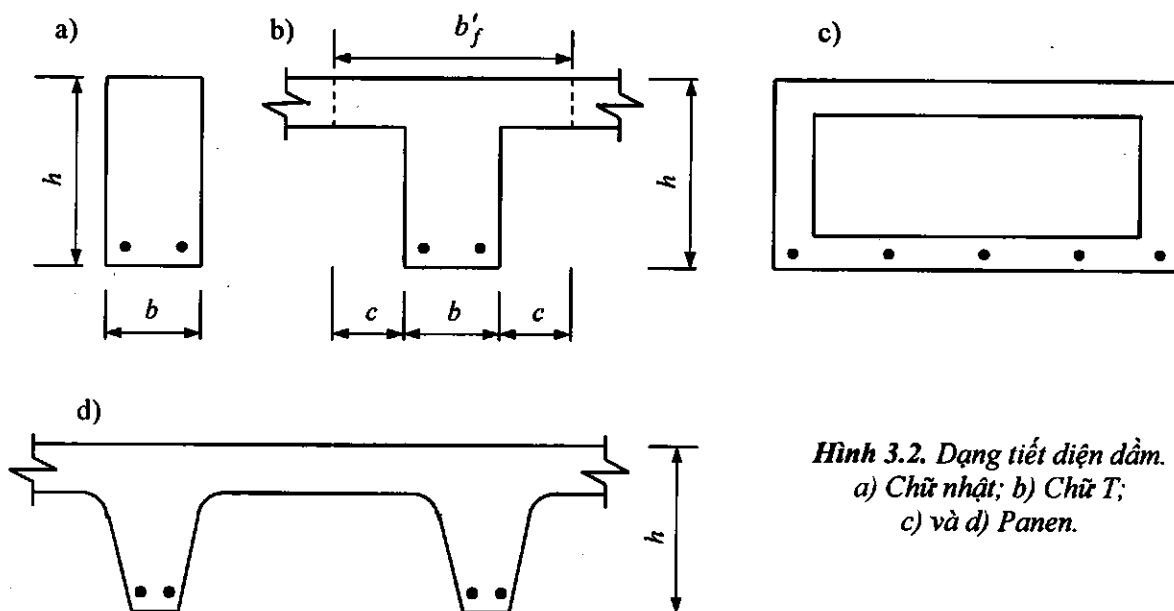
Tại gối tựa, cốt chịu lực phải được kéo sâu quá mép gối một đoạn không ít hơn  $10d$  ( $d$  là đường kính cốt chịu lực) và trong phạm vi gối tựa phải có cốt phân bố (hình 3.1,c).

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

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

### 3.1.2. Cấu tạo của dầm

Dầm là loại cấu kiện có các kích thước tiết diện khá nhỏ so với chiều dài. Dầm BTCT có các dạng tiết diện thường dùng là chữ nhật, chữ T, chữ I và hộp; thường gặp nhất là chữ nhật và chữ T (hình 3.2). Với tiết diện chữ nhật, tỉ số giữa chiều rộng và chiều cao hợp lý nhất là  $b/h = 1/4 \div 1/2$ ; tỉ số giữa chiều cao và nhịp dầm  $h/l$  nằm trong khoảng  $1/12 \div 1/8$ .



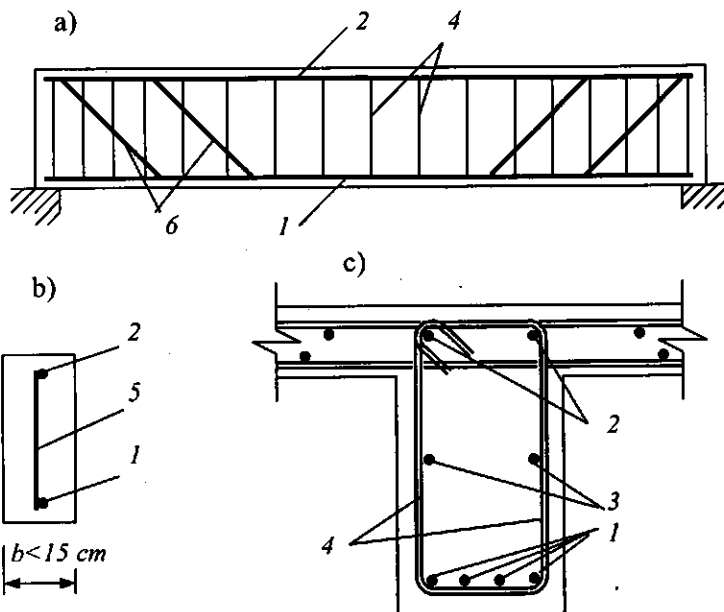
**Hình 3.2. Dạng tiết diện dầm.**  
a) Chữ nhật; b) Chữ T;  
c) và d) Panen.

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

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

Cốt dọc thi công đặt theo yêu cầu cấu tạo, có nhiệm vụ giữ vị trí các cốt đai trong lúc thi công và chịu ứng suất do co ngót và sự thay đổi nhiệt độ. Chúng có đường kính  $d = 10 \div 12 \text{ mm}$ , thuộc nhóm thép A-I hoặc A-II. Theo chiều cao dầm, các cốt dọc phải được bố trí với khoảng cách không lớn hơn  $40 \text{ cm}$ ; vì vậy, nếu chiều cao dầm lớn hơn  $50 \text{ cm}$ , phải đặt thêm cốt dọc phụ như các thanh số 3 trên hình 3.3,c. Tổng diện tích các cốt dọc thi công không nhỏ hơn  $0,1\%$  diện tích sườn dầm.

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



**Hình 3.3. Cốt thép trong dầm.**  
a) Cắt dọc dầm; b) Đai một nhánh; c) Đai hai nhánh.  
1. cốt dọc chịu lực; 2 và 3. cốt cấu tạo; 4 và 5. cốt đai; 6. cốt xiên.



Cốt đai trong khung thép buộc thường dùng nhóm thép A-I, là loại cốt bao quanh các cốt dọc, có đường kính  $6 \div 8 \text{ mm}$ ; khi chiều cao dầm  $h > 80 \text{ cm}$  thì dùng đường kính  $8 \div 10 \text{ mm}$ . Khoảng cách giữa các cốt đai được xác định theo tính toán, nhưng trong mọi trường hợp không quá  $30 \text{ cm}$  trên đoạn  $1/4$  nhịp dầm kể từ gối tựa và không quá  $50 \text{ cm}$  trên đoạn giữa dầm. Mỗi vòng cốt đai bao quanh không quá 5 thanh cốt dọc chịu kéo và không quá 3 thanh cốt dọc chịu nén. Do yêu cầu đó nên khi có nhiều cốt dọc thì cốt đai phải đặt thêm nhánh phụ. Khi bề rộng dầm  $b$  nhỏ hơn  $15 \text{ cm}$  và chỉ có một thanh cốt dọc thì cốt đai chỉ gồm một nhánh (hình 3.3,b).

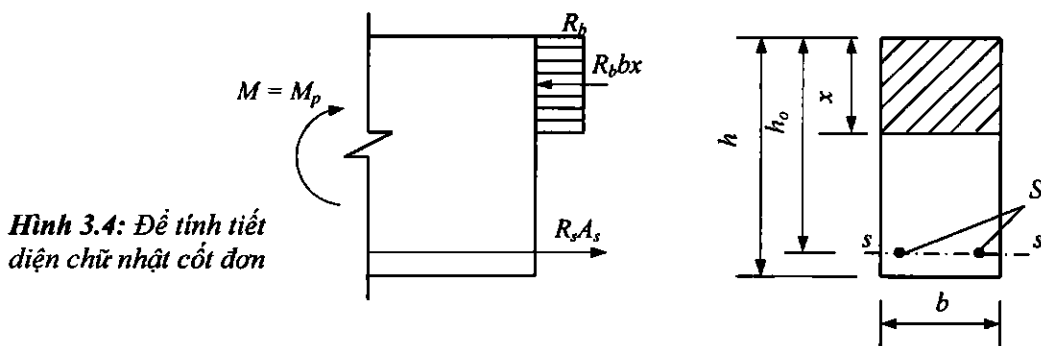
Những yêu cầu cấu tạo của cốt đai sẽ được trình bày kỹ hơn ở mục 3.6.2.

## 3.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT VÊ CƯỜNG ĐỘ

### 3.2.1. Tiết diện chữ nhật cốt đơn

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

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



Hình 3.4: Để tính tiết diện chữ nhật cốt đơn

Sơ đồ tính trên hình 3.4 vẽ cho trường hợp mômen căng phía dưới của dầm; miền chịu nén là phần vach chéo. Dựa vào giai đoạn phá hoại, trường hợp phá hoại dẻo: ứng suất nén do bê tông chịu, còn ứng suất kéo chỉ do cốt thép chịu. Thực tế các khe nứt không kéo dài đến sát trục trung hòa nên vẫn có một phần nhỏ bê tông chịu kéo, nhưng không được xét đến, nghĩa là bê tông ở miền chịu kéo coi như hoàn toàn không có tác dụng chịu kéo. Bê tông ở miền chịu nén có biểu đồ ứng suất dạng đường cong (xem hình 2.1,d), nhưng để tiện lợi cho tính toán, biểu đồ cong được thay bằng biểu đồ phân bố đều, với trị số bằng cường độ chịu nén tính toán  $R_b$  của bê tông. Còn ứng suất kéo trong cốt thép được lấy bằng cường độ chịu kéo tính toán  $R_s$  của thép.

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

Từ phương trình cân bằng mômen của các lực tác dụng tại tiết diện đối với trục s-s (trục đi qua trọng tâm các cốt thép S và thẳng góc với mặt phẳng uốn - hình 3.4,b):

$$\Sigma M /_{s-s} = 0 \Leftrightarrow M_p - R_b b x (h_o - x/2) = 0$$

viết được điều kiện cường độ dưới dạng:

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

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

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

Trong các công thức trên:

$M$  - mômen uốn tính toán, chính là mômen uốn do tải trọng tính toán thuộc tổ hợp bất lợi nhất gây ra, xác định theo công thức chung 2.2;

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

$R_s$  - cường độ chịu kéo tính toán của thép;

$x$  - chiều cao miền chịu nén của tiết diện;

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

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

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

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

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

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

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

#### b) Hàm lượng cốt thép

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

Đặt  $\xi = \frac{x}{h_o}$  (3.4)

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

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

Mặt khác điều kiện  $x \leq \xi_r h_0$  tương đương với  $\xi \leq \xi_r$ , nên từ 3.3 suy ra

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

Vậy điều kiện (3.3) - điều kiện hạn chế chiều cao miền chịu nén  $x \leq \xi_r h_0$  - là tương đương với hạn chế hàm lượng cốt thép  $\mu$  không được vượt quá hàm lượng tối đa

$$\mu_{\max} = \xi_r \frac{R_b}{R_s}.$$

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

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

### c) Tính diện tích cốt thép cần thiết

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

Thay  $x = \xi h_0$  vào điều kiện cường độ (3.1) và viết lại dưới dạng:

$$\begin{aligned} M \leq M_p &= R_b b \xi h_0 (h_0 - \xi h_0 / 2) = R_b b h_0^2 \xi (1 - \xi / 2) \\ M \leq M_p &= \alpha R_b b h_0^2 \end{aligned} \quad (3.7)$$

Trong đó:

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

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

$$\xi R_b b h_0 = R_s A_s \quad (3.9)$$

Để tính diện tích cốt thép cần thiết, trước hết chọn  $a$  - khoảng cách từ trọng tâm các cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện;  $h_0 = h - a$ ; từ (3.7) tính được hệ số  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (3.10)$$

Do (3.8) nên có thể ký hiệu:

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

$\alpha_r$  là trị số giới hạn của hệ số  $\alpha$ , và điều kiện  $x \leq \xi_r h_0$  tương đương với  $\alpha \leq \alpha_r$ . Do vậy:

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

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

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

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

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

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

hay là

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

trong đó

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

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

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

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

#### d) Kiểm tra cường độ

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

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

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

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

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

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

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

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

*Giải:*

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

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

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

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

Tính cốt thép đơn:

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

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

Diện tích cốt thép cần thiết:

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

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

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

*Giải:*

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

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

Tính cốt thép đơn:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^6}{8,5 \times 200 \times 450^2} = 0,479 > \alpha_r = 0,439 \text{ (do kích thước tiết diện quá nhỏ)}.$$

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

$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{165 \times 10^4}{85 \times 20 \times 50^2} = 0,388 < \alpha_r = 0,428$ . Như vậy với  $h = 55 \text{ cm}$ , tính cốt đơn là hợp lý.

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

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,526 \times 20 \times 50 \times \frac{85}{2800} = 15,97 \text{ cm}^2.$$

Hàm lượng cốt thép:  $\mu = \frac{A_s}{b h_o} = \frac{15,97}{20 \times 50} = 1,6\% > \mu_{\min} = 0,05\%$  (hàm lượng cốt thép hợp lý).

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

3 $\phi$ 22 ( $A_s = 11,4 \text{ cm}^2$ ) với  $a = 5 \text{ cm}$ . Xác định mômen uốn tính toán  $M_p$  mà cầu kiện có thể chịu được tại tiết diện đó.

*Giải:*

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

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

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

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

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

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

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

Khả năng chịu lực tại tiết diện:

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

### 3.2.2. Tiết diện chữ nhật cốt kép

#### a) Trường hợp tính cốt kép

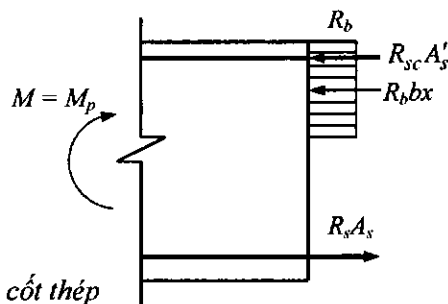
Như đã biết, khi tính cốt đơn mà hệ số  $\alpha > \alpha_r$ , thì cần tăng các kích thước tiết diện. Nhưng nếu không thể tăng kích thước tiết diện thì có thể tính toán bố trí cả cốt thép ở miền chịu kéo và miền chịu nén. Tuy nhiên cũng chỉ nên tính cốt thép kép nếu tính cốt đơn được hệ số  $\alpha \leq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

Tóm lại chỉ đặt vấn đề tính cốt thép kép đối với tiết diện chữ nhật khi

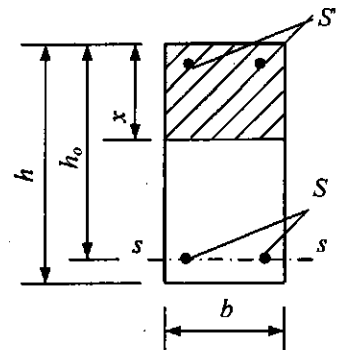
$$\alpha_r < \alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} \leq 0,5.$$

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

Sơ đồ tính cốt thép kép vẽ trên hình 3.6.



**Hình 3.6:** Để tính cốt thép kép tiết diện chữ nhật



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

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

Phương trình cân bằng lực trong trường hợp này:

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

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

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

$A'_s$  - diện tích tiết diện của cốt thép chịu nén  $S'$ .

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Từ 3.20 tính được:

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

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

Từ (3.22) suy ra công thức tính hệ số  $\alpha$  khi biết trước diện tích cốt thép chịu nén  $A'_s$ :

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

Tuỳ theo trị số  $\alpha$ , có các khả năng xảy ra:

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

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

$x = \xi h_o$ ;

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

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

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

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

suy ra điều kiện cường độ dưới dạng:

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

*Giải:*

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

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

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

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

Chọn  $a = 50$  mm  $\Rightarrow h_0 = h - a = 500 - 50 = 450$  mm.

Nếu tính cốt thép đơn thì:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{148,3 \times 10^6}{7,65 \times 200 \times 450^2} = 0,479;$$

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

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

$$A_s' = \frac{M - \alpha_r R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{165 \times 10^6 - 0,449 \times 7,65 \times 200 \times 450^2}{225 \times (450 - 30)} = 307 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = \xi_r b h_0 \frac{R_b}{R_s} + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} = 0,681 \times 200 \times 450 \times \frac{7,65}{280} + 307 \times \frac{225}{280} = 2205 \text{ mm}^2.$$

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

*Giải:*

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

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

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

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

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

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

Tính  $\alpha$  theo 3.25 (bài toán 2):

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

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

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

Chiều cao miền chịu nén:

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

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

Diện tích cốt thép chịu kéo cần thiết:

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

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

*Giải:*

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

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

$M = 120 \text{ kNm} = 120 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$ .

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

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

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

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

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

Khả năng chịu lực:

$$M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') =$$

$$= 8,5 \times 200 \times 158 \times (460 - 158/2) + 225 \times 226 \times (460 - 30) =$$

$$= 124150800 \text{ Nmm} = 124 \text{ kNm}.$$

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

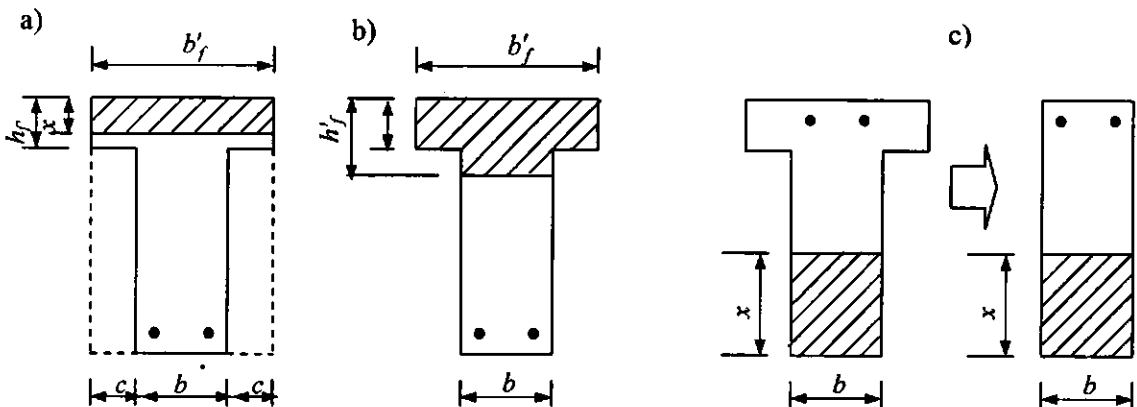
### 3.3. TÍNH TOÁN CẦU KIẾN CHỊU UỐN TIẾT DIỆN CHỮ T VỀ CƯỜNG ĐỘ

#### 3.3.1. Các trường hợp tính toán cầu kiện có tiết diện chữ T

Cầu kiện có tiết diện chữ T có thể là một dầm riêng rẽ (như dầm cầu trục) hoặc dầm được đúc liền khối với bản (như dầm sàn).

Nếu là dầm được đúc liền khối với bản, thì khi tính toán phải hạn chế sao cho bề rộng mỗi bên cánh  $c$  không được lớn hơn  $1/6$  nhịp cầu kiện và bề rộng toàn bộ cánh  $b_f'$  không lớn hơn:

- + Khi có sườn ngang hoặc khi  $h_f' \geq h/10$  thì  $b_f' \nrightarrow 1/2$  khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc;
- + Khi không có sườn ngang hoặc có nhưng khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa các sườn dọc, hoặc khi  $h_f' < h/10$  thì  $b_f' \nrightarrow 6 h_f'$ ;



**Hình 3.7.** Các trường hợp tính toán tiết diện chữ T (miền chịu nén được gạch chéo).

- a) Cánh chịu nén, trục trung hoà qua cánh;  
b) Cánh chịu nén, trục trung hoà qua sườn; c) Cánh chịu kéo.

Nếu là dầm riêng rẽ (cánh có dạng conson), lấy  $b_f'$  không lớn hơn:

- + Khi  $h_f' > h/10$  thì  $b_f' \nrightarrow 6 h_f'$ ;
- + Khi  $h/20 < h_f' \leq h/10$  thì  $b_f' \nrightarrow 3 h_f'$ ;
- + Khi  $h_f' \leq h/20$  thì  $b_f' \nrightarrow$  cánh không kể đến khi tính toán.

( $c$  - bề rộng của mỗi bên cánh;  $h_f'$  - bề dày cánh (xem hình 3.7,a); bề rộng cánh  $b_f' = b + 2c$ ).

Cần chú ý phân biệt các trường hợp tính toán khả năng chịu lực:

- Khi cánh của tiết diện ở về phía chịu nén:

+ Khi trục trung hòa nằm trong cánh (chiều cao miền chịu nén  $x \leq h'_f$ ), do bê tông miền chịu kéo không gây ảnh hưởng đến khả năng chịu lực nên tiết diện chữ T làm việc tương đương với tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng của toàn bộ cánh  $b'_f$  (hình 3.7,a);

+ khi trục trung hòa nằm trong sườn ( $x > h'_f$ ), miền chịu nén gồm toàn bộ cánh và một phần sườn (hình 3.7,b).

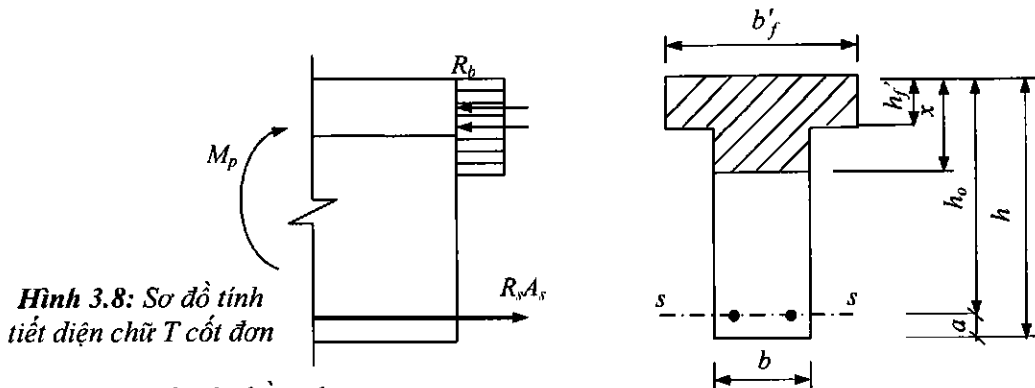
- Khi cánh của tiết diện ở về phía chịu kéo, do khả năng chịu lực của bê tông miền chịu kéo không được xét đến, cho nên tiết diện chữ T lúc này chỉ làm việc tương đương với tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng sườn  $b$  (hình 3.7,c).

Vì cách tính toán khả năng chịu lực tiết diện chữ nhật đã xét ở trên nên sau đây chỉ cần xét thêm trường hợp tiết diện chữ T có cánh ở về phía chịu nén và trục trung hòa nằm trong sườn ( $x > h'_f$ ).

### 3.3.2. Sơ đồ và các công thức cơ bản của tiết diện chữ T cốt đơn

Điều kiện cường độ cũng tương tự tiết diện chữ nhật, nhưng khả năng chịu lực  $M_p$  có thêm mômen các nội lực ở phần nhô ra hai bên cánh đối với trục đi qua trọng tâm các cốt chịu kéo  $S$  và thẳng góc với mặt phẳng uốn (trục  $s-s$  trên hình 3.8):

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2) \quad (3.31)$$



**Hình 3.8:** Sơ đồ tính tiết diện chữ T cốt đơn

Phương trình cân bằng lực:

$$R_b [b x + (b'_f - b) h'_f] = R_s A_s \quad (3.32)$$

Và điều kiện hạn chế trong trường hợp này là:

$$h'_f < x \leq \xi_r h_o \quad (3.33)$$

Điều kiện  $x > h'_f$  là để trục trung hòa nằm trong sườn,  $x \leq \xi_r h_o$  là để cốt thép phát huy hết cường độ, tương tự như trường hợp cấu kiện có tiết diện chữ nhật.

Hàm lượng cốt thép tiết diện chữ T chỉ tính với phần sườn, tức là  $\mu = \frac{A_s}{b h_o} (\%)$ .

### 3.3.3. Tính cốt thép đơn tiết diện chữ T

Biết các kích thước tiết diện chữ T, mômen uốn  $M$  do tải trọng tính toán gây ra, cấp độ bền chịu nén của bê tông, nhóm cốt thép, yêu cầu tính cốt thép đơn.

Khi cánh ở về phía chịu nén, để xác định trường hợp tính toán, trước hết cần tìm vị trí tương đối của trục trung hòa. Đặt:

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_o - h_f'/2) \quad (3.34)$$

và gọi đó là "mômen cánh", là mômen nội lực khi cho  $x = h_f'$  (trục trung hòa đi qua mép trong của cánh).

- Nếu  $M \leq M_f$  thì  $x \leq h_f'$ , trục trung hòa nằm trong cánh; cốt thép được tính như tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng  $b = b_f'$ , cốt đơn (hình 3.7,a).

- Nếu  $M > M_f$  thì  $x > h_f'$ , trục trung hòa nằm trong sườn; cần sử dụng điều kiện cường độ (3.31) và phương trình cân bằng (3.32) để tính cốt thép như sau:

Vẫn dùng các ký hiệu  $\xi = x/h_o$ ,  $\alpha = \xi(1 - \xi/2)$ , viết lại (3.31) dưới dạng:

$$M \leq M_p = \alpha R_b b h_o^2 + R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - h_f'/2).$$

Từ đây suy ra

$$\alpha = \frac{M - R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - h_f'/2)}{R_b b h_o^2} \quad (3.35)$$

Đối với tiết diện chữ T thường tính được  $\alpha \leq \alpha_r \Leftrightarrow \xi \leq \xi_r$ . Do đó:

$$A_s = \frac{\xi b h_o + (b_f' - b) h_f'}{R_s} R_b \quad (3.36)$$

Trường hợp tính được  $\alpha > \alpha_r$ , cần tăng kích thước tiết diện (tốt nhất là tăng chiều cao  $h$ ) rồi tính lại cốt thép.

### 3.3.4. Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ T cốt thép đơn

Bài toán được đặt ra là: biết các kích thước tiết diện và cốt thép, kiểm tra xem cấu kiện có đủ khả năng chịu lực tại tiết diện chịu mômen uốn đã cho hay không (ở đây chỉ xét trường hợp cánh tiết diện chữ T nằm về phía chịu nén).

Khi đã bố trí cốt thép, vị trí trục trung hòa phụ thuộc vào diện tích và vị trí cốt thép. Cách xác định như sau:

- Nếu  $R_s A_s \leq R_b b_f' h_f'$  thì  $x \leq h_f'$ , trục trung hòa nằm trong cánh, cường độ được kiểm tra như đối với tiết diện chữ nhật có  $b = b_f'$ ;

- Nếu  $R_s A_s > R_b b_f' h_f'$  thì  $x > h_f'$ , trục trung hòa nằm trong sườn, cần sử dụng điều kiện (3.31) để kiểm tra cường độ như sau:

Từ (3.32) có:

$$x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \quad (3.37)$$

Thường nhận được  $x \leq \xi_r h_o$ . Nếu  $x > \xi_r h_o$  cũng chỉ lấy  $x = \xi_r h_o$  vì dư cốt thép. Khả năng chịu lực đảm bảo nếu điều kiện cường độ (3.31) được thỏa mãn:

$$M \leq M_p = R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2).$$

**Ví dụ 3.7.** Dầm chữ T có các kích thước tiết diện như trên hình 3.9, cánh ở phía chịu nén; bê tông cấp B20,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ . Tính cốt thép tại tiết diện có  $M = 67,5 \text{ kNm}$  căng phía dưới.

*Giải:*

Bê tông B20,  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 11,5 \text{ MPa}$ .

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

$\alpha_r = 0,429$  (bảng 5 phụ lục B);

Chọn  $a = 35 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$ ;

Mômen cánh:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b'_f h'_f (h_o - h'_f/2) = \\ &= 11,5 \times 400 \times 70 \times (415 - 70/2) = \\ &= 122360000 \text{ Nmm} = 122,36 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

$M = 67,5 \text{ kNm} < M_f = 122,36 \text{ kNm} \Rightarrow x < h'_f$  (trục trung hoà đi qua cánh)  $\Rightarrow$  tính như tiết diện chữ nhật có  $b = b'_f = 40 \text{ cm}$ :

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{67,5 \times 10^6}{11,5 \times 400 \times 415^2} = 0,085 < \alpha_r = 0,429;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085} = 0,089.$$

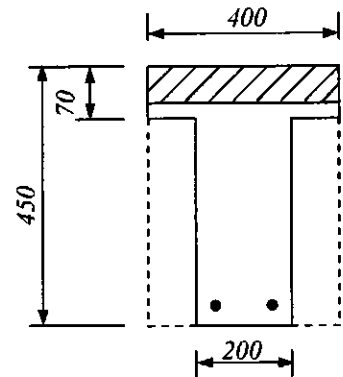
(từ đây có thể tính được chiều cao miền chịu nén  $x = \xi h_o = 0,089 \times 415 = 36,9 \text{ mm} < h'_f = 70 \text{ mm}$ , nên trục trung hoà và miền chịu nén phải được vẽ như trên hình 3.9). Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s} = 0,089 \times 400 \times 415 \times \frac{11,5}{280} = 607 \text{ mm}^2.$$

**Ví dụ 3.8.** Cũng như ví dụ 3.7 nhưng với  $M = 150 \text{ kNm}$ .

*Giải:*

Như trên, chọn  $a = 3,5 \text{ cm} = 35 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$ ; mômen cánh (ví dụ trên đã tính):



**Hình 3.9.** Hình của ví dụ 3.7

$$M_f = 122,36 \text{ kNm}.$$

$$M = 150 \text{ kNm} > M_f = 122,36 \text{ kNm} \Rightarrow x > h'_f \text{ (trục trung hoà đi qua sườn)};$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - h'_f/2)}{R_b b h_o^2} = \\ &= \frac{150 \times 10^6 - 11,5 \times (400 - 200) \times 70 \times (415 - 70/2)}{11,5 \times 200 \times 415^2} = \\ &= 0,224 < \alpha_r = 0,429. \\ \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,224} = 0,257; \\ A_s &= \frac{\xi b h_o + (b'_f - b)h'_f}{R_s} R_b = \\ &= \frac{0,257 \times 200 \times 415 + (400 - 200) \times 70}{280} \times 11,5 = \\ &= 1451 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

**Ví dụ 3.9.** Cho dầm với các số liệu như ở ví dụ 3.7, cánh nằm về phía chịu nén. Cốt thép tại một tiết diện đã được bố trí 3φ20 ( $A_s = 9,42 \text{ cm}^2$ ),  $h_o = 41,5 \text{ cm}$ . Xác định khả năng chịu lực tại tiết diện đó.

*Giải.*

Xác định vị trí tương đối của trục trung hòa:

$$\begin{aligned}R_s A_s &= 280 \times 942 = 263760 \text{ N}; \\ R_b b'_f h'_f &= 11,5 \times 400 \times 70 = 322000 \text{ N}; \\ R_s A_s &< R_b b'_f h'_f \Rightarrow \text{trục trung hòa nằm trong cánh } (x < h'_f).\end{aligned}$$

Tính như tiết diện nhữ nhật có  $b = b'_f = 400 \text{ mm}$ , cốt đơn:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{280 \times 942}{11,5 \times 400} = 57,4 \text{ mm}.$$

Khả năng chịu lực tại tiết diện đã cho:

$$\begin{aligned}M_p &= R_b b x (h_o - x/2) = \\ &= 11,5 \times 400 \times 57,4 \times (415 - 57,4/2) = \\ &= 101998652 \text{ Nmm} = 102 \text{ kNm}.\end{aligned}$$

**Ví dụ 3.10.** Số liệu như ở ví dụ 3.9, cánh nằm về phía chịu nén. Xác định khả năng chịu lực tại tiết diện có cốt thép chịu kéo 5φ18 ( $A_s = 12,72 \text{ cm}^2$ ),  $h_o = 41,5 \text{ cm}$ .

*Giải.*

Xác định vị trí tương đối của trục trung hòa:

$$R_s A_s = 280 \times 1272 = 356160 \text{ N};$$

$$R_b b'_f h'_f = 11,5 \times 400 \times 70 = 322000 \text{ N};$$

$$R_s A_s > R_b b'_f h'_f \Rightarrow \text{trục trung hòa nằm trong sườn } (x > h'_f).$$

Tính  $x$ :

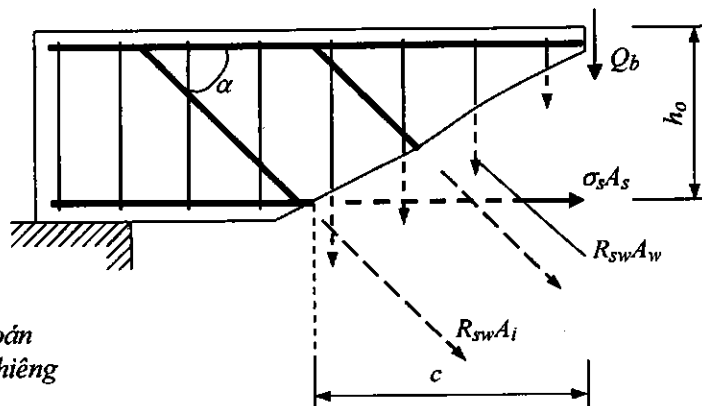
$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} = \\ &= \frac{2800 \times 1272 - 11,5 \times (400 - 200) \times 70}{8,5 \times 200} = \\ &= 114,8 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Khả năng chịu lực (tính theo 3.31):

$$\begin{aligned} M_p &= R_b b x (h_o - x/2) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - h'_f/2) = \\ &= 8,5 \times 200 \times 114,8 \times (415 - 114,8/2) + 11,5 \times (400 - 200) \times 70 \times (415 - 70/2) = \\ &= 130969216 \text{ Nmm} = \\ &= 131 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

### 3.4. ĐIỀU KIỆN CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG

Phân trên đã trình bày cách tính toán khả năng chịu lực (cường độ) của cầu kiện BTCT trên tiết diện thẳng góc với trục (gọi tắt là tiết diện thẳng góc). Kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho biết, dầm BTCT không những bị phá hoại theo tiết diện thẳng góc, mà còn có thể bị phá hoại theo tiết diện nghiêng. Tại những vị trí có lực cắt lớn, ứng suất kéo chính có phương không song song với trục dầm mà hợp với trục dầm một góc nào đó, gây ra khe nứt nghiêng. Nếu không có biện pháp cấu tạo và bố trí cốt thép đầy đủ thì dầm có thể bị phá hoại theo tiết diện nghiêng.



Hình 3.10: Sơ đồ tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng

Trạng thái giới hạn trên tiết diện nghiêng cũng tương tự như trạng thái giới hạn trên tiết diện thẳng góc: bê tông ở miền chịu kéo bị nứt nên mất tác dụng chịu kéo, bê tông ở miền chịu nén đạt đến cường độ giới hạn; nếu lượng cốt thép vừa phải thì cốt thép đạt



tới giới hạn chảy và khi đó nếu không có các cốt đai và cốt xiên giữ vai trò chủ yếu bảo đảm cường độ trên tiết diện nghiêng thì cấu kiện bị phá hoại.

Xét một tiết diện nghiêng bất kỳ như trên hình 3.10. Điều kiện cường độ theo mômen và theo lực cắt biểu thị bởi :

$$M \leq R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_w Z_w + \Sigma R_{sw} A_{inc} Z_{inc} \quad (3.38)$$

$$Q \leq Q_b + \Sigma R_{sw} A_w + \Sigma R_{sw} A_{inc} \sin \alpha \quad (3.39)$$

Trong đó:

$R_{sw}$  - cường độ chịu kéo tính toán của thép đai và thép xiên (bảng 3 phụ lục A);

$A_w, A_{inc}$  - diện tích tiết diện mỗi lớp thép đai và thép xiên trong phạm vi tiết diện nghiêng;

$Z_w, Z_{inc}$  - khoảng cách từ điểm đặt của hợp lực vùng nén đến lớp thép đai, thép xiên đang xét;

$\alpha$  - góc nghiêng của thép xiên so với trục dầm;

$Q_b$  - lực cắt do bê tông chịu, xác định theo công thức thực nghiệm. Đối với bê tông nặng:

$$Q_b = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{c} \quad (3.40)$$

Trong đó:  $b$  - bề rộng sườn tiết diện;

$R_{bt}$  - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông;

$c$  - hình chiếu của tiết diện nghiêng trên trục dầm.

Hệ số  $\varphi_f$  xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T và chữ I, được xác định theo công thức:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_o} \leq 0,5 \quad (3.41)$$

(nếu tính được  $\varphi_f > 0,5$  cũng chỉ lấy  $\varphi_f = 0,5$ ). Trong công thức 3.41, bề rộng toàn bộ phần cánh phải lấy sao cho:

$$b'_f \leq b + 3 h'_f . \quad (3.42)$$

Với tiết diện chữ T cánh chịu kéo thì không xét đến cánh, tức  $\varphi_f = 0$ .

Hệ số  $\varphi_n$  xét đến ảnh hưởng của lực dọc N. Với cấu kiện có lực nén N, hệ số  $\varphi_n$  xác định theo công thức:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_o} \leq 0,5 . \quad (3.43)$$

Cấu kiện chịu uốn có  $N < 0,1 R_{bt} b h_o$  thì bỏ qua  $N$ , lấy  $\varphi_n = 0$ .

Hai điều kiện cường độ theo mômen và theo lực cắt (3.38) và (3.39) đều phải được thỏa mãn, nhưng việc tính toán chỉ cần tiến hành theo điều kiện lực cắt (3.39). Trên thực

tế điều kiện mômen (3.38) đã được thỏa mãn khi tính cốt thép dọc chịu lực; chỉ cần tuân thủ các biện pháp cấu tạo nêu ở mục 3.7.

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

$$Q \leq 0,6R_{bt}bh_o \quad (3.44)$$

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

### 3.5. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ TRÊN TIẾT DIỆN NGHIÊNG THEO LỰC CẮT

#### 3.5.1. Trường hợp tính toán

Theo tiêu chuẩn thiết kế, cần phải tính toán để đảm bảo cường độ trên dải nghiêng giữa các vết nứt nghiêng theo điều kiện chịu lực cắt (3.39) khi:

$$Q \leq 0,3\varphi_{wl}\varphi_{bl}R_bbh_o \quad (3.45)$$

Hệ số  $\varphi_{wl}$  xét đến ảnh hưởng của các cốt đai, xác định theo công thức:

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w \quad (3.46)$$

nhưng không lớn hơn 1,3; trong đó  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ,  $\mu_w = \frac{A_w}{bs}$ ;  $s$  – bước cốt đai.

Hệ số  $\varphi_{bl}$  xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông:

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01R_b \quad (3.47)$$

$R_b$  tính bằng MPa.

Điều kiện (3.45) chỉ có thể kiểm tra lại sau khi đã bố trí cốt đai.

Khi điều kiện (3.45) không được thỏa mãn - lực cắt quá lớn, gây ra sự ép vỡ bê tông do ứng suất nén chính, cần tăng kích thước tiết diện rồi tính toán lại.

#### 3.5.2. Yêu cầu cấu tạo đối với cốt đai

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

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

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

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

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

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

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

### 3.5.3. Tiết diện nghiêng bất lợi nhất

Lực cắt do các cốt đai trong phạm vi tiết diện nghiêng chịu là  $\Sigma R_w A_{sw}$ . Nếu quy đổi lực do mỗi lớp cốt đai  $R_w A_{sw}$  thành lực phân bố đều có trị số là  $q_w$ :

$$q_w = \frac{R_{sw} A_w}{s} = \frac{R_{sw} n A_{w1}}{s} \quad (3.48)$$

Trong đó:  $A_w = n A_{w1}$  - diện tích tiết diện của một lớp thép đai;

$A_{w1}$  - diện tích tiết diện của một nhánh thép đai;

$n$  - số nhánh thép đai trên tiết diện thẳng góc với trục cấu kiện. Lực cắt  $\Sigma R_w A_{sw}$  có thể biểu thị dưới dạng:

$$\Sigma R_{sw} A_w = q_w c \quad (3.49)$$

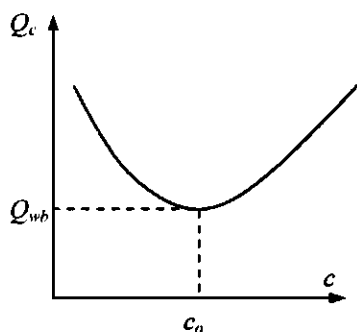
Từ đó, điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt (3.39) được viết lại:

$$Q \leq \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{c} + q_w c + \Sigma R_{sw} A_w \sin \alpha = Q_c \quad (3.50)$$

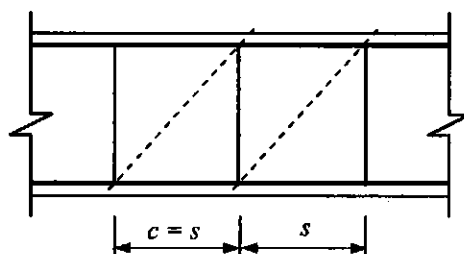
Với  $Q_c$  - khả năng chịu lực cắt, là một đại lượng phụ thuộc độ dài của hình chiếu  $c$  của tiết diện nghiêng (hình 3.11).  $Q_c$  đạt giá trị cực tiểu tại  $c_o$ , xác định bằng cách cho đạo hàm  $\frac{dQ_c}{dc}$  bằng 0. Đối với cấu kiện chỉ đặt cốt đai thẳng góc với trục, có bước không đổi trong phạm vi tiết diện nghiêng đang xét, trị số  $c_o$  được tính theo:

$$c_o = \sqrt{\frac{2(1 + \varphi_n + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{q_w}} \quad (3.51)$$

Tiết diện nghiêng có hình chiếu  $c_o$  xác định theo (3.51) là tiết diện nghiêng bất lợi nhất.



Hình 3.11: Điểm cực tiểu của quan hệ  $Q_c = f(c)$



Hình 3.12: Tiết diện nghiêng giữa các cốt đai

### 3.5.4. Tính toán cốt đai khi không dùng cốt xiên

Trong khung thép hàn không dùng cốt xiên. Khi đó cốt đai được tính toán theo lực cắt và bố trí phù hợp với yêu cầu cấu tạo.

Khi không có cốt xiên, khả năng chịu lực cắt  $Q_c$  trong (3.50) chỉ gồm hai số hạng:

$$Q_c = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{c} + q_w c \quad (3.52)$$

Cho  $c = c_o$  thì nhận được  $Q_c = Q_{wb}$  là khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bê tông (khả năng chịu lực trên tiết diện nghiêng bất lợi nhất):

$$Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 q_w} \quad (3.53)$$

Do đó điều kiện cường độ theo theo lực cắt trên mọi tiết diện nghiêng là:

$$Q \leq Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 q_w} \quad (3.54)$$

Thay  $q_w = \frac{R_{sw} A_w}{s}$  vào (3.54), rút ra bước cốt đai  $s$  theo yêu cầu chịu lực cắt:

$$s \leq s_I = \frac{8(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{Q^2} \times R_{sw} A_w \quad (3.55)$$

Tính toán như trên mới xét đến tiết diện nghiêng bất lợi nhất có hình chiếu  $c_o$ . Một tiết diện nghiêng bất lợi khác nằm trong phạm vi giữa hai cốt đai kề nhau có hình chiếu  $c = s$  (hình 3.12), trên đó chỉ có bê tông mà không có cốt đai chịu lực cắt, do đó điều kiện cường độ:

$$Q \leq Q_b = \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{s} \quad (3.56)$$

từ đây có bước cốt đai để thỏa mãn điều kiện (3.56):

$$s \leq \frac{2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{Q}$$

Để tăng mức độ an toàn,  $s$  được quy định lấy như sau:

$$s \leq s_o = \frac{1,5(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{Q} \quad (3.57)$$

Cuối cùng, bước cốt đai được lấy là trị số nhỏ hơn trong các trị số  $s_I$ ,  $s_o$  tính theo các công thức (3.55), (3.57) và phải thỏa mãn yêu cầu cấu tạo đã nêu ở mục 3.5.2.

### 3.5.5. Tính toán và bố trí cốt xiên

Trong khung thép buộc thường có cả cốt đai và cốt xiên. Trên tiết diện nghiêng bất lợi nhất (hình chiếu  $c_o$ ), điều kiện cường độ là:

$$Q \leq Q_{wb} + \sum R_{sw} A_{inc} \sin \alpha = \sqrt{8(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 q_w} + \sum R_{sw} A_{inc} \sin \alpha \quad (3.58)$$

Trong tính toán thiết kế, thường căn cứ vào yêu cầu cấu tạo để chọn trước đường kính và bước cốt đai, tính được  $Q_{wb}$ . Tại những đoạn dầm có  $Q > Q_{wb}$ , tức là bê tông và cốt đai không đủ khả năng chịu lực cắt, thì phải có cốt xiên chịu phần lực cắt còn lại. Hình 3.13, để cho đơn giản, được vẽ với giả thiết  $Q_{wb} = \text{const}$ , biểu thị bằng một đường song song với trục dầm.

Cốt xiên thường do cốt dọc uốn lên. Các cốt xiên phải được bố trí đối xứng nhau qua mặt phẳng đối xứng của dầm. Không uốn các cốt dọc nằm ở góc cốt đai để làm cốt xiên.

Cách bố trí và tính toán cốt xiên nên theo trình tự sau:

1 - Sơ bộ bố trí các lớp cốt xiên sao cho các khoảng cách  $u_1$  từ mép gối tựa đến điểm đầu của lớp cốt xiên đầu tiên,  $u_2$  từ điểm cuối của lớp cốt xiên đầu tiên đến điểm đầu của lớp cốt xiên thứ hai, ...,  $u_c$  từ điểm cuối của lớp cốt xiên cuối cùng đến tiết diện mà từ đó trở đi không cần có cốt xiên (tiết diện có  $Q = Q_{wb}$ ) (hình 3.13) đều phải nhỏ hơn  $s_o$  theo điều kiện chi riêng bê tông cũng đủ khả năng chịu cắt:

$$u_1, u_2, \dots, u_c < s_o = \frac{1,5(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2}{Q} \quad (3.59)$$

(khi tính  $s_o$  cho một đoạn nào đó thì dùng trị số lực cắt  $Q$  lớn nhất trên đoạn đó).

2 - Tính diện tích cần thiết của các lớp cốt xiên:

Trên thực tế có thể có vài lớp cốt xiên cắt qua tiết diện nghiêng bất lợi nhất; chẳng hạn nếu trong phạm vi tiết diện nghiêng bất lợi nhất xuất phát từ mép gối tựa có hai lớp cốt xiên có diện tích  $A_{i1}$  và  $A_{i2}$  thì điều kiện cường độ:

$$Q_l \leq Q_{wb} + R_{sw}(A_{inc,1} + A_{inc,2}) \sin \alpha$$

từ đó xác định được tổng diện tích hai lớp cốt xiên  $A_{inc1} + A_{inc2}$ ; còn diện tích lớp thứ nhất  $A_{inc1}$  được xác định từ điều kiện:

$$Q_l \leq Q_c + R_{sw} A_{inc,1} \sin \alpha$$

Trong đó:  $Q_c$  được tính theo (3.51) với giá trị của  $c$  bằng khoảng cách từ mép gối tựa đến điểm đầu của lớp cốt xiên thứ hai.

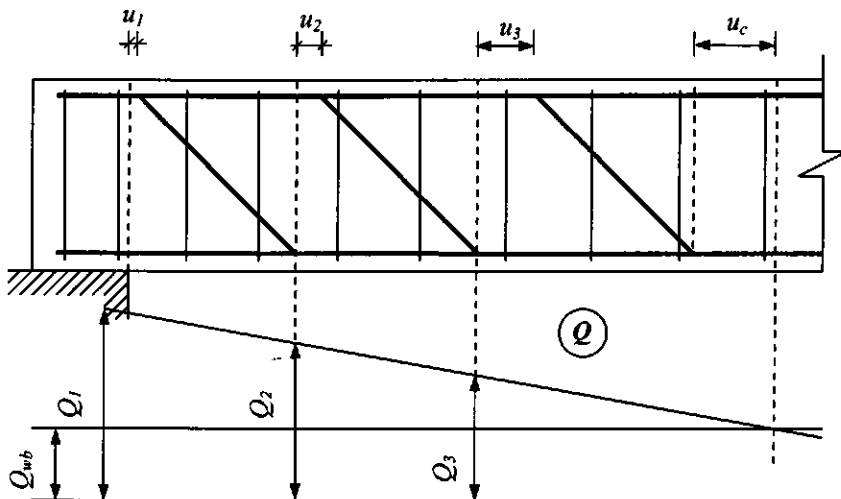
Tuy nhiên vì cách xác định diện tích các lớp cốt xiên như trên tương đối phức tạp nên người ta thường tính toán một cách đơn giản và thiên về an toàn, bằng cách cho rằng tiết diện nghiêng bất lợi nhất  $c_o$  chỉ cắt qua một lớp cốt xiên. Khi đó điều kiện cường độ sẽ là:

$$Q_l \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,1} \sin \alpha ;$$

$$Q_2 \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,2} \sin \alpha ;$$

$$Q_3 \leq Q_{wb} + R_{sw} A_{inc,3} \sin \alpha \dots$$

**Hình 3.13.** Bố trí các lớp cốt xiên



Do đó diện tích lớp cốt xiên thứ  $k$  ( $k = 1, 2, 3, \dots$ ) được tính theo công thức:

$$A_{inc,k} = \frac{Q_k - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} \quad (3.60)$$

Trong đó:  $Q_k$  - lực cắt tại điểm đầu của lớp cốt xiên thứ  $k$  (xem hình 3.13).

**Ví dụ 3.11.** Dầm đơn tiết diện chữ nhật  $b \times h = 25 \times 70$  (cm), nhịp  $l = 8$  m; bê tông cấp B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_{b2} = 1$ ;  $h_0 = 63$  cm, tải trọng phân bố đều, lực cắt lớn nhất  $Q = 200$  kN. Yêu cầu tính cốt thép ngang.

*Giải:*

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

Xét yêu cầu tính cốt thép ngang :

Lực cắt  $Q = 200000$  N  $> 0,6R_{bt}bh_0 = 0,6 \times 0,75 \times 250 \times 630 = 70875$  N: riêng bê tông không đủ chịu cắt, cần tính cốt thép ngang.

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

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

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

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

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

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

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

Kiểm tra lại điều kiện 3.45 (điều kiện chịu lực cắt trên dãi nghiêng giữa các vết nứt xiên):  $Q \leq 0,3\varphi_{wl}\varphi_{bl}R_bbh_o$ :

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

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

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

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

$$0,3\varphi_{wl}\varphi_{bl}R_bbh_o = 0,3 \times 1,09 \times 0,915 \times 8,5 \times 250 \times 630 = 400560 \text{ N} > Q = 200000 \text{ N}.$$

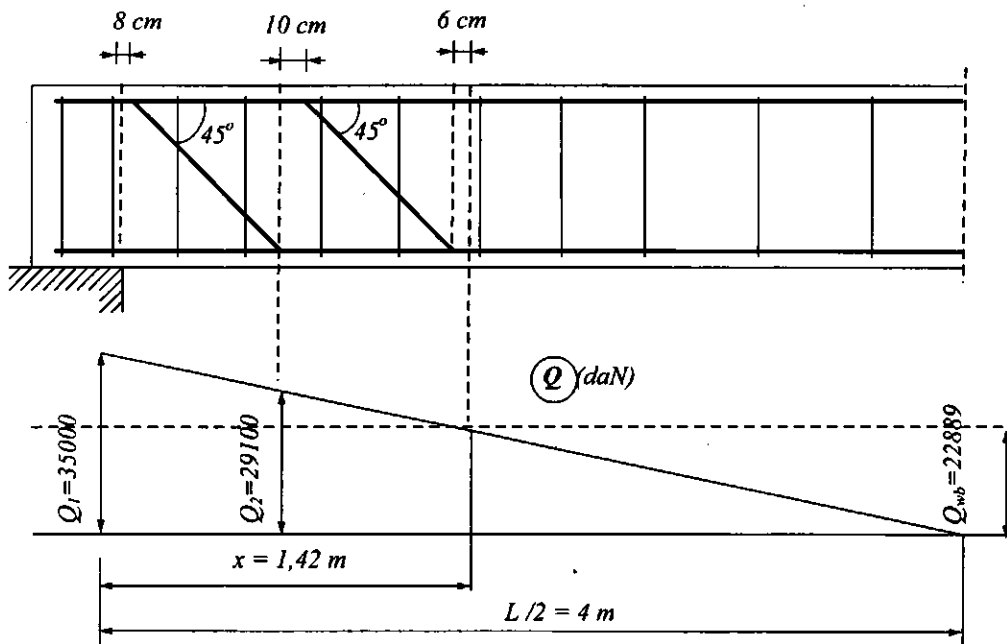
Vậy điều kiện (3.45) thỏa mãn, không cần tăng kích thước tiết diện.

**Ví dụ 3.12.** Số liệu như ví dụ 3.11, nhưng với  $Q_{\max} = 350 \text{ kN}$ ; biểu đồ lực cắt như trên hình 3.14.

*Giải :*

Trong ví dụ 3.11 đã chọn cốt đai theo yêu cầu cấu tạo: đai 2 nhánh,  $\phi 8$ ,  $s = 200 \text{ cm}$ , thép nhóm A-I, và đã tính được lực cắt do bê tông và cốt đai chịu  $Q_{wb} = 228890$ .

Sơ bộ bố trí hai lớp cốt xiên như hình 3.14. Lớp thứ nhất tính với lực cắt tại gối tựa  $Q_1 = Q_{\max} = 350 \text{ kN}$ ; dựa vào biểu đồ lực cắt tính được lực cắt tại điểm cuối của lớp thứ nhất  $Q_2 = 291 \text{ kN}$ . Lớp thứ hai tính với lực cắt  $Q_2$ . Diện tích cần thiết của các lớp cốt xiên thứ nhất và thứ hai lần lượt như sau:



**Hình 3.14:** Hình của ví dụ 3.12

$$A_{inc,1} = \frac{Q_1 - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} = \frac{350000 - 228890}{175 \times 0,707} = 979 \text{ mm}^2;$$

$$A_{inc,2} = \frac{Q_2 - Q_{wb}}{R_{sw} \sin \alpha} = \frac{291000 - 228890}{175 \times 0,707} = 502 \text{ mm}^2.$$

### 3.5.6. Tính côngxon ngắn

Đối với côngxon ngắn ( $l < 0,9h_0$  - hình 3.15) chịu lực cắt  $Q$ , điều kiện đảm bảo độ bền trên dải nghiêng chịu nén giữa điểm đặt của lực tập trung và thân cột là :

$$Q \leq 0,8\phi_{w2}R_b l_b \sin \theta. \quad (3.61)$$

Vế phải của (3.61) lấy không lớn hơn  $3,5R_{bt}bh_0$  và không nhỏ hơn  $Q_0$  :

$$Q_0 = \frac{1,5(1 + \phi_n)R_{bt}bh_0^2}{c_0} \quad (3.62)$$

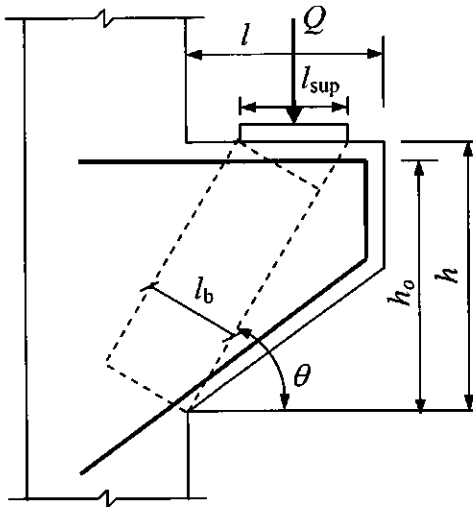
Trong đó:  $c_0$  xác định theo (3.51),  $\phi_n$  xác định theo (3.43). Vế phải của (3.62) lấy không lớn hơn  $2,5R_bbh_0$  và không nhỏ hơn  $0,6(1 + \phi_n)R_{bt}bh_0$ ;

$\theta$  - góc nghiêng giữa dải nghiêng chịu nén với phương ngang ;

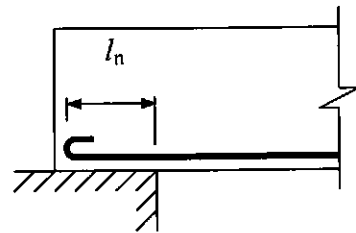
$l_b$  - chiều rộng của dải nghiêng chịu nén :

$$l_b = l_{sup} \sin \theta \quad (3.63)$$

$l_{sup}$  - chiều dài vùng truyền tải dọc theo chiều dài vưng của côngxon.



Hình 3.15: Côngxon ngắn



Hình 3.16: Neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do

$\phi_{w2}$  - Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt theo chiều cao côngxon :

$$\phi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} \quad (3.64)$$

Trong đó:  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ;  $\mu_w = \frac{A_w}{bs}$  với  $s$  - bước cốt đai theo phương vuông góc

với chúng, và  $A_w$  - diện tích tiết diện của các cốt đai nằm trong cùng một mặt phẳng.



### 3.6. CÁC BIỆN PHÁP CẤU TẠO

Để có thể bảo đảm điều kiện cường độ theo mômen uốn (3.38), cấu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý tại những vị trí sau:

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

#### 3.6.1. Neo cốt dọc chịu kéo tại gối tựa tự do

Cốt dọc phải được neo chắc chắn vào gối tựa tự do để tránh bị tuột (hình 3.16), gây ra sự phá hoại theo tiết diện nghiêng đi qua mép gối. Chiều dài đoạn neo  $l_n$  được xác định theo công thức 2.7. Khi bê tông đủ khả năng chịu cắt ( $Q \leq 0,6R_{bt}bh_0$  - lực cắt nhỏ) thì chiều dài đoạn neo  $l_n \geq 5d$ ; để an toàn thường lấy  $l_n = 10d$ . Khi  $Q > 0,6R_{bt}bh_0$  thì  $l_n \geq 15d$ .

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

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

Những vị trí này ở hai bên các gối tựa trung gian của dầm liên tục. Cốt thép dọc giữa nhịp, đi về gối tựa, do mômen giảm nên một số thanh có thể được uốn làm cốt xiên và uốn lên phía trên để chịu mômen âm. Cốt số 2 trên hình 3.17 là một trường hợp như vậy. Ở tiết diện I-I (mép gối - mômen âm), khả năng chịu lực của cốt số 2 được tận dụng hết. Để cho tiết diện nghiêng  $N_1-N_1$  (đi qua điểm đặt của hợp lực vùng nén ở ngang mép gối tựa) đủ cường độ thì tay đòn nội lực  $Z_1$  phải không nhỏ hơn tay đòn  $Z_s$ . Để thỏa mãn điều này, một cách gần đúng và thiên về an toàn, điểm uốn cốt thép ở vùng kéo được lấy cách xa mép gối tựa một đoạn đủ lớn:

$$C \geq h_0/2 \quad (3.65)$$

Đi xa gối tựa trung gian thì mômen âm giảm, có thể cắt bớt một số thanh cốt dọc không còn cần thiết cho sự chịu lực. Giả sử thanh số 2 trên hình 3.17, sau khi phát huy hết khả năng chịu mômen âm, tại tiết diện III-III có thể được cắt bớt. Tiết diện III-III được gọi là vị trí cắt lý thuyết. Tuy vậy, để đảm bảo cường độ trên tất cả các tiết diện nghiêng  $N_2-N_2$  (xuất phát từ điểm đặt hợp lực vùng nén tại tiết diện III-III) thì thanh số 2 phải được kéo dài thêm một đoạn  $W$  sao cho các cốt đai trên phạm vi đó đủ khả năng chịu lực cắt trên tiết diện nghiêng. Chiều dài đoạn  $W$  được tính theo công thức:

$$W = \frac{Q_0 - Q_{inc}}{2q_w} + 5d \geq 20d \quad (3.66)$$

Trong đó:

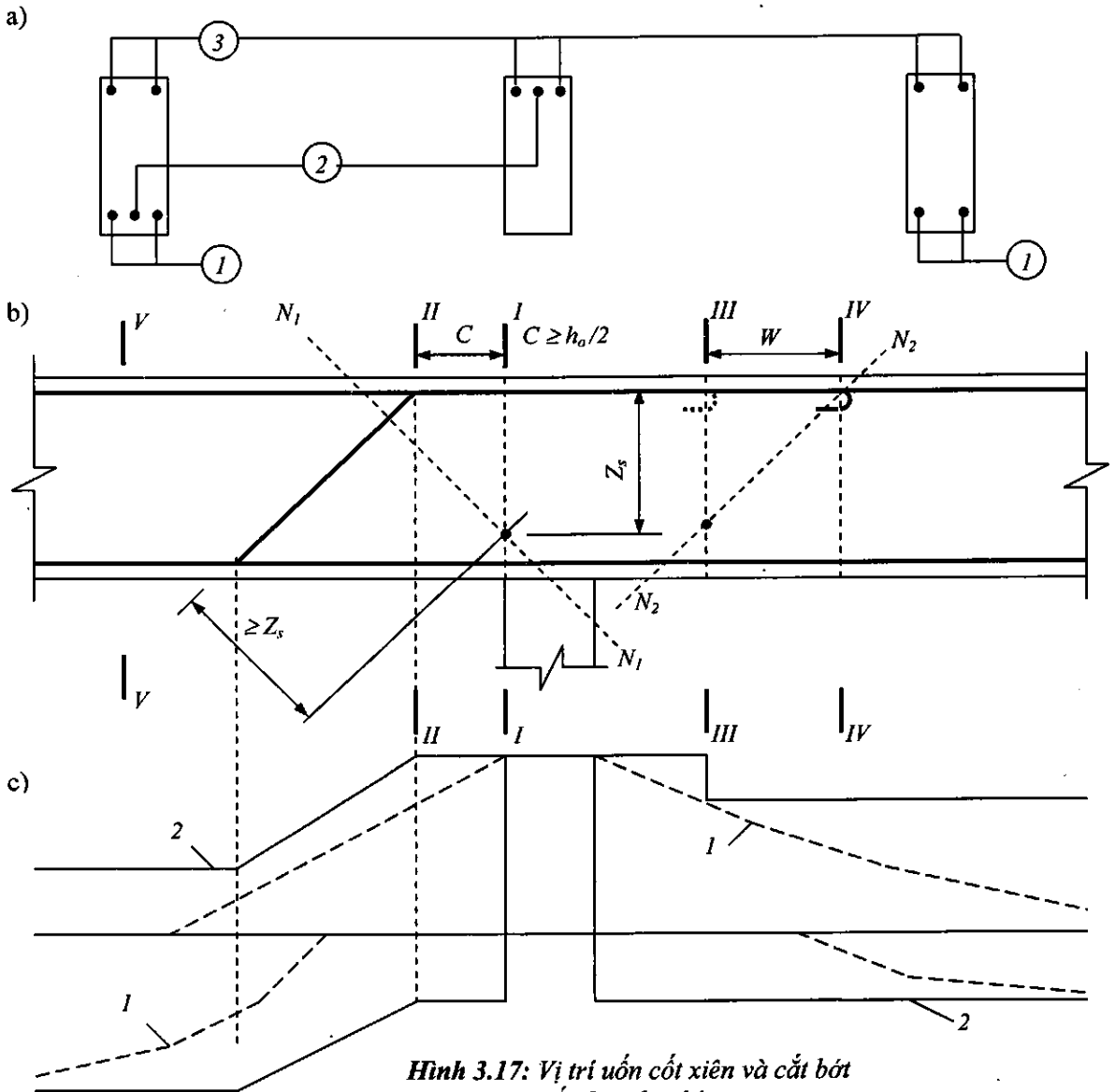
$Q_0$  - lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết (tại tiết diện III-III);

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

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

$d$  - đường kính cốt dọc bị cắt bớt;

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



**Hình 3.17:** Vị trí uốn cốt xiên và cắt bớt cốt dọc chịu kéo.  
1 ---- biểu đồ bao mômen; 2 — biểu đồ bao vật liệu.

**Ví dụ 3.13.** Tính đoạn kéo dài  $W$  của một thanh cốt dọc chịu kéo, đường kính  $d = 20$  mm, ở vùng mômen âm, biết lực cắt tại vị trí cắt lý thuyết là  $Q_0 = 150$  kN, trong đoạn có cốt đai thuộc nhóm thép A-I ( $R_w = 175$  MPa), 2 nhánh,  $\phi 8$ , khoảng cách  $s = 150$  mm, không có cốt xiên.

Giải:

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

Thay vào công thức (3.66) tính được:

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

Vậy có thể lấy  $W = 740 \text{ mm}$ .

### 3.7. BIỂU ĐỒ BAO VẬT LIỆU

Sau khi bố trí cốt thép dọc, uốn cốt thép dọc làm cốt xiên, cắt bớt cốt thép dọc chịu kéo, cần kiểm tra lại khả năng chịu lực. Biểu đồ bao vật liệu là biểu đồ có tung độ biểu thị khả năng chịu lực trên tiết diện thẳng góc với trục trên toàn bộ chiều dài cầu kiện.

Về nguyên tắc, để vẽ biểu đồ bao vật liệu, cần tiến hành giải bài toán kiểm tra cường độ để biết khả năng chịu lực tại một số tiết diện đặc trưng, sau đó nối đỉnh các tung độ cùng dấu sẽ nhận được biểu đồ bao vật liệu.

Biểu đồ bao vật liệu phải nằm ngoài biểu đồ bao mômen. Nếu không thỏa mãn điều này, phải điều chỉnh lại cốt thép. Xem cách vẽ biểu đồ bao vật liệu trong ví dụ dưới đây.

**Ví dụ 3.14.** Đoạn dầm (hình 3.17) tiết diện chữ nhật,  $b \times h = 20 \times 50 \text{ (cm)}$ , bê tông B15, cốt thép nhóm A-II, các hệ số  $\gamma_{b2} = 1$ ,  $\gamma_s = 1$ . Cốt thép tại các tiết diện I-I, IV-IV và V-V được bố trí như trên hình 3.17,a. Các khoảng cách  $a = a' = 5 \text{ cm}$ . Vẽ biểu đồ bao vật liệu.

**Giải.** Khả năng chịu lực tại các tiết diện được tính với cốt thép đơn. Cường độ bê tông và cốt thép:  $R_b = 8,5 \text{ MPa}$ ,  $R_s = 280 \text{ MPa}$ .

1. Tính toán để vẽ nhánh trên của biểu đồ bao vật liệu.

- Tại tiết diện I-I,  $h_o = 450 \text{ mm}$ ,  $A_s = 1472 \text{ mm}^2$  ( $3\phi 25$ ).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1472}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,539 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,539 \left( 1 - \frac{0,539}{2} \right) = 0,394.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,394 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 135634500 \text{ Nmm} = 135,6 \text{ kNm}.$$

- Tại các tiết diện IV-IV và V-V,  $h_o = 450 \text{ mm}$ ,  $A_s = 981 \text{ mm}^2$  ( $3\phi 25$ ).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 981}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,359 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,359 \left( 1 - \frac{0,359}{2} \right) = 0,295.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,295 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 101553750 \text{ Nmm} = 101,6 \text{ kNm}.$$

2. Tính toán để vẽ nhánh dưới của biểu đồ bao vật liệu.

- Tại tiết diện IV-IV,  $h_o = 450 \text{ mm}$ ,  $A_s = 760 \text{ mm}^2$  (2 $\phi$ 22).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 760}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,278 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,278 \left( 1 - \frac{0,278}{2} \right) = 0,239.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,239 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 82398992 \text{ Nmm} = 82,4 \text{ kNm}.$$

- Tại tiết diện V-V,  $h_o = 450 \text{ mm}$ ,  $A_s = 1251 \text{ mm}^2$  (2 $\phi$ 22+2 $\phi$ 25).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 1251}{8,5 \times 200 \times 450} = 0,458 < \xi_r = 0,65.$$

$$\alpha = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,458 \left( 1 - \frac{0,458}{2} \right) = 0,353.$$

$$M_p = \alpha R_b b h_o^2 = 0,353 \times 8,5 \times 200 \times 450^2 = 121702277 \text{ Nmm} = 121,7 \text{ kNm}.$$

3. Trong đoạn dầm có cốt xiên, biểu đồ bao vật liệu được lấy là một đoạn thẳng nối các tung độ ở hai đầu đoạn, đã xác định ở trên.

Dạng biểu đồ bao vật liệu như trên hình 3.17,c.

## Chương 4

# CẤU KIỆN CHỊU NÉN VÀ CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén thường gặp nhất dưới dạng cột và các thanh nén của dầm. Tùy theo vị trí lực tác dụng, cấu kiện có thể thuộc loại nén đúng tâm (hình 4.1,a), nén lệch tâm phẳng (hình 4.1,b,c) hoặc nén lệch tâm xiên. Cấu kiện chịu nén và chịu uốn đồng thời cũng được đưa về nén lệch tâm để tính toán.

### 4.1. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CỦA CẤU KIỆN CHỊU NÉN

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

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

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

$$\lambda_r = \frac{l_0}{r} \leq 120 \quad (4.1)$$

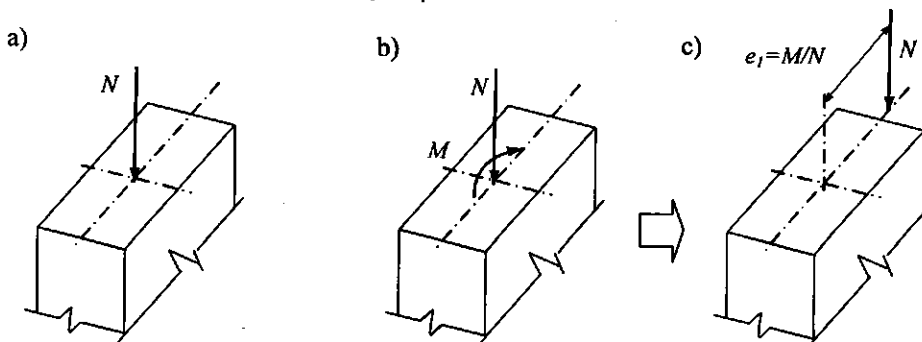
hay 
$$\lambda_b = \frac{l_0}{b} \leq 31 \quad (4.2)$$

Trong đó:  $r$  - bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện;

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

$l_0$  - chiều dài tính toán của cấu kiện:

$$l_0 = \psi l \quad (4.3)$$



**Hình 4.1: Cấu kiện chịu nén**  
a) Nén đúng tâm; b) Nén + uốn; c) Nén lệch tâm

$l$  - chiều dài thực của cầu kiện, hệ số  $\psi$  phụ thuộc hình thức liên kết hai đầu cầu kiện. Đối với các cầu kiện thường gặp, tiêu chuẩn thiết kế quy định lấy chiều dài tính toán  $l_0$  của các cầu kiện như sau:

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

$$l_0 = H \text{ với kết cấu sàn lắp ghép;}$$

$$l_0 = 0,7H \text{ với kết cấu sàn toàn khối.}$$

( $H$  là chiều cao tầng).

b) Đối với cột nhà một tầng liên kết khớp với các kết cấu chịu lực mái và đối với các cầu kiện của dầm và vòm,  $l_0$  lấy theo các bảng 31 và 32 của TCXDVN 356 : 2005.

#### 4.1.2. Bố trí cốt thép trong cầu kiện chịu nén

##### Cốt dọc chịu lực

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

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

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

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{A_b}(\%); \mu' = \frac{A'_s}{A_b}(\%). \quad (4.4)$$

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

**Bảng 4.1.**

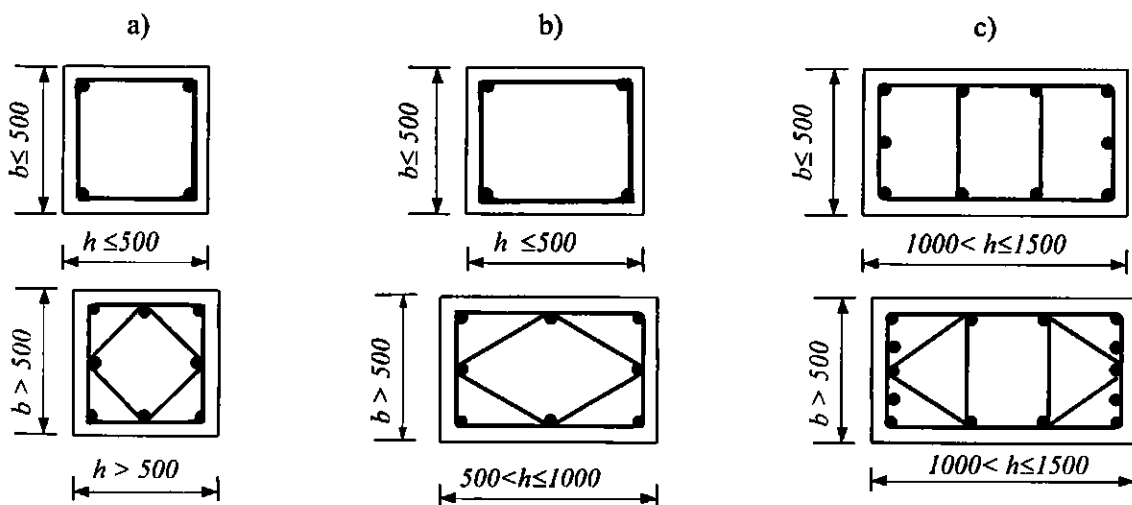
Hàm lượng thép tối thiểu $\mu_{\min}, \mu'_{\min} (\%)$	Khi độ mảnh của cầu kiện
0,05	$\lambda_{\min} \leq 17, \lambda_h \leq 5$
0,1	$17 < \lambda_{\min} \leq 35, 5 < \lambda_h \leq 10$
0,2	$35 < \lambda_{\min} \leq 83, 10 < \lambda_h \leq 24$
0,25	$\lambda_{\min} > 83, \lambda_h > 24$

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

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

### Cốt dọc cấu tạo

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

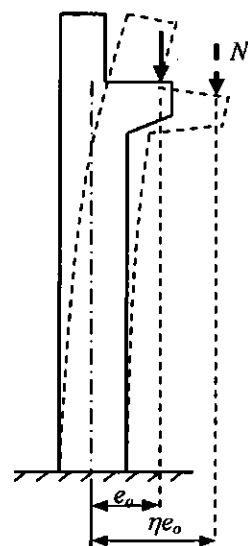


**Hình 4.2:** Bố trí cốt thép trong cấu kiện chịu nén  
a) Nén đúng tâm; b và c) Nén lệch tâm

### Cốt đai

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

Theo cạnh ngắn của tiết diện, mỗi cốt đai không được bao quanh nhiều hơn 4 thanh cốt dọc chịu kéo; trường hợp có nhiều hơn 4 thanh cốt dọc chịu kéo thì phải đặt thêm cốt đai phụ (hình 4.2,c).



**Hình 4.3.** Ảnh hưởng uốn dọc đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm

## 4.2. ĐẶC ĐIỂM LÀM VIỆC CỦA CẦU KIẾN CHỊU NÉN

### 4.2.1. Độ lệch tâm của lực dọc

Khi tính toán các cầu kiện BTCT chịu nén, ngoài độ lệch tâm  $e_1 = \frac{M}{N}$  còn cần phải kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên do các yếu tố không được kể đến trong tính toán gây ra. Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a$  trong mọi trường hợp không được lấy nhỏ hơn các giá trị:

- 1/600 chiều dài cầu kiện hoặc khoảng cách giữa các tiết diện được liên kết chặn chuyển vị;

- 1/30 chiều cao tiết diện của cầu kiện .

Độ lệch tâm ban đầu, ký hiệu là  $e_0$ , lấy theo quy định:

- Với cầu kiện của kết cấu siêu tĩnh, lấy bằng trị số lớn hơn trong hai trị số  $e_1 = \frac{M}{N}$

và độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a$  :

$$e_0 = \max(e_1 ; e_a) \quad (4.5)$$

- Với cầu kiện của kết cấu tĩnh định, lấy bằng tổng của  $e_1$  và  $e_a$  :

$$e_0 = e_1 + e_a \quad (4.6)$$

### 4.2.2. Nén đúng tâm

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

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

$$N_p = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_s) \quad (4.7)$$

Trong đó:  $R_b, R_{sc}$  - cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cốt thép;

$A_b, A_s$  - diện tích tiết diện bê tông và cốt thép;

$\varphi$  - hệ số uốn dọc ( $\varphi \leq 1$ ), tra bảng 7 phụ lục B.

Bằng công thức 4.7 có thể tính được diện tích tiết diện cốt thép cần thiết khi biết lực nén tính toán tác dụng lên cầu kiện hoặc kiểm tra khả năng chịu lực của cầu kiện khi đã bố trí cốt thép.

### 4.2.3. Hai trường hợp nén lệch tâm

Đối với cầu kiện chịu nén lệch tâm, do ảnh hưởng lệch tâm của lực dọc  $N$  và một số yếu tố khác, trên các tiết diện của cầu kiện sẽ hình thành một trong hai trạng thái nội lực khác nhau:

- Trên tiết diện luôn luôn có một miền chịu nén và một miền chịu kéo (tương tự tiết diện của cầu kiện chịu uốn), trường hợp này gọi là *nén lệch tâm lớn*.



- Phần lớn tiết diện là chịu nén, chỉ một phần nhỏ chịu kéo, hoặc là cả tiết diện chịu nén, khi đó có *nén lệch tâm nhỏ*.

Với tiết diện chữ nhật, khi chiều cao miền chịu nén  $x \leq \xi_r h_0$  là nén lệch tâm lớn; khi  $x > \xi_r h_0$  là nén lệch tâm nhỏ.

Hệ số  $\xi_r$  phụ thuộc cấp độ bền bê tông và nhóm cốt thép, được xác định như đối với cấu kiện chịu uốn – tra bảng 5 phụ lục B.

$h_0 = h - a$  là chiều cao hữu ích của tiết diện.

#### 4.2.4. Ảnh hưởng của uốn dọc đối với nén lệch tâm

Do ảnh hưởng của uốn dọc, đường trục cấu kiện bị cong (hình 4.3). Khi tính toán có thể xét đến ảnh hưởng của độ cong đối với khả năng chịu lực của cấu kiện bằng cách xác định nội lực theo sơ đồ biến dạng. Tuy nhiên cách làm đó phức tạp nên tiêu chuẩn cho phép tính theo sơ đồ không biến dạng bằng cách nhân độ lệch tâm ban đầu  $e_0$  với một hệ số  $\eta > 1$ . Tích số  $\eta e_0$  được gọi là độ lệch tâm tính toán (hình 4.3).

Với những cấu kiện có độ mảnh tương đối nhỏ:  $\lambda_r = l_0/r \leq 35$  (với tiết diện bất kỳ) hoặc  $\lambda_h = l_0/h \leq 8$  (với tiết diện chữ nhật), ảnh hưởng của uốn dọc có thể bỏ qua, lấy  $\eta = 1$ .

( $l_0$  – chiều dài tính toán của cấu kiện;  $r$  – bán kính quán tính của tiết diện bất kỳ đối với trục chính trung tâm thẳng góc với mặt phẳng uốn;  $h$  – cạnh song song với mặt phẳng uốn của tiết diện chữ nhật).

Thực ra hệ số  $\eta$  chỉ dùng để xét đến ảnh hưởng của uốn dọc tại tiết diện có độ lệch tâm lớn nhất của cấu kiện, nhưng để đơn giản và thiên về an toàn, khi tính các tiết diện khác nhau của cùng một cấu kiện vẫn dùng chung một trị số của  $\eta$ .

Hệ số  $\eta$  được xác định theo công thức:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (4.8)$$

Trong đó:  $N$  - lực dọc lệch tâm do toàn bộ tải trọng tính toán gây ra;

$N_{cr}$  - lực dọc tới hạn quy ước ( $N_{cr} > N$ ). Nếu  $N_{cr} < N$  thì các kích thước tiết diện cần được tăng lên vì độ mảnh của cấu kiện quá lớn.

Các nhà nghiên cứu lý thuyết tính toán kết cấu bê tông cốt thép đã đưa ra nhiều công thức xác định lực dọc tới hạn  $N_{cr}$ . Công thức sau đây có xét đến sự làm việc đồng thời của bê tông và cốt thép và ảnh hưởng của tác dụng lâu dài của tải trọng, được sử dụng trong TCVN 356 : 2005:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \times \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (4.9)$$

Trong đó:

$I_b, I_s$  - lần lượt là mômen quán tính của tiết diện bê tông và tiết diện của tất cả các cốt thép đối với trục chính trung tâm thẳng góc với mặt phẳng uốn;

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$  - tỉ số môđun đàn hồi của thép và bê tông;

$\varphi_l$  - hệ số xét ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đối với độ cong của cầu kiện ở trạng thái giới hạn, lấy bằng:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \quad (4.10)$$

$\beta$  - hệ số phụ thuộc loại bê tông, đối với bê tông nặng  $\beta = 1$ ;

$M$  và  $M_l$  - mômen được xác định đối với trục vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua trọng tâm của các cốt thép S (cốt thép phía chịu kéo hoặc phía chịu nén ít hơn của tiết diện);  $M$  do tác dụng của toàn bộ tải trọng,  $M_l$  do tác dụng của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn gây ra. Nếu  $M$  và  $M_l$  có dấu khác nhau thì  $\varphi_l$  lấy như sau:

+ Khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng  $|e_o| > h/10$ , lấy  $\varphi_l = 1$ ;

+ Khi  $|e_o| \leq h/10$ , thì  $\varphi_l = \varphi_{ll} + 10(1 - \varphi_{ll}) \frac{e_o}{h}$

Trong đó:  $\varphi_{ll}$  - được xác định theo công thức 4.10 với  $M$  lấy bằng tích số của lực dọc  $N$  (do toàn bộ tải trọng gây ra) với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc nén ít hơn do tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn gây ra;

$\delta_e$  - hệ số, lấy bằng  $\frac{e_o}{h}$  nhưng không nhỏ hơn  $\delta_{e,min}$ :

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 R_b. \quad (4.11)$$

Trong công thức 4.11,  $R_b$  tính bằng MPa.

Do lực dọc tới hạn  $N_{cr}$  phụ thuộc cốt thép nên chỉ có thể tính được hệ số  $\eta$  khi trên tiết diện đã bố trí cốt thép. Vì vậy trong các bài toán xác định diện tích cốt thép cần thiết, cần phải đồng thời xác định hệ số  $\eta$  bằng một số lần tính thử dần (tính lặp).

**Ví dụ 4.1.** Cầu kiện có chiều dài tính toán  $l_o = 10 \text{ m}$ , tiết diện chữ nhật  $b \times h = 60 \times 100 \text{ (cm)}$ , bê tông B15, cốt thép nhóm A-II:  $A_s = 40,21 \text{ cm}^2$  (5 $\phi$ 32),  $A'_s = 28,27 \text{ cm}^2$  (4 $\phi$ 30);  $a = a' = 10 \text{ cm}$ . Tại tiết diện đang xét, cầu kiện chịu mômen uốn và lực dọc do tải trọng tác dụng dài hạn gây ra là:  $M_l = 400 \text{ kNm}$ ,  $N_l = 3500 \text{ kN}$ ; do toàn bộ tải trọng gây ra là:  $M = 200 \text{ kNm}$ ,  $N = 2500 \text{ kN}$ . Tính hệ số  $\eta$ .

Giải.

Độ mảnh  $\lambda_h = l_o/h = \frac{1000}{100} = 10 > 8$  nên không thể bỏ qua ảnh hưởng của sự uốn dọc.

Đây là trường hợp đã bố trí cốt thép nên có thể xác định trực tiếp hệ số  $\eta$ .

Bê tông B15:  $E_b = 23.10^3 \text{ MPa}$ ;  $R_b = 8,5 \text{ MPa}$ .

Cốt thép nhóm AII:  $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$ ;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{230000} = 9,13.$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 100^3}{12} = 5 \times 10^6 \text{ cm}^4;$$

$$\begin{aligned} I_s &= A_s \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - a' \right)^2 = \\ &= (40,21 + 28,27) \left( \frac{100}{2} - 10 \right)^2 = 109568 \text{ cm}^4; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varphi_l &= 1 + \beta \frac{M_1^l}{M_1} = 1 + 1 \times \frac{M_l + N_l(h/2 - a)}{M + N(h/2 - a)} = \\ &= 1 + 1 \times \frac{40 + 350 \times (1,00/2 - 0,10)}{60 + 600 \times (1,00/2 - 0,10)} = \\ &= 1,6; \end{aligned}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{60}{600} = 0,1 \text{ m} = 10 \text{ cm};$$

$$\delta_e = \frac{e_o}{h} = \frac{10}{100} = 0,1;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 \times R_b =$$

$$= 0,5 - 0,01 \times 10 - 0,01 \times 8,5 =$$

$$= 0,315;$$

$$\delta_e = 0,1 < \delta_{e,min} = 0,315$$

$$\Rightarrow \text{lấy } \delta_e = \delta_{e,min} = 0,315.$$

Lực tới hạn :

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \times \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \times 240000}{1000^2} \times \left[ \frac{5 \times 10^6}{1,6} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,315} + 0,1 \right) + 9,13 \times 109568 \right] = \\ &= 3304352 \text{ daN}. \end{aligned}$$

Hệ số  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{600000}{33043582}} = 1,22.$$

### 4.3. CÁC CÔNG THỨC CƠ BẢN ĐỐI VỚI CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM PHẪNG TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Phần này thiết lập các công thức cơ bản, làm cơ sở để tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng tiết diện chữ nhật là loại tiết diện thường gặp.

#### 4.3.1. Sơ đồ tính và các công thức cơ bản của nén lệch tâm lớn

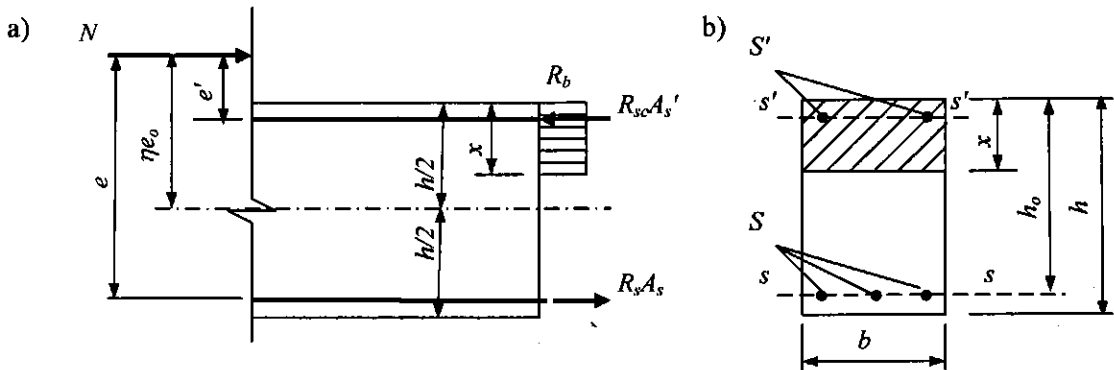
Sơ đồ ứng suất trên tiết diện cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn cũng giống như cấu kiện chịu uốn cốt thép kép: bê tông vùng kéo bị nứt không còn tác dụng chịu kéo, bê tông vùng nén làm việc với biểu đồ ứng suất được xem là hình chữ nhật với cường độ tính toán  $R_b$ ; cốt thép vùng kéo đạt cường độ tính toán chịu kéo  $R_s$ , cốt thép vùng nén đạt cường độ tính toán chịu nén  $R_{sc}$  (hình 4.4).

Từ phương trình cân bằng mômen đối với trục  $s-s$  đi qua trọng tâm các cốt thép  $S$  và thẳng góc với mặt phẳng uốn, suy ra điều kiện cường độ của cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn:

$$Ne \leq R_b bx(h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.12)$$

Phương trình cân bằng hình chiếu các lực:

$$R_b bx + R_{sc} A'_s = R_s A_s + N \quad (4.13)$$



**Hình 4.4.** Sơ đồ tính cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn, tiết diện chữ nhật.

Khi nén lệch tâm lớn, chiều cao vùng chịu nén  $x \leq \xi_r h_0$ , trong đó hệ số  $\xi_r$  phụ thuộc cấp độ bền của bê tông và nhóm cốt thép (tương tự cấu kiện chịu uốn). Mặt khác, để cốt thép chịu nén cũng đạt cường độ của nó thì chiều cao vùng chịu nén không được nhỏ hơn  $2a'$ . Tổng hợp hai điều kiện trên là:

$$2a' \leq x \leq \xi_r h_0 \quad (4.14)$$

Trong công thức 4.12,  $e$  là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện các cốt thép  $S$  đến đường tác dụng của lực dọc  $N$  (hình 4.4,a):

$$e = \eta e_o + h/2 - a \quad (4.15)$$

Tương tự cấu kiện chịu uốn, đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm vẫn dùng các đại lượng không thứ nguyên:

$$\xi = x/h_o,$$

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

Khi đó điều kiện cường độ 4.12, phương trình cân bằng 4.13 và điều kiện hạn chế chiều cao vùng chịu nén 4.14 trở thành:

$$Ne \leq \alpha R_b b h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (4.12')$$

$$\xi R_c b h_o + R_{sc} A'_s = R_s A_s + N \quad (4.13')$$

$$2a'/h_o \leq \xi \leq \xi_r \quad (4.14')$$

Trong những trường hợp chiều cao miền chịu nén  $x < 2a'$ , thì cốt thép chịu nén chưa đạt cường độ của nó. Để giải quyết vấn đề, chiều cao miền chịu nén  $x$  thường được lấy bằng  $2a'$ . Nhưng chỉ có thể gán  $x = 2a'$  nếu lực nén  $N$  đặt ngoài khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o > h/2 - a'$ ): khi đó cốt thép  $S$  chịu kéo; từ phương trình cân bằng mômen đối với trục  $s'-s'$  đi qua trọng tâm cốt thép chịu nén  $S'$  và thẳng góc với mặt phẳng uốn (hình 4.4) suy ra điều kiện cường độ dưới dạng:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_o - a') \quad (4.16)$$

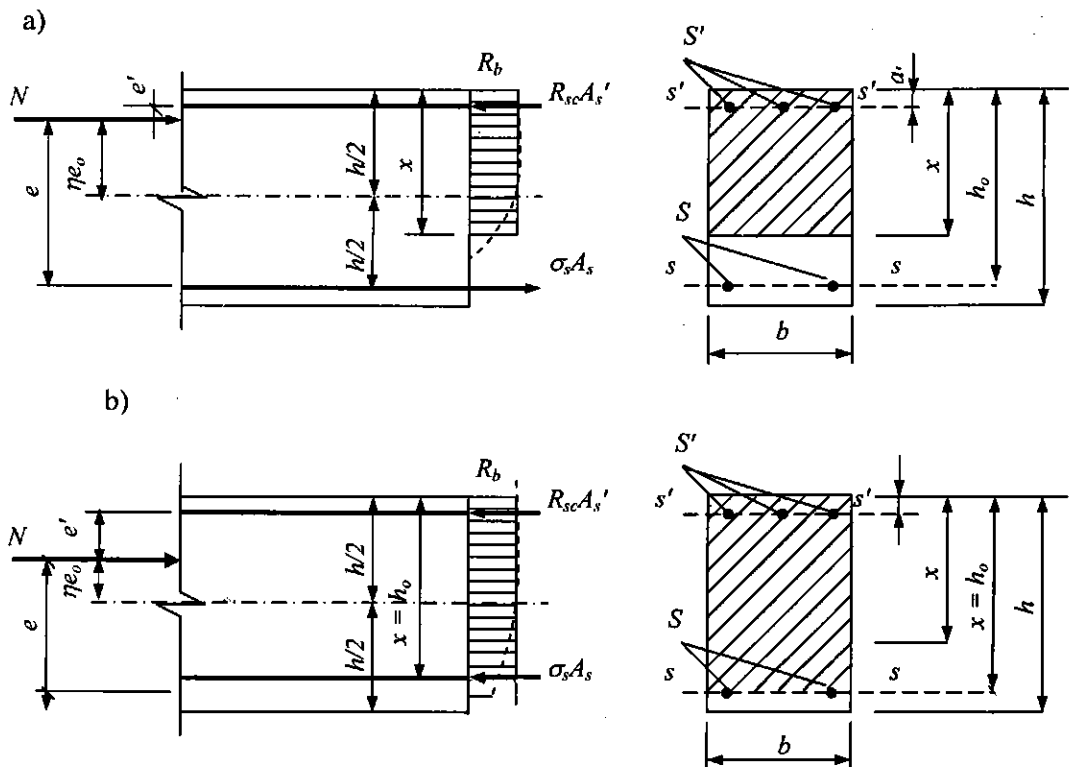
với

$$e' = \eta e_o - h/2 + a'. \quad (4.17)$$

Nếu lực nén  $N$  đặt trong khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o < h/2 - a'$ ) thì cốt thép  $S$  chịu nén; điều đó vô lý vì đây là trường hợp nén lệch tâm lớn, cốt thép  $S$  phải chịu kéo. Khi đó trong bài toán tính cốt thép không thể xử lý bằng cách lấy  $x = 2a'$  mà phải giảm kích thước tiết diện, hoặc chọn cốt thép theo hàm lượng tối thiểu  $\mu_{min}$ .

#### 4.3.2. Sơ đồ tính và các công thức cơ bản của nén lệch tâm nhỏ

Với nén lệch tâm nhỏ, chiều cao vùng nén  $x > \xi_r h_o$ , trên tiết diện có thể có một vùng nhỏ chịu kéo (hình 4.5,a) hoặc không có vùng kéo mà toàn bộ tiết diện chịu nén (hình 4.5,b). Trong cả hai trường hợp, các cốt thép  $S$  (chịu kéo hoặc chịu nén ít) đều không đạt đến cường độ  $R_s$  mà chỉ đạt một ứng suất  $\sigma_s$  nào đó; trường hợp đầu có  $\sigma_s > 0$ , trường hợp sau - toàn bộ tiết diện chịu nén, thì  $\sigma_s < 0$ ; biểu đồ ứng suất của bê tông vùng nén có dạng đường cong. Để tiện cho tính toán, biểu đồ đó được quy về dạng phân bố đều và có trị số lấy bằng cường độ chịu nén tính toán  $R_b$  của bê tông.



**Hình 4.5:** Sơ đồ tính cấu kiện chịu nén lệch tâm nhỏ tiết diện chữ nhật.

a) Tiết diện có một phần nhỏ chịu kéo ; b) Toàn bộ tiết diện chịu nén.

Từ phương trình cân bằng mômen đối với trục \$s-s\$ (trục đi qua trọng tâm các cốt thép \$S\$ và thẳng góc với mặt phẳng uốn), suy ra điều kiện cường độ của cấu kiện chịu nén lệch tâm nhỏ có dạng:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.18)$$

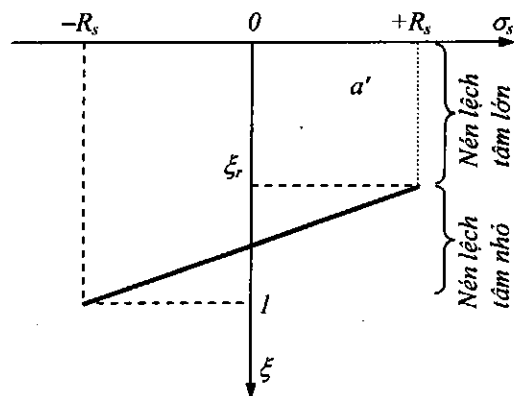
với \$e\$ tính theo công thức (4.15): \$e = \eta e\_0 + h/2 - a\$.

Về hình thức, điều kiện cường độ 4.18 của trường hợp nén lệch tâm nhỏ có dạng hoàn toàn giống với trường hợp nén lệch tâm lớn (4.12), nhưng cách xác định các đại lượng \$e\$ và \$x\$ thì khác nhau.

Phương trình cân bằng lực khi nén lệch tâm nhỏ có dạng:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = \pm \sigma_s A_s + N \quad (4.19)$$

(trong phương trình 4.19, trước số hạng \$\sigma\_s A\_s\$ lấy dấu cộng nếu ứng suất trong cốt thép \$S\$ là ứng suất kéo và ngược lại lấy dấu trừ nếu cốt thép \$S\$ chịu ứng suất nén).



**Hình 4.6.** Quan hệ giữa ứng suất \$\sigma\_s\$ trong cốt thép \$A\_s\$ và chiều cao tương đối \$\xi\$ của miền chịu nén

Giả thiết rằng giữa ứng suất  $\sigma_s$  và chiều cao tương đối của miền chịu nén  $\xi = x/h_0$  có quan hệ tuyến tính (hình 4.6). Từ các điều kiện :

$$\sigma_s = R_s \text{ khi } \xi = \xi_r ;$$

$$\sigma_s = -R_s \text{ khi } \xi = 1 \text{ (cả tiết diện chịu nén),}$$

suy ra sự phụ thuộc giữa  $\sigma_s$  và  $\xi$  như sau:

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1-\xi}{1-\xi_r} - 1 \right) R_s \quad (4.20)$$

Trong công thức (4.20) và trên hình 4.6,  $\sigma_s > 0$  biểu thị ứng suất kéo, còn  $\sigma_s < 0$  biểu thị ứng suất nén.

Khi  $\sigma_s > 0$ , thì  $R_b b x + R_{sc} A'_s = \sigma_s A_s + N$ . Chia hai vế của phương trình này cho  $R_b b h_0$ , sẽ được:

$$\frac{x}{h_0} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \frac{\sigma_s A_s}{R_b b h_0} + \frac{N}{R_b b h_0}.$$

Sử dụng các đại lượng không thứ nguyên:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{x}{h_0}; \\ \bar{n} &= \frac{N}{R_b b h_0}; \\ \kappa &= \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}; \\ \kappa' &= \frac{R_{sc} A'_s}{R_b b h_0} \end{aligned} \quad (4.21)$$

và viết lại hệ thức trên dưới dạng:

$$\xi + \kappa' = \frac{\sigma_s}{R_s} \kappa + \bar{n},$$

sau khi biến đổi sẽ rút ra công thức tính chiều cao tương đối của vùng chịu nén phụ thuộc vào diện tích cốt thép và độ lớn của lực dọc:

$$\xi = \frac{\bar{n}(1-\xi_r) + (\kappa + \kappa')\xi_r + (\kappa - \kappa')}{1-\xi_r + 2\kappa} \quad (4.22)$$

#### 4.4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM PHẪNG TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CÓ CỐT THÉP ĐỐI XỨNG

Có những cấu kiện chịu mômen đôi dấu mà trị số mômen ở hai phía đều lớn, khi đó cốt thép được bố trí đối xứng ( $A'_s = A_s$ , các khoảng cách  $a' = a$ , các cốt thép  $S'$  và  $S$

cùng một nhóm, thông thường  $R_{sc} = R_s$ ). Cốt thép trong cột của kết cấu nhà thuộc trường hợp này.

- Khi nén lệch tâm lớn ( $x \leq \xi_r h_0$ ), các công thức cơ bản vẫn là (4.12 và 4.13):

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s + N.$$

- Khi nén lệch tâm nhỏ ( $x > \xi_r h_0$ ), các công thức cơ bản là (4.18 và 4.19):

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = \pm \sigma_s A_s + N$$

và với lưu ý  $\kappa = \kappa'$ , chiều cao tương đối của miền chịu nén (công thức 4.22) lúc này trở thành:

$$\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_r) + 2\kappa\xi_r}{1 - \xi_r + 2\kappa} \quad (4.23)$$

#### 4.4.1 Bài toán tính cốt thép đối xứng

Biết kích thước tiết diện ( $b, h$ ), chiều dài tính toán của cầu kiện ( $l_0$ ), cặp nội lực do tải trọng tính toán gây ra ( $M, N$ ), cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép, tính  $A'_s = A_s$  (chọn  $a' = a$ ).

**Trường hợp  $\lambda_h = l_0/h > 8$ :** không thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc. Khi đó có thể tiến hành giải bài toán theo các bước sau:

1- Giả định hệ số  $\eta$  (theo kinh nghiệm, nên giả định  $\eta$  trong khoảng  $1,15 \div 1,25$ ).

2- Giả thiết là nén lệch tâm lớn. Từ (4.13), vì  $R_{sc} A'_s = R_s A_s$  nên suy ra:

$$x = \frac{N}{R_b b} \quad (4.24)$$

3- Nếu  $x \leq \xi_r h_0$  (đúng nén lệch tâm lớn) thì tiếp tục bước 4. Nếu  $x > \xi_r h_0$  (nén lệch tâm nhỏ) chuyển về bước 9.

4- Tính khoảng cách  $e$  theo (4.15):  $e = \eta e_0 + h/2 - a$ ;

5- Nếu  $x \geq 2a'$ , từ 4.12 và với lưu ý  $A'_s = A_s$ , suy ra công thức tính cốt thép đối xứng:

$$A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - x/2)}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

Tính được cốt thép, chuyển về bước 11.

Khi  $x < 2a'$ , tiếp tục bước 6.

6- Nếu lực nén  $N$  đặt trong khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_0 < h/2 - a'$ ): khi đó về mặt tính toán thì không cần đến cốt thép  $S$  chịu kéo, chuyển sang bước 11. Ngược



lại, nếu lực nén  $N$  đặt ngoài khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o > h/2 - a'$ ) thì lấy  $x = 2a'$ , khi đó điều kiện cường độ là công thức (4.16), tiếp tục bước 7.

7- Tính  $e'$  theo công thức:  $e' = \eta e_o - h/2 + a'$ .

8- Diện tích cốt thép (suy ra từ công thức 4.16):

$$A_s = A'_s = \frac{Ne'}{R_s(h_o - a')} \quad (4.26)$$

Tính được cốt thép, chuyển về bước 11.

9- (Khi  $x > \xi_r h_o$  - nén lệch tâm nhỏ): phải tính lại  $x$  vì giả thiết nén lệch tâm lớn không còn đúng. Để tránh phép tính lặp, có thể sử dụng các công thức gần đúng sau đây để tính  $x$  (theo TCVN 5574-1991):

$$\text{- Khi } e_o \leq 0,2h_o: \quad x = h - \left( 1,8 + 0,5 \frac{h}{h_o} - 1,4\xi_r \right) e_o \quad (4.27,a)$$

$$\text{- Khi } 0,2h_o < e_o \leq e_{op}: \quad x = 1,8(e_{op} - e_o) + \xi_r h_o \quad (4.27,b)$$

$$\text{- Khi } e_o > e_{op}: \quad \text{lấy } x = \xi_r h_o \quad (4.27,c)$$

$$\text{trong đó: } e_o = \frac{M}{N} \geq e_a; \quad e_{op} = 0,4(1,25h - \xi_r h_o). \quad (4.28)$$

10- Từ điều kiện cường độ suy ra công thức tính diện tích cốt thép chịu nén:

$$A'_s = A_s = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (4.29)$$

Các bước 9 và 10 trên đây, khi đã xác định là nén lệch tâm nhỏ, có thể thực hiện một cách “chính xác” bằng phép tính lặp (khi lập chương trình máy tính). Để ý rằng  $x = \xi h_o$ , mà hệ số  $\xi$  phụ thuộc  $\kappa$  (xem 4.23), trong đó  $\kappa = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o}$  (xem 4.21), tức là  $\kappa$  phụ thuộc

$A_s$  là đại lượng chưa biết. Do đó có thể xây dựng phép lặp như sau:

a) Tính  $e$  theo công thức:  $e = \eta e_o + h/2 - a$ ;

b) Tạm lấy  $\kappa$  trong khoảng  $0,2 \div 0,3$  (vì  $\kappa = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \mu \frac{R_s}{R_b}$ , với  $\mu$  có thể tạm lấy  $\approx 0,01$ ).

c) Tính  $\xi$  theo (4.23);

d) Tính  $x = \xi h_o$ ;

e) Tính  $A_s = A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')}$ ;

f) Tính  $\kappa = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o}$ ;

g) Lắp lại từ bước c) cho đến khi thu được hệ số  $\kappa$  xấp xỉ bằng trị số trước đó thì dừng lắp và lấy trị số diện tích cốt thép cuối cùng.

11- Tính lại hệ số  $\eta$ .

12- Nếu  $\eta$  xấp xỉ bằng trị số trước đó thì chấp nhận các kết quả trên, chuyển qua bước 13. Ngược lại, nếu  $\eta$  sai khác đáng kể so với trị số trước đó thì quay lại bước 3.

13- Căn cứ các diện tích cốt thép tính được, chọn cốt thép thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo.

**Trường hợp  $\lambda_h = l_0/h \leq 8$ :** bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy  $\eta = 1$ . Các bước giải cũng như trường hợp trên đây, nhưng không có các bước 1, 11 và 12 vì không cần tính lặp.

**Ví dụ 4.2.** Một cột nhà nhiều tầng có tiết diện  $b \times h = 30 \times 50$  (cm), bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài cấu kiện  $l = 3,75$  m; hệ số chiều dài tính toán  $\psi = 1$ . Nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 200$  kNm,  $N = 637,5$  kN. Yêu cầu tính cốt thép đối xứng.

*Giải.*

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 8,5$  MPa.

Cốt thép nhóm AII,  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 280$  MPa.

Tra được các hệ số  $\xi_r = 0,650$ ;  $\alpha_r = 0,439$ .

Chọn  $a = a' = 50$  mm  $\Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450$  mm.

Độ lệch tâm tĩnh  $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{200}{637,5} = 0,314$  m = 314 mm.

Chiều dài tính toán  $l_o = \psi l = 1 \times 3,75$  m = 3,75 m.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(6$  mm; 16,7 mm)  $\Rightarrow$  lấy  $e_a = 17$  mm.

Độ lệch tâm ban đầu  $e_o = \max(e_1, e_a) = 314$  mm.

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{3750}{500} < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 314 + 500/2 - 50 = 514$$
 mm.

Giả thiết là nén lệch tâm lớn  $\Rightarrow$  tính chiều cao miền chịu nén theo công thức:

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{637,5 \times 10^3}{8,5 \times 300} = 250$$
 mm;

$$\xi_r h_o = 0,650 \times 45 = 292,5$$
 mm;

$$x = 250$$
 mm <  $\xi_r h_o = 292,5$  mm : đúng với giả thiết nén lệch tâm lớn;

$$x = 250$$
 mm >  $2a' = 100$  mm.

Diện tích cốt thép cần thiết theo công thức (4.25):

$$\begin{aligned}
 A_s = A'_s &= \frac{Ne - R_b bx(h_o - x/2)}{R_{sc}(h_o - a')} = \\
 &= \frac{637,5 \times 10^3 \times 514 - 8,5 \times 300 \times 250 \times (450 - 250/2)}{280 \times (450 - 50)} = \\
 &= 1076 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

Hàm lượng cốt thép:  $\mu = \mu' = \frac{1076}{300 \times 450} = 0,8\%$ . So với hàm lượng tối thiểu (tra bảng 4.1)  $\mu_{min} = 0,1\%$  thì  $\mu > \mu_{min}$ . Tổng hàm lượng  $\mu + \mu' = 1,6\% < 3,5\%$  (hợp lý).

**Ví dụ 4.3.** Cầu kiện có số liệu như ở ví dụ 4.2, chỉ khác lực dọc  $N = 225 \text{ kN}$ . Tính cốt thép đối xứng.

Cũng như trên, chọn  $a = a' = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$ .

$$\text{Độ lệch tâm tĩnh } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{200}{225} = 0,889 \text{ m} = 889 \text{ mm}.$$

$$\text{Chiều dài tính toán } l_o = \psi l = 1 \times 3,75 \text{ m} = 3,75 \text{ m}.$$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên } e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(6 \text{ mm}; 16,7 \text{ mm}) \Rightarrow \text{lấy } e_a = 17 \text{ mm}.$$

$$\text{Độ lệch tâm ban đầu } e_o = \max(e_1, e_a) = 889 \text{ mm}.$$

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{3750}{500} < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 889 + 500/2 - 50 = 1089 \text{ mm}.$$

Giả thiết là nén lệch tâm lớn  $\Rightarrow$  tính chiều cao miền chịu nén:

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{225 \times 10^3}{8,5 \times 300} = 88 \text{ mm};$$

$$\xi_r h_o = 0,650 \times 45 = 292,5 \text{ mm};$$

$$x = 88 \text{ mm} < \xi_r h_o = 292,5 \text{ mm} : \text{đúng với giả thiết nén lệch tâm lớn};$$

$$\text{Nhưng } x = 88 \text{ mm} < 2a' = 100 \text{ mm}.$$

$$\eta e_o = 889 \text{ mm};$$

$$h/2 - a' = 500/2 - 50 = 200 \text{ mm};$$

Do  $\eta e_o > h/2 - a'$  (lực nén  $N$  đặt ngoài khoảng giữa các cốt thép S và S') nên :

$$e' = \eta e_o - (h/2 + a') = 889 - 200 = 689 \text{ mm};$$

Khi đó, lấy  $x = 2a'$  thì diện tích cốt thép cần thiết tính được là:

$$A_s = A'_s = \frac{Ne'}{R_s(h_o - a')} = \frac{225 \times 10^3 \times 689}{280 \times (450 - 50)} = 1384 \text{ mm}^2.$$

**Ví dụ 4.4.** Một cột chịu nén lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 60 \times 100 \text{ (cm)}$ , bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài cột  $l = 5 \text{ m}$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 10 \text{ m}$ ;

kết cấu tĩnh định. Nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 700 \text{ kNm}$ ,  $N = 5000 \text{ kN}$ , trong đó nội lực do tải trọng dài hạn là  $M_l = 400 \text{ kNm}$ ,  $N_l = 3500 \text{ kN}$ . Yêu cầu tính cốt thép đối xứng.

*Giải:*

Bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 1 \times 8,5 = 8,5 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 23000 \text{ MPa}$ .

Cốt thép nhóm AII:  $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

Tra được  $\xi_r = 0,650$ ;  $\alpha_r = 0,439$ ;

Chọn  $a = 100 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$ .

$$e_l = \frac{M}{N} = \frac{700}{5000} = 0,14 \text{ m} = 140 \text{ mm};$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(8 \text{ mm}; 33 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 33 \text{ mm}$ .

Kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm ban đầu  $e_o = e_l + e_a = 140 + 33 = 173 \text{ mm}$ .

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{10000}{1000} = 10 > 8 \Rightarrow \eta > 1.$$

- *Tính thứ lần thứ nhất:* giả định hệ số  $\eta = 1,2$ .

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1,2 \times 173 + 1000/2 - 100 = 608 \text{ mm};$$

Giả thiết là nén lệch tâm lớn  $\Rightarrow$  tính chiều cao miền chịu nén theo công thức:

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{5000 \times 1000}{8,5 \times 600} = 980 \text{ mm}.$$

$x = 980 \text{ mm} > \xi_r h_o = 0,650 \times 900 = 585 \text{ mm}$ ; vậy trường hợp này là nén lệch tâm nhỏ, trái với giả thiết nén lệch tâm lớn; cần tính lại  $x$ .

Do  $e_o = 173 \text{ mm} < 0,2 h_o = 0,2 \times 900 = 180 \text{ mm}$  nên tính  $x$  theo công thức gần đúng :

$$\begin{aligned} x &= h - \left( 1,8 + 0,5 \frac{h}{h_o} - 1,4 \xi_r \right) e_o = \\ &= 1000 - \left( 1,8 + 0,5 \times \frac{1000}{900} - 1,4 \times 0,650 \right) \times 173 = 750 \text{ mm}. \end{aligned}$$

(nếu tính  $x$  theo phương pháp lập thì sẽ được  $x = 740 \text{ mm}$ ; cách làm như sau:

$$\bar{n} = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{5000 \times 1000}{8,5 \times 600 \times 900} = 1,09;$$

a)  $e = \eta e_o + h/2 - a = 1,2 \times 173 + 1000/2 - 100 = 568 \text{ mm};$

b) lấy  $\kappa = 0,2$ ;

c)  $\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_r) + 2\kappa \xi_r}{1 - \xi_r + 2\kappa} = \frac{1,029 \times (1 - 0,6) + 2 \times 0,2 \times 0,6}{1 - 0,6 + 2 \times 0,2} = 0,814.$

d)  $x = \xi h_o = 0,814 \times 900 = 732,6 \text{ mm};$

$$\begin{aligned} \text{e) } A_s = A'_s &= \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} = \\ &= \frac{5000 \times 1000 \times 568 - 8,5 \times 600 \times 732,6 \times (900 - 732,6/2)}{280 \times (900 - 100)} = \\ &= 3373 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{f) } \kappa = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 3373}{8,5 \times 600 \times 900} = 0,206.$$

Lập lại từ bước c):

$$\text{c) } \xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_r) + 2\kappa\xi_r}{1 - \xi_r + 2\kappa} = \frac{1,029 \times (1 - 0,65) + 2 \times 0,206 \times 0,65}{1 - 0,65 + 2 \times 0,206} = 0,822.$$

$$\text{d) } x = \xi h_o = 0,822 \times 900 = 739,8 \text{ mm} \approx 740 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} \text{e) } A_s = A'_s &= \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} = \\ &= \frac{5000 \times 1000 \times 568 - 8,5 \times 600 \times 740 \times (900 - 740/2)}{280 \times (900 - 100)} = 3344 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{f) } \kappa = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280 \times 3344}{8,5 \times 600 \times 900} = 0,204 \approx 0,206 \text{ (trị số } \kappa \text{ trước đó)}.$$

Lấy  $x = 750 \text{ mm}$  để tính cốt thép đối xứng:

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} = \\ &= \frac{5000 \times 1000 \times 568 - 8,5 \times 600 \times 750 \times (900 - 750/2)}{280 \times (900 - 100)} = \\ &= 3510 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

(Nếu lấy  $x = 740 \text{ mm}$  theo kết quả tính lập sẽ được  $A_s = A'_s = 3344 \text{ mm}^2$ ).

Tính lại hệ số  $\eta$ :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{230000} = 9,13.$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{600 \times 1000^3}{12} = 5 \times 10^{10} \text{ mm}^4;$$

$$\begin{aligned} I_s &= A_s \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - a' \right)^2 = \\ &= 2 \times 3510 \times \left( \frac{1000}{2} - 100 \right)^2 = 112320 \cdot 10^4 \text{ mm}^4; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\varphi_l &= 1 + \beta \frac{M'_1}{M_1} = 1 + 1 \times \frac{M_l + N_l(h/2 - a)}{M + N(h/2 - a)} = \\
&= 1 + \frac{40 + 350 \times (1,00/2 - 0,10)}{70 + 500 \times (1,00/2 - 0,10)} = 1,64; \\
e_o &= \frac{M}{N} = \frac{700}{5000} = 0,14 \text{ m} = 140 \text{ mm}; \\
\delta_e &= \frac{e_o}{h} = \frac{14}{100} = 0,14; \\
\delta_{e, \min} &= 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 R_b = \\
&= 0,5 - 0,01 \times 10 - 0,01 \times 8,5 = \\
&= 0,31; \\
\delta_e &= 0,14 < \delta_{e, \min} = 0,31 \Rightarrow \text{lấy } \alpha_l = \alpha_{\min} = 0,31.
\end{aligned}$$

Lực tới hạn :

$$\begin{aligned}
N_{cr} &= \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \times \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\
&= \frac{6,4 \times 24000}{10000^2} \times \left[ \frac{5 \times 10^{10}}{1,64} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,31} + 0,1 \right) + 8,75 \times 112320 \cdot 10^4 \right] = \\
&= 35987570 \text{ N}.
\end{aligned}$$

Hệ số  $\eta$ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{5000 \cdot 10^3}{35987570}} = 1,24.$$

So với trị số giả thiết ban đầu là 1,2 thì sai số của hệ số  $\eta$  khá nhỏ. Vậy có thể chấp nhận kết quả cuối cùng:

$$A_s = A'_s = 3510 \text{ mm}^2.$$

#### 4.4.2 Kiểm tra cường độ cấu kiện có cốt thép đối xứng

Biết kích thước tiết diện ( $b, h$ ), chiều dài tính toán của cấu kiện ( $l_o$ ), cặp nội lực do tải trọng tính toán gây ra ( $M, N$ ), cốt thép đối xứng ( $A'_s = A_s; a' = a$ ); cường độ bê tông  $R_b$  và cường độ cốt thép  $R_{sc} = R_s$ . Yêu cầu kiểm tra xem cấu kiện có đủ khả năng chịu lực tại tiết diện đang xét hay không.

Có thể tiến hành giải bài toán theo các bước:

1- Xác định hệ số  $\eta$  (xem mục 4.2.4).

2- Với giả thiết là nén lệch tâm lớn, từ điều kiện cân bằng lực 4.13 tính được chiều cao miến chịu nén :

$$x = \frac{N}{R_b b} \quad (4.30)$$

3- Nếu  $x \leq \xi_r h_0$  (đúng là nén lệch tâm lớn) thì chuyển về bước 4. Ngược lại khi  $x > \xi_r h_0$  (nén lệch tâm nhỏ) thì chuyển về bước 7.

4- Khi  $x \geq 2a'$ , chuyển về bước 5. Ngược lại khi  $x < 2a'$  chuyển về bước 6.

5- Kiểm tra điều kiện cường độ 4.11:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

6- (Khi  $x < 2a'$ ) nếu lực dọc tính toán  $N$  đặt ngoài khoảng giữa hai cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_0 > h/2 - a'$ ), khi đó có thể lấy  $x = 2a'$  và kiểm tra điều kiện cường độ 4.15:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a').$$

Ngược lại, nếu khi  $x < 2a'$  mà lực dọc tính toán  $N$  đặt trong khoảng giữa hai cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_0 < h/2 - a'$ ) thì cốt thép  $S$  chịu nén, mâu thuẫn với giả thiết nén lệch tâm lớn; chuyển về bước 7.

7- (Nén lệch tâm nhỏ): phải tính lại  $x$  theo trường hợp nén lệch tâm nhỏ để kiểm tra cường độ. Chiều cao tương đối  $\xi$  của miền chịu nén theo 4.22 lúc này trở thành:

$$\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_r) + 2\kappa \xi_r}{1 - \xi_r + 2\kappa}$$

Trong đó  $\kappa, \kappa'$  ( $\kappa = \kappa'$ ) và  $\bar{n}$  xác định theo 4.21;

8- Tính chiều cao miền chịu nén:  $x = \xi h_0$ ;

9- Kiểm tra điều kiện cường độ (4.12) hoặc (4.18):

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

**Ví dụ 4.5.** Một cột nhà nhiều tầng có tiết diện  $b \times h = 40 \times 50$  (cm), bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài cấu kiện  $l = 4$  m (hệ số chiều dài tính toán  $\psi = 1$ ). Cốt thép mỗi phía đã bố trí 4φ18 ( $A'_s = A_s = 1018 \text{ mm}^2$ ),  $a' = a = 50$  mm. Kiểm tra khả năng chịu lực của cột tại tiết diện có nội lực tính toán tổng cộng  $M = 250 \text{ kNm}$ ,  $N = 750 \text{ kN}$ .

*Giải:*

Bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 0,9$  có  $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65 \text{ MPa}$ ;

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

Tra bảng được  $\xi_r = 0,65$ .

Xác định hệ số  $\eta$ :

$$l_0 = \psi l = 1 \times 4 = 4 \text{ m};$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4000}{500} = 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

Giả thiết là nén lệch tâm lớn, tính chiều cao miền chịu nén :

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{750 \times 1000}{7,65 \times 400} = 245 \text{ mm}; \quad \xi_r h_o = 0,65 \times 450 = 293 \text{ mm}.$$

$x = 245 \text{ mm} < \xi_r h_o = 0,65 \times 450 = 293 \text{ mm}$ : đúng là nén lệch tâm lớn.

$x = 245 \text{ mm} > 2a' = 100 \text{ mm}$ .

Kiểm tra điều kiện cường độ  $Ne \leq R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$ :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{250}{750} = 0,3 \text{ m} = 300 \text{ mm};$$

$$e = \eta e_o + h/2 - a' = 1 \times 300 + 500/2 - 50 = 500 \text{ mm};$$

$$Ne = 750 \times 0,5 = 375 \text{ kNm};$$

$$\begin{aligned} R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') &= \\ &= 7,65 \times 400 \times 245 \times (450 - 245/2) + 280 \times 1018 \times (450 - 50) = \\ &= 359542750 \text{ Nmm} = 360 \text{ kNm}. \end{aligned}$$

Như vậy cấu kiện không đủ khả năng chịu lực vì

$$Ne = 375 \text{ kNm} > R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = 360 \text{ kNm}.$$

#### 4.5. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM PHẪNG TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CÓ CỐT THÉP KHÔNG ĐỐI XỨNG

Các bài toán tính diện tích cốt thép cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật, khi độ mảnh nhỏ ( $\lambda_h = l_o/h \leq 8$ ) thì lấy  $\eta = 1$ ; khi độ mảnh lớn ( $\lambda_h = l_o/h > 8$ ) thì phải tính đúng dần để xác định hệ số  $\eta$ . Với bài toán kiểm tra cường độ, vì đã biết cốt thép nên tính trực tiếp được hệ số  $\eta$ .

##### 4.5.1. Bài toán tính cốt thép không đối xứng

Biết kích thước tiết diện, cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép, các nội lực do tải trọng tính toán gây ra. Tính diện tích cần thiết của các cốt thép  $S$  và  $S'$ .

Lúc này chưa biết chiều cao vùng nén  $x$  nên bài toán không xác định (số ẩn số nhiều hơn số phương trình). Một cách giải quyết đơn giản là chọn trước  $x$  để tính ra các đại lượng còn lại. Điều này đồng nghĩa rằng lời giải của bài toán tính cốt thép không đối xứng là không duy nhất.

Vì từ đầu chưa biết  $x$  nên chưa thể xác định trường hợp nén lệch tâm (lệch tâm lớn hay lệch tâm nhỏ). Khi đó thường phải dựa vào độ lệch tâm để phân biệt nén lệch tâm lớn và nén lệch tâm nhỏ như sau:

**1. Khi  $e_o = M/N \geq 0,3h_o$ , tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn**

**Khi độ mảnh  $\lambda_h = l_o/h > 8$  (hệ số  $\eta > 1$ ).** Có thể tiến hành giải bài toán theo các bước sau:



1- Giả định hệ số  $\eta$  (khoảng 1,15 ÷ 1,25) hoặc tạm giả định trước một hàm lượng cốt thép theo kinh nghiệm (tổng hàm lượng khoảng 1,5% đến 2%), từ đó tính hệ số  $\eta$ .

2- Chọn trước  $x = \xi_r h_o$  (tương đương với  $\xi = \xi_r$  hay  $\alpha = \alpha_r$ ). Đây là trị số ranh giới giữa nén lệch tâm lớn và nén lệch tâm nhỏ. Chọn giá trị tối đa của chiều cao vùng nén  $x = \xi_r h_o$  là nhằm mục đích tận dụng hết khả năng chịu lực của bê tông vùng nén.

3- Tính  $e$  theo công thức:  $e = \eta e_o + h/2 - a$ .

4- Tính diện tích cốt thép chịu nén  $S'$  (công thức suy từ điều kiện cường độ của nén lệch tâm lớn):

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc}(h_o - a')} \quad (4.31)$$

5- Nếu tính được  $A'_s \geq 0$  (chứng tỏ khi chọn  $x = \xi_r h_o$  vẫn cần có cốt thép chịu nén), thì tính tiếp diện tích cốt thép chịu kéo theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi_r R_b b h_o + R_{sc} A'_s - N}{R_s} \quad (4.32)$$

Tính được  $A_s$ , chuyển sang bước 14.

Ngược lại, nếu ở bước 4 tính được  $A'_s < 0$  thì nên giảm kích thước tiết diện rồi tính lại từ đầu; trường hợp không thể giảm kích thước tiết diện thì chuyển sang bước 6.

6- Chọn diện tích cốt thép chịu nén theo yêu cầu cấu tạo:  $A'_s \geq \mu_{min} b h_o$ .

7- Tính hệ số  $\alpha$  (suy từ điều kiện cường độ 4.12'):

$$\alpha = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} \quad (4.33)$$

8- Tính  $\xi$  tương ứng:  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$ .

9- Tính  $x = \xi h_o$ .

10- Khi  $x \geq 2a'$ , cốt thép  $A_s$  tính theo công thức (suy từ phương trình cân bằng 4.13'):

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_o + R_{sc} A'_s - N}{R_s} \quad (4.34)$$

Tính được  $A_s$ , chuyển sang bước 14.

Khi  $x < 2a'$ , tiếp tục bước 11.

11- Nếu lực nén  $N$  đặt trong khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o < h/2 - a'$ ): khi đó không cần đến cốt thép  $S$  chịu kéo, chuyển sang bước 14. Ngược lại, nếu  $\eta e_o > h/2 - a'$  thì tiếp tục bước 12.

12- Tính  $e' = \eta e_o - h/2 + a'$  (công thức 4.17).

$$13- \text{ Diện tích cốt thép chịu kéo } A_s = \frac{Ne'}{R_s(h_o - a')} \quad (4.35)$$

14- Tính lại hệ số  $\eta$ .

15- Nếu  $\eta$  xấp xỉ bằng trị số trước đó (sai số tương đối khoảng dưới 2%) thì chấp nhận các kết quả trên, chuyển sang bước 16. Ngược lại, nếu  $\eta$  sai khác đáng kể so với trị số trước đó thì quay lại bước 3.

16- Chọn cốt thép  $S$  và  $S'$  theo diện tích cần thiết và thỏa mãn yêu cầu cấu tạo: không nhỏ hơn  $\mu_{\min}bh_o$ .

**Khi độ mảnh  $\lambda_h = l_o/h \leq 8$** , lấy hệ số  $\eta = 1$  rồi cũng giải như trên, chỉ trừ các bước 1, 14 và 15 vì không phải thử dần.

## 2. Khi $e_o = M/N < 0,3h_o$ , tính theo trường hợp nén lệch tâm nhỏ

**Khi độ mảnh  $\lambda_h = l_o/h > 8$**  (hệ số  $\eta > 1$ ). Có thể tiến hành giải bài toán theo các bước sau:

1- Giả định hệ số  $\eta$  (khoảng 1,15 ÷ 1,25) hoặc tạm giả định trước một hàm lượng cốt thép theo kinh nghiệm (tổng hàm lượng khoảng 1,5% đến 2%), từ đó tính ra hệ số  $\eta$ .

2- Chọn trước chiều cao tương đối của miền chịu nén. Đơn giản hơn cả là chọn ứng suất trong cốt thép  $S$  là  $\sigma_s = 0$ , từ đó suy ra  $\xi$  từ công thức 4.20 (xem hình 4.6):

$$\xi = \frac{1 + \xi_r}{2} \quad (4.36)$$

3- Tính được  $x$  tương ứng:  $x = \xi h_o$ .

4- Tính  $e$  theo công thức:  $e = \eta e_o + h/2 - a$ .

5- Từ 4.18, suy ra công thức tính diện tích cốt thép chịu nén cần thiết:

$$A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (4.37)$$

6- Tính lại hệ số  $\eta$ .

7- Nếu  $\eta$  xấp xỉ bằng trị số trước đó (sai số tương đối khoảng dưới 2%) thì chấp nhận các kết quả trên, chuyển về bước 8. Ngược lại, nếu  $\eta$  sai khác đáng kể so với trị số trước đó thì quay lại bước 4.

8- Chọn cốt thép  $S$  và  $S'$  theo diện tích cần thiết và thỏa mãn yêu cầu cấu tạo: không nhỏ hơn  $\mu_{\min}bh_o$ .

**Khi độ mảnh  $\lambda_h = l_o/h \leq 8$** , lấy  $\eta > 1$  rồi giải như trên, trừ các bước 1, 6 và 7 vì không phải thử dần.

**Ví dụ 4.6.** Một cột nhà nhiều tầng có tiết diện  $b \times h = 30 \times 50$  (cm), bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ; cốt thép nhóm A-I,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài cấu kiện  $l = 3,75$  m (hệ số chiều dài tính

toán  $\psi = 1$ ). Nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 200 \text{ kNm}$ ,  $N = 637,5 \text{ kN}$ . Yêu cầu tính cốt thép không đối xứng.

*Giải.*

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65 \text{ MPa}$ .

Cốt thép nhóm A-I;  $\gamma_s = 1$ ;  $R_s = R_{sc} = 1 \times 225 = 225 \text{ MPa}$ .

Tra được các hệ số  $\xi_r = 0,7$ ;  $\alpha_r = 0,455$ .

Chọn  $a = a' = 40 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 500 - 40 = 460 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm tĩnh  $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{200}{637,5} = 0,314 \text{ m} = 314 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(6 \text{ mm}; 16,7 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 17 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm ban đầu  $e_o = \max(e_1, e_a) = 314 \text{ mm}$ .

Chiều dài tính toán  $l_o = \psi l = 1 \times 3,75 \text{ m} = 3,75 \text{ m}$ .

$$\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{3750}{500} < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$0,3h_o = 0,3 \times 460 = 138 \text{ mm}.$$

$e_o = 314 \text{ mm} > 0,3h_o = 138 \text{ mm}$ : tính cốt thép theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

Chọn trước  $x = \xi_r h_o = 0,7 \times 460 = 322 \text{ mm}$ .

Tính  $e$  theo công thức:  $e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 314 + 500/2 - 40 = 524 \text{ mm}$ .

Tính diện tích cốt thép chịu nén  $S'$ :

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} = \frac{637,5 \times 10^3 \times 524 - 0,455 \times 7,65 \times 300 \times 460^2}{225 \times (460 - 40)} = 1196 \text{ mm}^2.$$

Tính diện tích cốt thép chịu kéo  $S$ :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\xi_r R_b b h_o + R_{sc} A'_s - N}{R_s} = \\ &= \frac{0,7 \times 7,65 \times 300 \times 460 + 225 \times 1196 - 637,5 \times 10^3}{225} = 1647 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Hàm lượng các cốt thép tính được:

$$\mu' = \frac{A'_s}{bh_o} = \frac{1196}{300 \times 460} = 0,9\%; \mu = \frac{A_s}{bh_o} = \frac{1647}{300 \times 460} = 1,2\%;$$

tổng hàm lượng  $\mu' + \mu = 2,1\% < 3,5\%$  là hợp lý.

Diện tích cốt thép tối thiểu  $\mu_{min} = 0,1\%$  (bảng 4.1). Các hàm lượng  $\mu'$  và  $\mu$  đều lớn hơn  $\mu_{min}$ , thỏa mãn yêu cầu cấu tạo. Vậy có thể căn cứ các diện tích cốt thép tính được để chọn cốt thép.

**Ví dụ 4.7.** Một cột chịu nén lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 40 \times 60$  (cm), bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 0,9$ ; cốt thép nhóm A-I,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài cấu kiện  $l = 3,6$  m (hệ số  $\psi = 1,25$ ). Nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 200$  kNm,  $N = 800$  kN, Yêu cầu tính cốt thép không đối xứng.

Giải:

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 0,9$ :  $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$  MPa.

Cốt thép nhóm A-I;  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 1 \times 225 = 225$  MPa.

Các hệ số  $\xi_r = 0,7$ ;  $\alpha_r = 0,455$ .

Chiều dài tính toán  $l_0 = \psi \times l = 1,25 \times 3,6 = 4,5$  m.

Độ mảnh  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{450}{60} < 8 \Rightarrow \eta = 1$ .

Độ lệch tâm tĩnh  $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{200}{800} = 0,25$  m = 250 mm.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(6 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 20$  mm.

Độ lệch tâm ban đầu  $e_0 = \max(e_1, e_a) = 250$  mm.

Chọn  $a = 40$  mm  $\Rightarrow h_0 = h - a = 600 - 40 = 560$  mm.

$e_0 = 250$  mm  $> 0,3h_0 = 0,3 \times 560 = 168$  mm  $\Rightarrow$  tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$e = \eta e_0 + h/2 - a = 1 \times 250 + 600/2 - 40 = 510$  mm.

$$A'_S = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{800000 \times 510 - 0,455 \times 7,65 \times 400 \times 56^2}{225 \times (560 - 40)} < 0: \text{ như vậy khi lấy}$$

$\xi = \xi_r$  thì không cần đến cốt thép S' theo tính toán.

Nếu không giảm kích thước tiết diện thì cần chọn  $A'_S = \mu_{\min} b h_0 = 0,001 \times 400 \times 560 = 224$  mm<sup>2</sup>.

Khi đó:

$$\alpha = \frac{Ne - R_{sc} A'_S (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} = \frac{800000 \times 510 - 225 \times 224 \times (560 - 40)}{7,65 \times 400 \times 560^2} = 0,398 < \alpha_r = 0,455.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,398} = 0,548.$$

$$x = \xi h_0 = 0,548 \times 560 = 307 \text{ mm} > 2a' = 80 \text{ mm}.$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 + R_{sc} A'_S - N}{R_s} = \frac{0,548 \times 7,65 \times 400 \times 560 + 225 \times 224 - 800000}{225} = 842 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 842 \text{ mm}^2 > \mu_{\min} b h_0 = 224 \text{ mm}^2.$$

Kết quả cuối cùng, diện tích cốt thép cần thiết:

$$A'_s = 224 \text{ mm}^2; A_s = 842 \text{ mm}^2.$$

**Ví dụ 4.8.** Số liệu như ví dụ 4.7, chỉ khác: nội lực tính toán gồm  $M = 71,5 \text{ kNm}$ ,  $N = 257,9 \text{ kN}$ .

*Giải:*

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65 \text{ MPa}$ .

Cốt thép nhóm A-I;  $\gamma_s = 1$ ;  $R_s = R_{sc} = 1 \times 225 = 225 \text{ MPa}$ .

Các hệ số  $\xi_r = 0,7$ ;  $\alpha_r = 0,455$ .

Chiều dài tính toán  $l_0 = \psi \times l = 1,25 \times 3,6 = 4,5 \text{ m}$ .

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{450}{60} < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$\text{Độ lệch tâm tĩnh } e_l = \frac{M}{N} = \frac{71,5}{257,9} = 0,277 \text{ m} = 277 \text{ mm};$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(6 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 20 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm ban đầu  $e_o = \max(e_l, e_a) = 277 \text{ mm}$ .

Chọn  $a = 40 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$ .

$e_o = 277 \text{ mm} > 0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm} \Rightarrow$  tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 277 + 600/2 - 40 = 537 \text{ mm}.$$

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc}(h_o - a')} = \frac{257900 \times 537 - 0,455 \times 7,65 \times 400 \times 560^2}{225 \times (560 - 40)} < 0: \text{ tương tự ví dụ}$$

4.7, ở đây cũng không cần đến cốt thép S' theo tính toán.

Nếu không giảm kích thước tiết diện thì cần chọn  $A'_s = \mu_{\min} b h_o = 0,001 \times 400 \times 560 = 224 \text{ mm}^2$ .

Khi đó:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} = \\ &= \frac{257900 \times 537 - 225 \times 224 \times (560 - 40)}{7,65 \times 400 \times 560^2} = 0,117 < \alpha_r = 0,455. \end{aligned}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,117} = 0,125.$$

$$x = \xi h_o = 0,125 \times 560 = 70 \text{ mm} < 2a' = 80 \text{ mm}.$$

Do  $x < 2a'$  nên phải xét vị trí đặt lực dọc  $N$  để xử lý tiếp:

$\eta e_o = 1 \times 277 > h/2 - a' = 600/2 - 40 = 260 \text{ mm}$ , chứng tỏ lực nén  $N$  đặt ngoài khoảng giữa các cốt thép S và S'. Khi đó lấy  $x = 2a'$  và có:

$$e' = \eta e_o - h/2 + a' = 1 \times 277 - 600/2 + 40 = 17 \text{ mm}.$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s(h_o - a')} = \frac{257900 \times 17}{225 \times (560 - 40)} = 38 \text{ mm}^2 < \mu_{\min} b h_o = 224 \text{ mm}^2.$$

Do cả hai cốt thép  $S'$  và  $S$  tính được đều nhỏ hơn diện tích tối thiểu cần thiết nên cần phải chọn theo yêu cầu cấu tạo:

$$A'_s = \mu_{\min} b h_o = 2,24 \text{ cm}^2; A_s = \mu_{\min} b h_o = 2,24 \text{ cm}^2.$$

**Ví dụ 4.9.** Số liệu như ví dụ 4.7, chỉ khác: nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 66,3 \text{ kNm}$ ,  $N = 274 \text{ kN}$ .

*Giải.*

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{450}{60} < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$\text{Độ lệch tâm } e_o = \frac{M}{N} = \frac{66,3}{274} = 0,242 \text{ m} = 242 \text{ mm} > 0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm} \Rightarrow$$

tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 242 + 600/2 - 40 = 502 \text{ mm}.$$

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc}(h_o - a')} = \frac{310000 \times 53,7 - 0,455 \times 7,65 \times 400 \times 560^2}{225 \times (560 - 40)} < 0: \text{ không cần đến}$$

cốt thép  $S'$  theo tính toán.

Nếu không giảm kích thước tiết diện thì cần chọn  $A'_s = \mu_{\min} b h_o = 0,001 \times 400 \times 560 = 224 \text{ mm}^2$ . Khi đó:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} = \\ &= \frac{310000 \times 502 - 225 \times 224 \times (560 - 40)}{7,65 \times 400 \times 560^2} = 0,116 < \alpha_r = 0,455. \end{aligned}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116} = 0,124.$$

$$x = \xi h_o = 0,124 \times 560 = 69,4 \text{ mm} < 2a' = 80 \text{ mm}.$$

tương tự ví dụ 4.8, phải xét vị trí đặt lực dọc  $N$ :

$\eta e_o = 1 \times 242 < h/2 - a' = 600/2 - 40 = 260 \text{ mm}$ , chứng tỏ lực nén  $N$  đặt phía trong khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$ ; cốt thép  $S$  chịu nén, không đúng với nén lệch tâm lớn. Từ đó diện tích cốt thép cần được chọn theo yêu cầu cấu tạo:  $A_s = \mu_{\min} b h_o = 224 \text{ mm}^2$ .

Kết quả: diện tích các cốt thép  $S$  và  $S'$  đều được chọn bằng  $\mu_{\min} b h_o = 224 \text{ mm}^2$ .

**Ví dụ 4.10.** Một cột chịu nén lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 40 \times 60 \text{ (cm)}$ , bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 7,5 \text{ m}$  ( $\psi = 1$ ). Nội lực tính

toán tổng cộng là  $M = 260 \text{ kNm}$ ,  $N = 960 \text{ kN}$ , trong đó nội lực do tải trọng tác dụng dài hạn là  $M_l = 120 \text{ kNm}$ ,  $N_l = 613 \text{ kN}$ . Yêu cầu tính cốt thép không đối xứng.

Giải:

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 1 \times 8,5 = 8,5 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 23000 \text{ MPa}$ ;

Cốt thép nhóm A-II;  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 1 \times 280 = 280 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 210000 \text{ MPa}$ ;

Tra bảng được  $\xi_r = 0,65$ ;  $\alpha_r = 0,439$ ;

$$\text{Độ lệch tâm } e_o = \frac{M}{N} = \frac{260}{960} = 0,271 \text{ m} = 271 \text{ mm};$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(12,5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 20 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm ban đầu  $e_o = \max(e_1, e_a) = 271 \text{ mm}$ .

Chọn  $a = 40 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$ .

$$0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm}.$$

$e_o = 271 \text{ mm} > 0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm} \Rightarrow$  tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{230000} = 9,13.$$

$$\text{Độ lệch tâm } e_o = \frac{M}{N} = \frac{260}{960} = 0,271 \text{ m} = 271 \text{ mm} > 0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm} \Rightarrow$$

tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$1- \text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{7500}{600} = 12,5 > 8 \Rightarrow \eta > 1. \text{ Tạm lấy hệ số } \eta = 1,2.$$

$$2- \text{Chọn } x = \xi_r h_o = 0,65 \times 560 = 364 \text{ cm};$$

$$3- \text{Tính } e \text{ theo công thức 4.17: } e = \eta e_o + h/2 - a = 1,2 \times 271 + 600/2 - 40 = 585 \text{ mm}.$$

4- Tính diện tích cốt thép chịu nén  $A'_s$ :

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} = \\ &= \frac{960000 \times 585 - 0,439 \times 8,5 \times 400 \times 560^2}{280 \times (560 - 40)} = \\ &= 624 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$5- A'_s = 624 \text{ mm}^2 > \mu_{\min} b h_o = 0,001 \times 400 \times 560 = 224 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\xi_r R_b b h_o + R_{sc} A'_s - N}{R_s} = \\ &= \frac{0,650 \times 85 \times 400 \times 560 + 280 \times 624 - 960000}{280} = \\ &= 1550 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

6- Tính lại hệ số  $\eta$  với diện tích cốt thép  $A'_s = 624 \text{ mm}^2$  và  $A_s = 1550 \text{ mm}^2$ :

$$A_s + A'_s = 1550 + 624 = 2172 \text{ mm}^2;$$

$$\begin{aligned} I_s &= (A_s + A'_s)(h/2 - a)^2 = \\ &= 2172 \times (600/2 - 40)^2 = \\ &= 14683.10^4 \text{ mm}^4; \end{aligned}$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \times 600^3}{12} = 720000.10^4 \text{ mm}^4;$$

$$\delta_e = \frac{e_o}{h} = \frac{271}{600} = 0,452;$$

$$\begin{aligned} \delta_{e, \min} &= 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 R_b = \\ &= 0,5 - 0,01 \times 12,5 - 0,01 \times 8,5 = \\ &= 0,29. \end{aligned}$$

$$(\delta_e = 0,452 > \delta_{e, \min} = 0,285);$$

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 1 + \beta \frac{M_l}{M} = \\ &= 1 + \frac{12 + 61,3 \times 0,6/2}{26 + 96 \times 0,3} = \\ &= 1,555; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_o^2} \times \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \times 24000}{7500^2} \times \left[ \frac{720000 \times 10^4}{1,555} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,452} + 0,1 \right) + 9,13 \times 14683 \times 10^4 \right] = \\ &= 7288780 \text{ N}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{960000}{7288780}} = \\ &= 1,152. \end{aligned}$$

7-  $\eta = 1,152$  sai khác nhiều so với trị số giả định ở bước 1 là  $\eta = 1,2$ . Do đó cần quay trở lại tính từ bước 3 với  $\eta = 1,152$ .

$$3- e = \eta e_o + h/2 - a = 1,152 \times 271 + 600/2 - 40 = 572 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} 4- A'_s &= \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{xc}(h_o - a')} = \\ &= \frac{960000 \times 572 - 0,439 \times 8,5 \times 400 \times 560^2}{280 \times (560 - 40)} = \\ &= 535 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$



$$5- A'_s = 535 \text{ mm}^2 > \mu_{\min} b h_0 = 0,001 \times 400 \times 560 = 224 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\xi_r R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - N}{R_s} = \\ &= \frac{0,65 \times 8,5 \times 400 \times 560 + 280 \times 535 - 960000}{280} = \\ &= 1459 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

6- Tính lại  $\eta$  với  $A'_s = 535 \text{ mm}^2$  và  $A_s = 1459 \text{ mm}^2$ :

$$\begin{aligned} A_s + A'_s &= 1459 + 535 = 1994 \text{ mm}^2. \\ I_s &= (A_s + A'_s)(h/2 - a)^2 = \\ &= 1994 \times (600/2 - 40)^2 = \\ &= 13479 \cdot 10^4 \text{ mm}^4; \end{aligned}$$

Các trị số khác cũng như lần tính thứ nhất.

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4 E_b}{l_o^2} \times \left[ \frac{I_b}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \times 24000}{7500^2} \times \left[ \frac{720000 \times 10^4}{1,555} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,452} + 0,1 \right) + 9,13 \times 13479 \times 10^4 \right] = \\ &= 7001130 \text{ N}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{960000}{7001130}} = \\ &= 1,159. \end{aligned}$$

$\eta = 1,159$  (lần tính thứ hai) so với  $\eta = 1,152$  (lần tính thứ nhất) chỉ khác nhau 0,6% nên dừng tính ở đây. Kết quả cuối cùng có thể lấy là:

- diện tích cốt thép chịu nén:  $A'_s = 535 \text{ mm}^2$ ;
- diện tích cốt thép chịu kéo:  $A_s = 1459 \text{ mm}^2$ .

**Ví dụ 4.11.** Một cột chịu nén lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 40 \times 60 \text{ (cm)}$ , bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm AII,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 4,5 \text{ m}$  ( $\psi = 1$ ). Nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 210 \text{ kNm}$ ,  $N = 1500 \text{ kN}$ . Yêu cầu tính cốt thép không đối xứng.

*Giải:*

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 1 \times 8,5 = 8,5 \text{ MPa}$ ;

Cốt thép nhóm A-II;  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 1 \times 280 = 280 \text{ MPa}$ ;

Tra bảng được  $\xi_r = 0,65$ ;  $\alpha_r = 0,439$ ;

$$\text{Độ lệch tâm } e_o = \frac{M}{N} = \frac{210}{1500} = 0,14 \text{ m} = 140 \text{ mm};$$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên } e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(7,5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \Rightarrow \text{lấy } e_a = 20 \text{ mm}.$$

$$\text{Độ lệch tâm ban đầu } e_o = \max(e_1, e_a) = 140 \text{ mm}.$$

$$\text{Chọn } a = a' = 40 \text{ mm} \Rightarrow h_o = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ mm}.$$

$$0,3h_o = 0,3 \times 560 = 168 \text{ mm}.$$

$$e_o = 140 \text{ mm} < 0,3h_o = 168 \text{ mm} \Rightarrow \text{tính theo trường hợp nén lệch tâm nhỏ}.$$

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{450}{60} = 7,5 < 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

$$\text{Chọn } \xi = \frac{1 + \xi_r}{2} = \frac{1 + 0,65}{2} = 0,825;$$

$$x = \xi h_o = 0,825 \times 560 = 462 \text{ mm}.$$

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 140 + 600/2 - 40 = 400 \text{ mm}.$$

Diện tích cốt thép chịu nén  $S'$ :

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{R_{sc} (h_o - a')} = \\ &= \frac{1500 \times 10^3 \times 400 - 8,5 \times 400 \times 462 \times (560 - 462/2)}{280 \times (560 - 40)} = 613 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$A'_s = 613 \text{ mm}^2 > \mu_{min} b h_o = 0,001 \times 400 \times 560 = 224 \text{ mm}^2;$$

Diện tích cốt thép  $S$  được chọn theo yêu cầu cấu tạo ( $\mu_{min} b h_o$ ).

#### 4.5.2. Bài toán kiểm tra cường độ

Biết kích thước tiết diện và cường độ vật liệu, các nội lực tính toán và diện tích  $A'_s$  và  $A_s$  của các cốt thép  $S'$  và  $S$ , các khoảng cách  $a$  và  $a'$ . Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện.

Giải theo các bước sau:

1- Xác định hệ số  $\eta$ .

2- Trước hết giả thiết là nén lệch tâm lớn, từ điều kiện cân bằng lực của trường hợp nén lệch tâm lớn tính được chiều cao miền chịu nén :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + N}{R_b b} \quad (4.38)$$

3- Nếu  $x \leq \xi_r h_o$  (đúng là nén lệch tâm lớn) thì chuyển về bước 4. Ngược lại khi  $x > \xi_r h_o$  (nén lệch tâm nhỏ) thì chuyển về bước 7.

4- Khi  $x \geq 2a'$ , chuyển về bước 5. Ngược lại khi  $x < 2a'$  chuyển về bước 6.

5- Kiểm tra điều kiện cường độ: cầu kiện đủ cường độ nếu:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a').$$

6- (Khi  $x < 2a'$ ) nếu lực dọc tính toán  $N$  đặt ngoài khoảng giữa hai cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o > h/2 - a'$ ), khi đó có thể lấy  $x = 2a'$  và kiểm tra điều kiện cường độ 4.17:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_o - a').$$

Ngược lại, nếu khi  $x < 2a'$  mà lực dọc tính toán  $N$  đặt trong khoảng giữa hai cốt thép  $S$  và  $S'$  ( $\eta e_o < h/2 - a'$ ) thì cốt thép  $S$  chịu nén, mâu thuẫn với giả thiết nén lệch tâm lớn; chuyển về bước 7.

7- (Nén lệch tâm nhỏ): phải tính lại  $x$  theo trường hợp nén lệch tâm nhỏ để kiểm tra cường độ. Chiều cao tương đối  $\xi$  của miền chịu nén theo 4.22 :

$$\xi = \frac{\bar{n}(1 - \xi_r) + (\kappa + \kappa')\xi_r + (\kappa - \kappa')}{1 - \xi_r + 2\kappa}$$

Trong đó:  $\kappa, \kappa'$  và  $\bar{n}$  xác định theo 4.21.

8-  $x = \xi h_o$  ;

9- Cầu kiện đủ khả năng chịu lực nếu thỏa mãn điều kiện cường độ:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a').$$

**Ví dụ 4.12.** Kiểm tra cường độ cầu kiện chịu nén lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 40 \times 60$  (cm), bê tông B15 ; cốt thép nhóm A-II,  $\gamma_s = 1$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 4,8$  m ( $\psi = 1$ ). Tại tiết diện có nội lực tính toán tổng cộng là  $M = 180$  kNm,  $N = 800$  kN; cốt thép chịu nén  $A'_s = 462$  mm<sup>2</sup> (3φ14,  $a' = 40$  cm); cốt thép  $A_s = 763$  mm<sup>2</sup> (3φ18,  $a' = 40$  cm).

*Giải:*

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 1 \times 8,5 = 8,5$  MPa;

Cốt thép nhóm A-II;  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 1 \times 280 = 280$  MPa;

Tra bảng được  $\xi_r = 0,65$  ;  $\alpha_r = 0,439$ ;

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{180}{800} = 0,225 \text{ m} = 225 \text{ mm};$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a \geq \max(l/600; h/30) = \max(8 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \Rightarrow$  lấy  $e_a = 20 \text{ mm}$ .

Độ lệch tâm ban đầu  $e_o = \max(e_1, e_a) = 225 \text{ mm}$ .

$$\text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{480}{60} = 8 \Rightarrow \eta = 1.$$

Giả thiết là nén lệch tâm lớn, tính chiều cao miền chịu nén :

$$x = \frac{R_s A_s - R'_s A'_s + N}{R_b b} = \frac{280 \times (763 - 462) + 800000}{8,5 \times 400} = 260 \text{ mm} <$$

$$< \xi_r h_o = 0,62 \times 560 = 347 \text{ mm};$$

(đúng nên lệch tâm lớn).

Chiều cao  $x = 260 \text{ mm} > 2a' = 80 \text{ mm}$ ; do đó kiểm tra cường độ theo 4.14 :

$$e = \eta e_o + h/2 - a = 1 \times 225 + 600/2 - 40 = 485 \text{ mm};$$

$$Ne = 800000 \times 485 = 388000000 \text{ Nmm} = 388 \text{ kNm};$$

$$R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') = 8,5 \times 400 \times 260 \times (560 - 260/2) + 280 \times 226 \times (560 - 40) =$$

$$= 4353856 \text{ Nmm} = 435 \text{ kNm};$$

Kết luận: đủ khả năng chịu lực vì  $Ne < R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$ .

#### 4.6. TRƯỜNG HỢP NÉN LỆCH TÂM TỔNG QUÁT

TCXDVN 356 : 2005 có trình bày điều kiện cường độ một cách tổng quát nhất đối với cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm. Trong phần này chỉ trình bày về cách tính cấu kiện chịu nén lệch tâm tổng quát. Đó là những cấu kiện nén lệch tâm phẳng hoặc nén lệch tâm xiên, trong đó cốt thép được rải theo chu vi do cột có thể chịu uốn theo phương bất kỳ.

Theo mỗi cạnh của tiết diện, cốt thép được bố trí với bước đều nhưng khó bố trí đều trên cả chu vi, trừ trường hợp tiết diện tròn hoặc hình khuyên.

Với sơ đồ ứng suất nén trong bê tông ở giai đoạn phá hoại lấy là hình chữ nhật, cường độ  $R_b$ , còn ứng suất trong các thanh cốt thép dọc tuân theo quy luật (2.9), tiết diện được tính toán theo điều kiện cường độ :

$$N\bar{e} \leq R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si} \quad (4.39)$$

Trong đó:  $\bar{e}$  - khoảng cách từ điểm đặt lực dọc  $N$  đến trục song song với đường thẳng giới hạn vùng nén và đi qua trọng tâm tiết diện các thanh cốt thép chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn ;

$S_b$  - mômen tĩnh của diện tích vùng nén bê tông đối với cùng trục nói trên;

$S_{si}$  - mômen tĩnh của diện tích tiết diện thanh cốt dọc thứ  $i$  đối với cùng trục nói trên;

$\sigma_{si}$  - ứng suất trong thanh cốt dọc thứ  $i$  .

Chiều cao vùng nén  $x$  và ứng suất  $\sigma_{si}$  được xác định bằng cách giải hệ phương trình:

- Phương trình chiếu các lực trên trục cấu kiện:

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (4.40)$$



Có thể áp dụng các phương trình trên đây để tính toán tiết diện có cốt thép đặt theo chu vi của cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng hoặc cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên, tuy nhiên bài toán phải giải bằng cách thử dần.

#### 4.6.1. Cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng tiết diện chữ nhật có cốt thép đặt theo chu vi

Biết các nội lực  $N$  và  $M$  ( $M$  là mômen đối với trục chính trung tâm vuông góc với cạnh  $h$  của tiết diện, các cạnh tiết diện  $b$  và  $h$  (cạnh  $h$  song song với mặt phẳng uốn), chiều dài tính toán  $l_0$ , cường độ vật liệu  $R_b$  và  $R_s$ , tính và bố trí cốt thép theo chu vi. (Khi nén lệch tâm phẳng, mômen  $M$  lấy đối với trục chính trung tâm vuông góc với cạnh  $h$  của tiết diện).

Theo phương pháp số, có thể thực hiện phép thử dần để giải bài toán tính cốt thép theo cách chọn trước cốt thép dọc và bố trí chúng, thử dần để tìm nghiệm  $x$  của phương trình 4.40 (trong phương trình này  $A_b = bx$ ,  $\sigma_{si}$  là hàm của  $\xi_i$  theo hệ thức 2.9,  $\xi_i$  phụ thuộc  $x$  theo 4.41); sau đó điều chỉnh cốt thép cho đến khi thỏa mãn điều kiện cường độ 4.39.

Phép lặp trên chỉ có thể thực hiện bằng chương trình máy tính. Sơ đồ khối để lập chương trình ghi ở phần phụ lục (sơ đồ 10). Chú ý khi thực hiện sơ đồ này :

- Sơ bộ chọn cốt thép dọc và bố trí chúng theo chỉ dẫn ở mục 4.1.2. Khoảng cách giữa các thanh cốt thép bố trí đều hoặc gần đều theo các cạnh, khoảng cách hở giữa chúng không nhỏ hơn 50 mm. Đánh số các thanh cốt thép và ghi diện tích tương ứng của chúng.

- Chọn giá trị xuất phát của chiều cao vùng nén  $x$  (biến trung gian) bằng 0, mỗi bước lặp gia tăng  $x$  lên một lượng  $\Delta x$ . Nên chọn  $\Delta x = 1 \text{ mm}$ . Tính các  $\xi_i$  theo 4.41. Tính các  $\sigma_{si}$  theo 2.9 (hoặc đơn giản theo 2.11). Tính vế trái của 4.40:  $\sum X = R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - N$  cho đến khi  $\sum X \approx 0$  (sai số chọn trước nhỏ tùy ý) thì chấp nhận giá trị cuối cùng của  $x$  làm nghiệm.

- Nếu  $M > R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}$  (không thỏa điều kiện cường độ 4.39) thì tăng cốt thép và tính lại, ngược lại nếu  $M < R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}$  thì giảm cốt thép và tính lại. Chú ý các mômen tĩnh  $S_b$  và  $S_{si}$  trong trường hợp tiết diện chữ nhật đều lấy đối với trục chính trung tâm vuông góc với cạnh  $h$  của tiết diện.

#### 4.6.2 Tính gần đúng cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên tiết diện chữ nhật

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

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

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

hay có thể biểu thị:

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

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

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

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

Đưa về tính toán theo nén lệch tâm phẳng theo phương  $x$  hay phương  $y$  là tùy thuộc vào tỉ lệ các mômen  $\frac{M_x}{M_y}$  và tỉ lệ các cạnh  $\frac{c_x}{c_y}$ , cụ thể như sau:

- Khi  $\frac{M_x}{c_x} > \frac{M_y}{c_y}$  thì tính theo phương  $x$ . Khi đó ký hiệu:

$$b = c_y;$$

$$h = c_x;$$

$$M_1 = \eta_x M_x;$$

$$M_2 = \eta_y M_y;$$

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

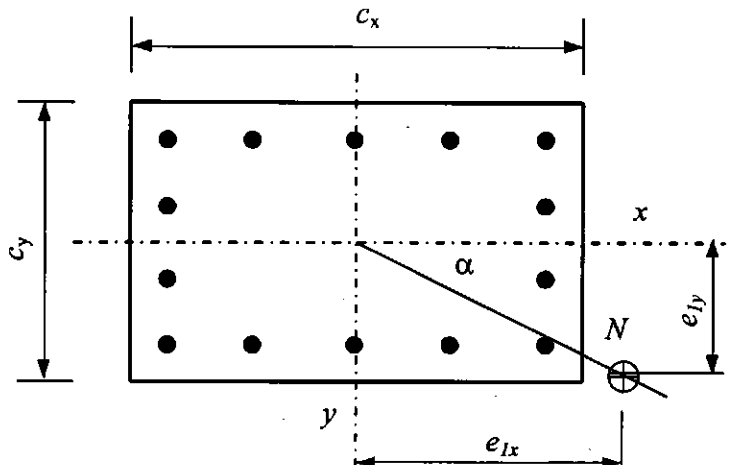
- Khi  $\frac{M_y}{c_y} > \frac{M_x}{c_x}$  thì tính theo

phương  $y$ .

Khi đó ký hiệu:

$$b = c_x;$$

$$h = c_y;$$



Hình 4.8

$$M_1 = \eta_y M_y;$$

$$M_2 = \eta_x M_x;$$

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

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

$$N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_o^2} \quad (4.42)$$

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

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

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

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

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

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

$$1. \text{ Xác định sơ bộ chiều cao miền chịu nén: } x_1 = \frac{N}{R_b b}. \quad (4.43)$$

$$2. \text{ Hệ số tính đổi: } m_o = 1 - \frac{0,6x_1}{h_o} \quad \text{khi } x_1 \leq h_o; \quad (4.44)$$

$$m_o = 0,4 \quad \text{khi } x_1 > h_o. \quad (4.45)$$

$$3. \text{ Mômen uốn tính đổi: } M = M_1 + m_o \frac{h}{b} M_2. \quad (4.46)$$

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

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

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



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

7. Khi  $\varepsilon \leq 0,3$  tính theo trường hợp nén lệch tâm rất bé, chuyển sang bước 8;  
 khi  $\varepsilon > 0,3$  và  $x > \xi_r h_o$  tính theo trường hợp nén lệch tâm bé, chuyển sang bước 9; khi  
 $\varepsilon > 0,3$  và  $x \leq \xi_r h_o$  tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn, chuyển sang bước 10 (trong  
 đó  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o}$ ). Tính được diện tích cốt thép cần thiết, chuyển sang bước 11.

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

- Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm:  $\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$ ; (4.47)

- Hệ số uốn dọc phụ thêm:  $\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$  (4.48)

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

$$\varphi = 1,028 + 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda \quad (4.49)$$

- Tổng diện tích cốt thép dọc chịu lực:

$$A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b} \quad (4.50)$$

9. Khi nén lệch tâm bé:

- Tính lại chiều cao vùng nén:  $x = \left( \xi_r + \frac{1 - \xi_r}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h$  (4.51)

Trong đó:  $\varepsilon = \frac{e_o}{h}$ .

- Tổng diện tích cốt thép dọc chịu lực:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{0,4 R_{sc} Z_s} \quad (4.52)$$

Trong đó:

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

$$Z_s = h - 2a;$$

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

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

$$A_{st} = \frac{N(e - h_o + x_1/2)}{0,4R_{sc}Z_s} \quad (4.53)$$

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

**Ví dụ 4.13.** Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh có tiết diện như hình 4.9. Chiều dài tính toán theo hai phương  $l_{ox} = l_{oy} = 3,4 \text{ m}$ . Nội lực tính toán  $N = 1000 \text{ kN}$ ,  $M_x = 200 \text{ kNm}$ ,  $M_y = 150 \text{ kNm}$ . Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_{ax} = 3 \text{ cm}$ ,  $e_{ay} = 2 \text{ cm}$ . Bê tông B20;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ; cốt thép nhóm A-II;  $\gamma_s = 1$ . Tính cốt thép dọc chịu lực.

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

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

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

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

uốn dọc theo phương x.

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

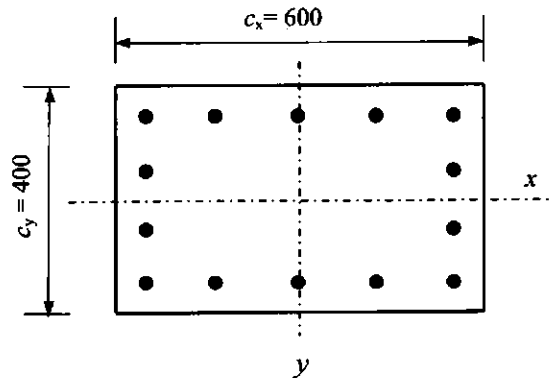
$$I_y = \frac{400 \times 600^3}{12} = 70 \times 10^8 \text{ mm}^4;$$

Bê tông B20 có  $E_b = 27 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ ;  $R_b = 0,9 \times 11,5 \text{ MPa} = 10,35 \text{ MPa}$ .

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

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

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



Hình 4.9

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tổng diện tích cốt thép:

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

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

Có thể chọn  $14\phi 20 \sim 4399 \text{ mm}^2$ , bố trí như hình 4.9.

## 4.7. TÍNH CẤU KIỆN CHỊU KÉO

### 4.7.1. Đặc điểm cấu tạo cấu kiện chịu kéo

Cấu kiện chịu kéo gồm hai loại : kéo đúng tâm và kéo lệch tâm. Kéo đúng tâm chỉ gặp khi tính toán thành bể chứa hình tròn. Kéo lệch tâm gặp phổ biến hơn, và phần lớn là do trường hợp kéo và uốn đồng thời quy đổi thành.

Cấu kiện chịu kéo đúng tâm thường có tiết diện chữ nhật và cốt thép đối xứng. Hàm lượng cốt thép  $\mu = A_s/A_b$  không nhỏ hơn 0,4%. Cốt đai có khoảng cách không quá 50 cm.

Cấu kiện chịu kéo lệch tâm có cốt thép  $S$  ở phía chịu kéo nhiều, cốt thép  $S'$  ở phía chịu kéo ít hoặc chịu nén.

Kéo lệch tâm được chia làm hai trường hợp: kéo lệch tâm lớn và kéo lệch tâm nhỏ. Kéo lệch tâm lớn là trường hợp lực kéo  $N$  đặt ngoài phạm vi hai cốt thép  $A_s$  và  $A'_s$ ; khi đó tình hình ứng suất trên tiết diện tương tự như cấu kiện chịu uốn: tiết diện có một miền chịu nén và một miền chịu kéo; cấu kiện được cấu tạo giống như cấu kiện chịu uốn. Khi lực kéo  $N$  đặt trong phạm vi hai cốt thép  $A_s$  và  $A'_s$  là kéo lệch tâm nhỏ; khi đó cốt thép ở cả hai phía đều chịu kéo, tổng diện tích cốt thép lấy giống như cấu kiện chịu kéo đúng tâm.

#### 4.7.2. Tính toán cấu kiện chịu kéo lệch tâm

Sau đây chỉ xét cấu kiện có tiết diện chữ nhật.

##### 1. Kéo lệch tâm lớn

Đối với tiết diện chữ nhật, kéo lệch tâm lớn xảy ra khi lực kéo  $N$  đặt ngoài khoảng giữa các cốt thép  $S$  và  $S'$ , tức là khi độ lệch tâm:

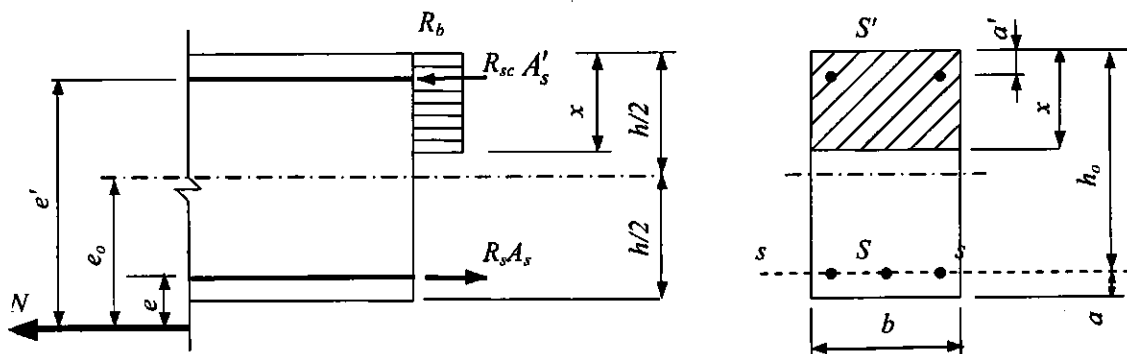
$$e_o = \frac{M}{N} \geq h/2 - a. \quad (4.54)$$

Sơ đồ tính toán vẽ trên hình 4.10.

Từ phương trình cân bằng mômen của các lực đối với trục  $s-s$  đi qua trọng tâm các cốt thép chịu kéo  $S$  và thẳng góc với mặt phẳng uốn, suy ra điều kiện cường độ:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - x/2) + R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (4.55)$$

với  $e = e_o - h/2 + a$ .



Hình 4.10: Kéo lệch tâm lớn

Phương trình cân bằng hình chiếu các lực trên trục cấu kiện:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s + N = R_s A_s \quad (4.56)$$

Điều kiện áp dụng các công thức trên là:

$$2a' < x \leq \xi_r h_o \quad (4.57)$$

Trong đó hệ số  $\xi_r$  lấy như đối với cấu kiện chịu uốn.

Khi tính toán, nếu gặp trường hợp  $x \leq 2a'$ , cốt thép chịu nén chưa đạt cường độ, thì lấy  $x = 2a'$ ; khi đó từ phương trình cân bằng mômen của các lực đối với trục  $s'-s'$  đi qua trọng tâm các cốt thép chịu nén và thẳng góc với mặt phẳng uốn, có điều kiện cường độ dưới dạng:

$$Ne' \leq R_s A_s (h_o - a') \quad (4.58)$$

với  $e' = e_o + h/2 - a$ .

Các bài toán thường gặp đối với kéo lệch tâm lớn tiết diện chữ nhật ( $e_o \geq h/2 - a$ ):

- *Tính cốt thép cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn*

Biết kích thước tiết diện, cấp độ bền bê tông, nhóm cốt thép, các nội lực tính toán thỏa mãn điều kiện  $e_o = \frac{M}{N} \geq h/2 - a$ . Tính diện tích cốt thép  $A'_s$  và  $A_s$ .

Bài toán được giải theo các bước sau đây:

1- Chọn trước  $x = \xi_r h_o$  (tương đương với  $\xi = \xi_r$  hay  $\alpha = \alpha_r$ ).

2- Tính  $e$  theo công thức:  $e = e_o - h/2 + a$ ;

3- Tính diện tích cốt thép chịu nén  $A'_s$ :

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a')} \quad (4.59)$$

4- Nếu tính được  $A'_s \geq \mu_{min} b h_o$  (tức chọn  $x = \xi_r h_o$  là hợp lý), thì tính tiếp diện tích cốt thép chịu kéo:

$$A_s = \frac{\xi_r R_b b h_o + R_{sc} A'_s + N}{R_s} \quad (4.60)$$

Tính được  $A_s$ , chuyển về bước 10.

Ngược lại, nếu tính được  $A'_s < \mu_{min} b h_o$  (có khi tính được  $A'_s < 0$ ) thì phải tăng  $A'_s$  và chuyển đến bước 5.

5- Lấy  $A'_s = \mu_{min} b h_o$ .

6- Tính hệ số  $\alpha$  (suy từ công thức 4.39):

$$\alpha = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} \quad (4.61)$$

7- Tính  $\xi$  tương ứng với  $\alpha$ :  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$ .

8- Tính  $x = \xi h_o$ .

9- Nếu  $x > 2a'$ , tính diện tích cốt thép chịu kéo theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_o + R_{sc} A'_s + N}{R_s} \quad (4.62)$$

Tính được  $A_s$ , chuyển về bước 10.

Ngược lại, nếu  $x \leq 2a'$ , từ (4.41) có công thức:

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s (h_o - a')} \quad (4.63)$$

10- Căn cứ diện tích cốt thép  $S'$  và  $S$  tính được, chọn cốt thép thỏa mãn yêu cầu cấu tạo.

- Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu kéo lệch tâm lớn

Biết kích thước tiết diện, cường độ vật liệu, các nội lực tính toán, độ lệch tâm thỏa mãn điều kiện  $e_o = \frac{M}{N} \geq h/2 - a$ ; diện tích cốt thép chịu nén  $A'_s$ , cốt thép chịu kéo  $A_s$ .

Yêu cầu kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện.

Từ điều kiện cường độ của kéo lệch tâm lớn có công thức tính chiều cao miền chịu nén x:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b} \quad (4.64)$$

Nếu  $2a' < x \leq \xi h_o$  thì thay x vào công thức 4.38 để kiểm tra cường độ. Nếu  $x > \xi h_o$  thì lấy  $x = \xi h_o$  rồi cũng kiểm tra theo 4.42. Ngược lại, nếu  $x < 2a'$  thì kiểm tra theo 4.41.

## 2. Kéo lệch tâm nhỏ

Đối với tiết diện chữ nhật, kéo lệch tâm nhỏ (hình 4.11) xảy ra khi :

$$e_o < h/2 - a \quad (4.65)$$

Vì toàn bộ tiết diện chịu kéo nên bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông. Các cốt thép  $A'_s$  và  $A_s$  đều đạt cường độ  $R_s$ . Từ các phương trình cân bằng mômen đối với các trục s-s' và s'-s' rút ra các điều kiện cường độ:

$$Ne \leq R_{sc} A'_s (h_o - a') \quad (4.66)$$

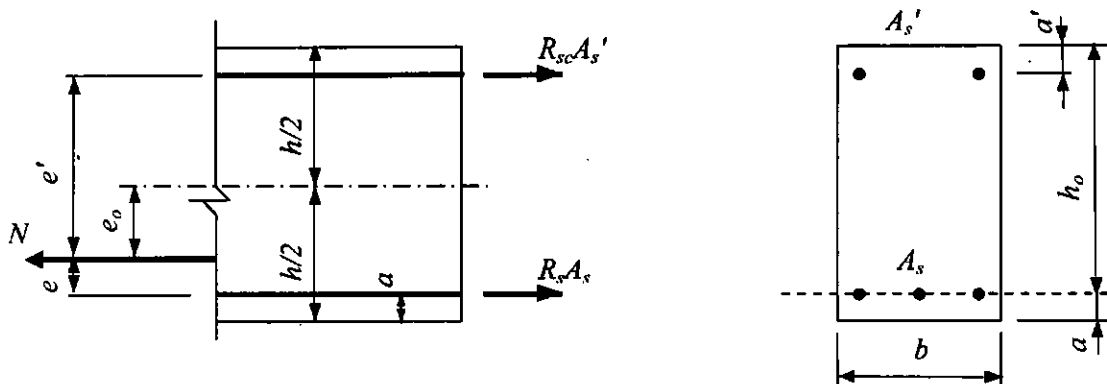
$$Ne' \leq R_s A_s (h_o - a') \quad (4.67)$$

Trong đó:  $e = h/2 - e_o - a$ ;  $e' = h/2 + e_o - a'$ .

Từ đó tính được diện tích cốt thép cần thiết:

$$A'_s = \frac{Ne}{R_s (h_o - a')} \quad (4.68)$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s (h_o - a')} \quad (4.69)$$



**Hình 4.11: Kéo lệch tâm nhỏ**

Ở mỗi cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn của tiết diện, hàm lượng cốt thép không lấy nhỏ hơn 0,1%.

Kéo đúng tâm là trường hợp đặc biệt của kéo lệch tâm nhỏ, đó là khi  $e_0 = 0$ . Điều kiện cường độ của kéo đúng tâm là  $N \leq R_s A_s$ , trong đó  $A_s$  là tổng diện tích các cốt thép.

Từ điều kiện cường độ dễ dàng tính được tổng diện tích cốt thép cần thiết:  $A_s = \frac{N}{R_s}$ .

**Ví dụ 4.13.** Cầu kiện chịu kéo lệch tâm có tiết diện  $b \times h = 20 \times 50$  (cm), bê tông B15,  $\gamma_{b2} = 1$ ; cốt thép nhóm AII;  $\gamma_s = 1$ . Tính diện tích cốt thép cần thiết tại tiết diện có nội lực  $M = 150$  kNm,  $N = 160$  kN.

**Giải:**

Bê tông B15;  $\gamma_{b2} = 1$ :  $R_b = 1 \times 8,5 = 8,5$  MPa;

Cốt thép nhóm A-II;  $\gamma_s = 1$ :  $R_s = R_{sc} = 1 \times 280 = 280$  MPa;

Tra bảng được  $\xi_r = 0,65$ ;  $\alpha_r = 0,439$ ;

Chọn  $a = a' = 40$  mm  $\Rightarrow h_0 = h - a = 500 - 40 = 460$  mm.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{150}{160} = 0,94 \text{ m} = 940 \text{ mm};$$

$$\frac{h}{2} - a = \frac{500}{2} - 40 = 210 \text{ mm};$$

$$e_0 = 940 \text{ mm} > \frac{h}{2} - a = 210 \text{ mm}: \text{ kéo lệch tâm lớn.}$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 940 - 210 = 730 \text{ mm};$$

Diện tích cốt thép chịu nén:

$$\begin{aligned} A'_s &= \frac{Ne - \alpha_r R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \\ &= \frac{160000 \times 730 - 0,439 \times 8,5 \times 200 \times 460^2}{280 \times (460 - 40)} < 0. \end{aligned}$$

Tính được  $A'_y < 0$  nghĩa là không cần cốt thép chịu nén do việc áp đặt  $\xi = \xi_r$ .

Lấy  $A'_y = \mu_{\min} b h_o = 0,001 \times 200 \times 460 = 92 \text{ mm}^2$ .

$$\alpha = \frac{Ne - R_{sc} A'_y (h_o - a')}{R_b b h_o^2} = \frac{160000 \times 730 - 280 \times 92 \times (460 - 40)}{8,5 \times 200 \times 460^2} = 0,21.$$

Tra được  $\xi = 0,24$ ;

$$x = \xi h_o = 0,24 \times 460 = 110 \text{ mm} > 2a' = 80 \text{ mm}.$$

Diện tích cốt thép chịu kéo:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\xi R_b b h_o + R_{sc} A'_y + N}{R_s} = \\ &= \frac{0,24 \times 8,5 \times 200 \times 460 + 280 \times 92 + 160000}{280} = \\ &= 1420 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Chọn cốt thép để bố trí: phía chịu nén 2 $\phi$ 12 ( $226 \text{ mm}^2$ ), phía chịu kéo 3 $\phi$ 25 ( $1473 \text{ mm}^2$ ).

**Ví dụ 4.14.** Cho số liệu như ở ví dụ 4.8, nhưng nội lực  $M = 24 \text{ kNm}$ ,  $N = 160 \text{ kN}$ .

*Giải:*

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{24}{160} = 0,15 \text{ m} = 150 \text{ mm};$$

$$\frac{h}{2} - a = \frac{500}{2} - 40 = 210 \text{ mm};$$

$$e_o < \frac{h}{2} - a: \text{ kéo lệch tâm nhỏ.}$$

$$e = h/2 - e_o - a = 500/2 - 150 - 40 = 60 \text{ mm};$$

$$e' = h/2 + e_o - a' = 500/2 + 150 - 40 = 360 \text{ mm}.$$

$$A'_s = \frac{Ne}{R_s (h_o - a')} = \frac{160000 \times 60}{280 \times (460 - 40)} = 85 \text{ mm}^2;$$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s (h_o - a')} = \frac{160000 \times 360}{280 \times (460 - 40)} = 508 \text{ mm}^2.$$

Chọn cốt thép để bố trí: cốt thép phía chịu kéo ít  $S'$  chọn 2 $\phi$ 12 ( $A'_s = 226 \text{ mm}^2$ ), phía chịu kéo nhiều  $S$  chọn 2 $\phi$ 18 ( $A_s = 509 \text{ mm}^2$ ).

### 3. Tính tiết diện nghiêng cấu kiện chịu kéo lệch tâm

Lực kéo lệch tâm kết hợp với lực cắt gây ra khe nứt nghiêng.

Khi lực cắt nhỏ:  $Q < 0,6R_{bt}bh_o - 0,2N$  thì không cần tính toán về lực cắt mà chỉ cần đặt cốt đai theo yêu cầu cấu tạo như cấu kiện chịu uốn. Khi  $Q \geq 0,6R_{bt}bh_o - 0,2N$  thì cần tính cốt đai (không cần cốt xiên) để thoả mãn công thức:

$$Q \leq 8\sqrt{h_o q_w (R_{bt}bh_o - 0,2N)} \quad (4.70)$$

Trong đó  $q_w$  xác định như khi tính toán cốt đai cấu kiện chịu uốn.



## Chương 5

# TÍNH ĐỘ VỒNG VÀ KHE NỨT

Tính độ vồng và khe nứt là nội dung tính toán cấu kiện BTCT ở nhóm trạng thái giới hạn thứ hai. Theo tiêu chuẩn thiết kế, khi tính độ vồng và khe nứt, tải trọng được lấy *trị số tiêu chuẩn* và phải *phân biệt tác dụng dài hạn và tác dụng ngắn hạn* của tải trọng. Nội dung tính toán phần này gồm:

- Tính độ vồng của cấu kiện chịu uốn;
- Tính bề rộng khe nứt;
- Tính toán để cấu kiện không bị nứt.

### 5.1. TÍNH ĐỘ VỒNG CẤU KIỆN CHỊU UỐN

#### 5.1.1. Công thức tổng quát tính độ vồng toàn phần

Độ vồng và góc xoay (gọi chung là chuyển vị) của các tiết diện trong cấu kiện BTCT được tính toán theo các công thức của Cơ học kết cấu. Trong tài liệu này chỉ đề cập cách tính độ vồng cấu kiện chịu uốn.

Theo tiêu chuẩn thiết kế, độ vồng toàn phần do biến dạng uốn gây ra được tính theo công thức:

$$f = \int \overline{M}_x \left( \frac{1}{r} \right)_x dx \quad (5.1)$$

Trong đó:  $\overline{M}_x$  - mômen uốn tại tiết diện  $x$  do tác dụng của một lực đơn vị đặt tại vị trí và theo phương chuyển vị cần tìm;

$\left( \frac{1}{r} \right)_x$  - độ cong toàn phần tại tiết diện  $x$  (độ cong do tác dụng dài hạn và ngắn hạn của các loại tải trọng). (5.1) là công thức tổng quát, áp dụng cho cấu kiện có biểu đồ mômen bất kỳ và tiết diện thay đổi bất kỳ.

Trong thực tế, khi gặp cấu kiện có tiết diện không đổi và những trường hợp đặc biệt về sơ đồ tính, về sơ đồ tải trọng thì công thức có dạng đơn giản hơn:

$$f = \beta \frac{1}{r} l^2 \quad (5.2)$$

Trong đó:  $\left( \frac{1}{r} \right)$  - độ cong toàn phần tại tiết diện có mômen lớn nhất;

$\beta$  - hệ số phụ thuộc liên kết và sơ đồ tải trọng (bảng 5.1).

Tiêu chuẩn thiết kế đưa ra những công thức xác định độ cong cho những đoạn dầm không có khe nứt và những đoạn dầm có khe nứt. Đối với cầu kiện BTCT thường, ở trạng thái làm việc bình thường, luôn xuất hiện khe nứt ở vùng kéo, độ cong toàn phần được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \quad (5.3)$$

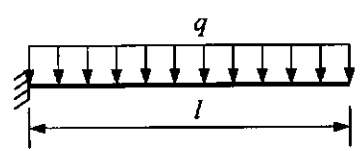
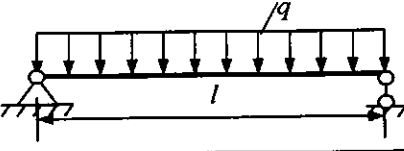
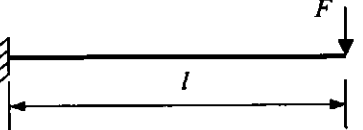
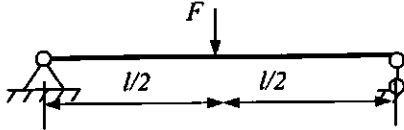
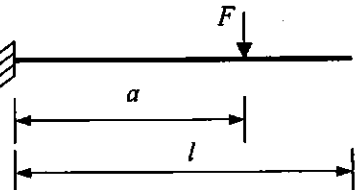
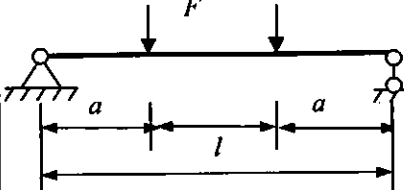
Trong đó:  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  - độ cong tính với tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  - độ cong tính với tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  - độ cong tính với tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn.

$\left(\frac{1}{r}\right)_i$  với  $i = 1, 2, 3$ , tương ứng gây ra độ võng  $f_i$ , được giải thích như trên hình 5.1.

**Bảng 5.1. Hệ số  $\beta$  trong công thức 5.2**

Sơ đồ tính toán	$\beta$	Sơ đồ tính toán	$\beta$
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l}\right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

### 5.1.2. Công thức tính độ cong

Ở trạng thái làm việc bình thường (giai đoạn II của trạng thái ứng suất-biến dạng), dầm BTCT luôn luôn có khe nứt. Tại tiết diện bị nứt (tiết diện A-A trên hình 5.2), chiều cao vùng nén có trị số nhỏ nhất, ký hiệu là  $x$ , ứng suất trong bê tông là  $\sigma_b$ , ứng suất trong cốt thép là  $\sigma_s$ . Đường trục của dầm BTCT có dạng lượn sóng (hình 5.2,a). Xét trên

phạm vi đoạn dầm giữa hai khe nứt thì ứng suất trong bê tông có trị số trung bình là  $\bar{\sigma}_b$ , còn ứng suất trong cốt thép có trị số trung bình là  $\bar{\sigma}_s$ . Các ứng suất trung bình này có thể biểu thị qua các ứng suất lớn nhất  $\sigma_b$  và  $\sigma_s$  tại tiết diện có khe nứt như sau:

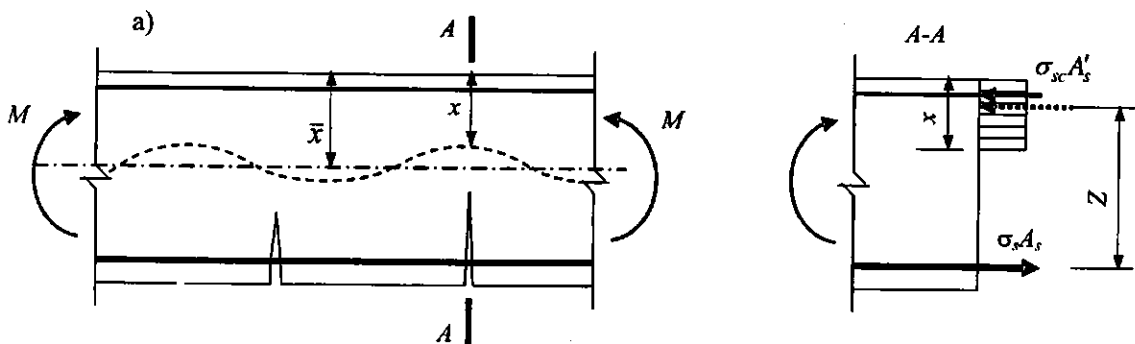
$$\bar{\sigma}_b = \psi_b \sigma_b ; \quad \bar{\sigma}_s = \psi_s \sigma_s \quad (5.4)$$

Trong đó  $\psi_b$  và  $\psi_s$  là các hệ số nhỏ hơn 1, sẽ xét sau.

Áp dụng định luật Hooke, có thể biểu thị các biến dạng trung bình trong bê tông  $\bar{\varepsilon}_b$  và trong cốt thép  $\bar{\varepsilon}_s$  thông qua ứng suất tương ứng:

$$\bar{\varepsilon}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{E'_b} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b} ; \quad \bar{\varepsilon}_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s} \quad (5.5)$$

(đối với bê tông, mô đun biến dạng  $E'_b = \nu E_b$ , với  $\nu < 1$ ).



Hình 5.2: Dầm BTCT (a) và tiết diện có khe nứt (b)

Mặt khác ứng suất trong bê tông và trong cốt thép tại khe nứt có thể biểu thị qua mô men như sau:

$$\sigma_b = \frac{M}{A_b Z} ; \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s Z} \quad (5.6)$$

với  $Z$  là tay đòn nội lực (hình 5.2,b).

Khi dầm bị biến dạng, trục dầm bị cong với bán kính cong là  $r$  (hình 5.3). Gọi khoảng cách giữa hai khe nứt kề nhau là  $l_n$ . Xét các tam giác đồng dạng OAB và MNP, có thể viết:

$$\frac{l_n}{r} = \frac{(\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b)l_n}{h_o}, \text{ hay là:}$$

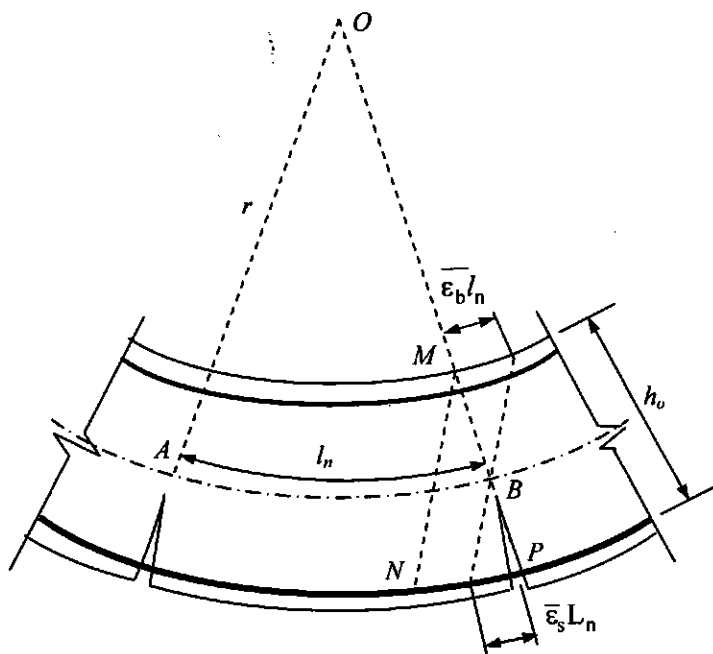
$$\frac{1}{r} = \frac{\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b}{h_o}.$$

Thay  $\bar{\varepsilon}_b$  và  $\bar{\varepsilon}_s$  từ 5.4 và  $\sigma_b$ ,  $\sigma_s$  từ 5.5 vào hệ thức này, nhận được độ cong  $\frac{1}{r}$ :

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_o Z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) \quad (5.7)$$

### 5.1.3. Chiều cao miền chịu nén và diện tích miền chịu nén

Chiều cao tương đối của miền chịu nén ở giai đoạn II (hình 5.4) được tính theo công thức thực nghiệm:



Hình 5.3

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{100\mu\alpha}} \quad (5.8)$$

Trong đó:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} - \text{tỉ số cốt thép chịu kéo S;}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} - \text{tỉ số môđun đàn hồi của thép và bê tông;}$$

$$\delta = \frac{M}{R_{b,ser} b h_o^2}; \quad (5.9)$$

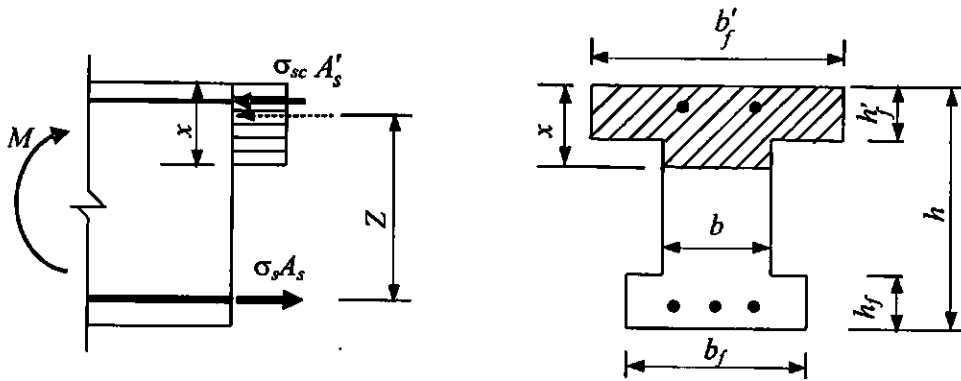
$R_{b,ser}$  - cường độ chịu nén của bê tông khi tính toán cầu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ hai (cường độ chịu nén tiêu chuẩn của bê tông);

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_o} \right); \quad (5.10)$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{bh_o}; \quad (5.11)$$

$A'_s$  - diện tích tiết diện cốt thép chịu nén;

$b'_f, h'_f$  - chiều rộng và chiều cao cánh chịu nén của tiết diện;



Hình 5.4

$\nu$  - hệ số đặc trưng cho trạng thái đàn - dẻo của bê tông; đối với bê tông nặng: khi tính toán với tải trọng tác dụng ngắn hạn  $\nu = 0,45$ ; khi tính toán với tải trọng tác dụng dài hạn, độ ẩm môi trường không khí trên 40%,  $\nu = 0,15$ .

Các kích thước ghi trên hình 5.4 sử dụng cho trường hợp tổng quát là tiết diện chữ I hoặc chữ T có cánh chịu nén, cốt thép kép. Khi tính toán với tiết diện chữ nhật thì cho  $b'_f = b$  hoặc  $h'_f = 0$ ; cốt thép đơn thì cho  $A'_s = 0$ .

Trong công thức của  $\lambda$  và  $\varphi_f$  có chứa  $h'_f$ , khi tính toán tiết diện chữ T có cánh chịu kéo lấy  $h'_f = 0$ , khi tính toán tiết diện chữ nhật cốt thép kép lấy  $h'_f = 2a'$ .

Có  $x = \xi h_0$  sẽ tính được diện tích quy đổi của miền chịu nén  $A_b$  trong công thức 5.6:

$$A_b = bx + (b'_f - b) h'_f + \alpha A'_s / \nu$$

hay

$$A_b = (\xi + \varphi_f) b h_0 \quad (5.12)$$

#### 5.1.4. Tay đòn nội lực Z

Z chính là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo S đến điểm đặt của hợp lực trong vùng nén (hình 5.2,b). Lấy mômen tĩnh của diện tích vùng nén quy đổi đối với trục đi qua trọng tâm cốt thép chịu kéo S và thẳng góc với mặt phẳng uốn, sẽ được:

$$A_b Z = bx(h_0 - x/2) + (b'_f - b)h'_f(h_0 - h'_f/2) + \alpha A'_s(h_0 - a') / \nu$$

Từ đó suy ra công thức tính tay đòn nội lực Z:

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \quad (5.13)$$

### 5.1.5. Các hệ số $\psi_b$ và $\psi_s$

Các hệ số này xét đến sự làm việc của bê tông miền chịu kéo trong đoạn dầm giữa hai khe nứt (hình 5.2,a):

$$\psi_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} < 1; \quad \psi_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_s} < 1 \quad (5.14)$$

Theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm, hệ số  $\psi_b$  biến đổi ít, có thể lấy trung bình là

$$\psi_b = 0,9; \quad (5.15)$$

còn hệ số  $\psi_s$  được tính theo công thức thực nghiệm:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} \quad (5.16)$$

Trong đó:  $M$  – mômen do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

$R_{bt,ser}$  - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai (cường độ chịu kéo tiêu chuẩn);

$\varphi_{ls}$  - hệ số phụ thuộc tính chất tác dụng của tải trọng và tính chất bề mặt của cốt thép:

+ tải trọng tác dụng ngắn hạn:  $\varphi_{ls} = 1$  với cốt thép trơn;  $\varphi_{ls} = 1,1$  với cốt thép gờ;

+ tải trọng tác dụng dài hạn:  $\varphi_{ls} = 0,8$  không phân biệt loại cốt thép.

$W_{pl}$  - mômen kháng uốn của tiết diện quy đổi đối với thớ biên chịu kéo, xác định theo mục 5.1.6.

### 5.1.6. Mômen kháng uốn của tiết diện quy đổi

Để tính  $W_{pl}$ , giả thiết ở cuối giai đoạn I, biểu đồ ứng suất có dạng như trên hình 5.5: bê tông vùng nén có hệ số đàn hồi  $\nu=1$ , bê tông vùng kéo có  $\nu = 0,5$ ; đường kéo dài của biểu đồ ứng suất nén cắt biên vùng kéo ở trị số  $2R_{bt,ser}$ .

Sử dụng giả thiết tiết diện phẳng, có thể biểu thị các ứng suất  $\sigma_b$ ,  $\sigma_s$  và  $\sigma_{sc}$  theo  $R_{bt,ser}$  như sau:

- Ứng suất trong bê tông và cốt thép vùng nén:

$$\sigma_b = \frac{x}{h-x} 2R_{bt,ser};$$
$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} E_s = \varepsilon_{bc} E_s = \frac{\sigma_{bc}}{E_b} E_s = \alpha \sigma_{bc} = \alpha \frac{x-a'}{h-x} 2R_{bt,ser};$$

Trong đó:  $\sigma_{bc}$  - ứng suất trong bê tông ở ngang mức cốt thép chịu nén;

$\sigma_b$  - ứng suất trong bê tông ở mép biên.

- Ứng suất trong cốt thép vùng kéo:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_b E_s = \frac{R_{bt,ser}}{0,5E_b} E_s = 2\alpha R_{bt,ser}.$$

Viết phương trình cân bằng lực trên trục của cầu kiện, sau khi biến đổi sẽ nhận được chiều cao vùng nén  $x_{crc}$  ở giai đoạn Ia:

$$x = h \left\{ 1 - \frac{bh + 2(1 - \delta'_f)A'_f + 2(1 - \delta')\alpha A'_s}{2[bh + A'_f + A_f + \alpha(A'_s + A_s)] - A_f} \right\} \quad (5.17)$$

Trong đó:  $A_f$  và  $A'_f$  - diện tích phần cánh chịu kéo và cánh chịu nén không kể sườn:

$$A_f = (b_f - b)h_f; A'_f = (b'_f - b)h'_f \quad (5.18)$$

$\delta'_f$  và  $\delta'$  - các tỉ số:

$$\delta'_f = \frac{h'_f}{2h}; \quad \delta' = \frac{a'}{h} \quad (5.19)$$

Viết phương trình cân bằng mômen ( $\sum M|_{x/3} = 0$ ) đối với trục nằm ngang cách mép biên một đoạn  $x/3$  (hình 5.5) và sau khi biểu thị phương trình này dưới dạng:

$$M = R_{bt,ser} W_{pl}$$

sẽ rút ra được mômen kháng uốn của tiết diện chữ T:

$$\begin{aligned} W_{pl} = & b(h-x) \left( \frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + A_f \left( h - \frac{h_f}{2} - \frac{x}{3} \right) + A'_f \left( \frac{x - h'_f/2}{h-x} \right) \left( \frac{x}{3} - \frac{h'_f}{2} \right) + \\ & + 2\alpha A_s \left( h_o - \frac{x}{3} \right) + 2\alpha A'_s \frac{x - a'}{h-x} \left( \frac{x}{3} - a' \right) \end{aligned} \quad (5.20)$$

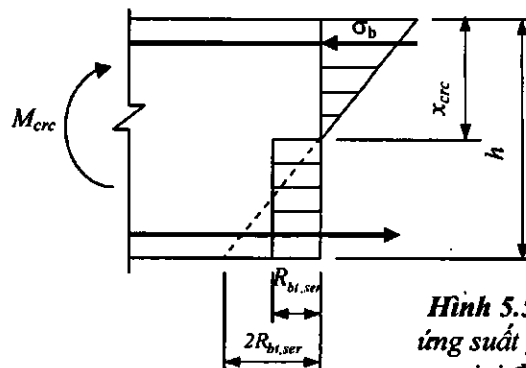
Tính  $x$  theo 5.17 và  $W_{crc}$  theo 5.20 khá dài dòng. Có thể lấy gần đúng các trị số này theo các công thức 5.16' và 5.19':

$$x = \frac{h}{2}; \quad (5.17')$$

$$W_{pl} = (0,292 + 0,75\gamma_1 + 0,15\gamma'_1) bh^2 \quad (5.20')$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{(b_f - b)h_f + 2\alpha A_s}{bh}; \\ \gamma'_1 &= \frac{(b'_f - b)h'_f + 2\alpha A'_s}{bh}; \quad (5.21) \\ \alpha &= \frac{E_s}{E_b} \end{aligned}$$

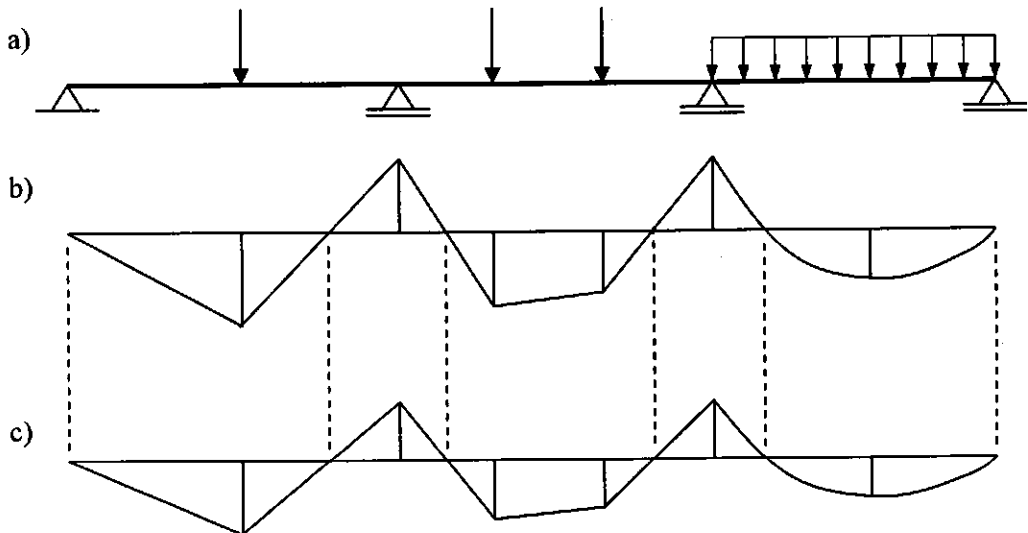


**Hình 5.5:** Biểu đồ ứng suất giả thiết ở giai đoạn Ia

### 5.1.7 Về trị số độ cong trong công thức tính độ võng

Độ cong  $B$  của dầm BTCT không giống độ cong của dầm làm bằng vật liệu đàn hồi và đồng nhất. Các công thức trên đây chỉ ra rằng độ cong không chỉ phụ thuộc các đặc trưng hình học của tiết diện, mà còn phụ thuộc độ lớn và tính chất tác dụng của tải trọng.

Đối với cấu kiện chịu uốn BTCT thường, có tiết diện không đổi, trên từng đoạn có mômen uốn cùng dấu, tiêu chuẩn cho phép tính độ cong tại tiết diện có ứng suất lớn nhất, sau đó lấy độ cong tại tiết diện khác theo tỉ lệ độ lớn của mômen uốn (hình 5.6).



**Hình 5.6:** a) Sơ đồ dầm và tải trọng;  
b) Biểu đồ mômen do tải trọng tiêu chuẩn; c) Biểu đồ độ cong.

**Ví dụ 5.1.** Tính độ võng của dầm đơn BTCT có nhịp  $l = 6\text{ m}$ , tiết diện  $b \times h = 25 \times 60\text{ cm}$ , cấp độ bền bê tông B20, bê tông đồng cứng tự nhiên;  $\gamma_{b2} = 1$ ; nhóm cốt thép AII. Cốt thép chịu kéo  $A_s = 2945\text{ mm}^2$  ( $6\phi 25$ ,  $a = 50\text{ mm}$ ), cốt thép chịu nén  $A'_s = 226\text{ mm}^2$  ( $2\phi 12$ ,  $a' = 40\text{ mm}$ ). Tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều dài hạn  $g = 20\text{ kN/m}$ , ngắn hạn  $p = 35\text{ kN/m}$ .

**Giải:**

Các trị số:  $E_s = 2,1 \times 10^5\text{ MPa}$ ,  $E_b = 27000\text{ MPa}$ ;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^5}{27000} = 7,78;$$

$$h_0 = h - a = 600 - 50 = 550\text{ mm}.$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{2945}{250 \times 550} = 0,021.$$

$$R_{b,ser} = 15\text{ MPa}; R_{bt,ser} = 1,4\text{ MPa}.$$



1. Tính độ cong  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng.

Tổng tải trọng  $q = g + p = 20 + 35 = 55 \text{ kN/m}$ ;

Mômen do toàn bộ tải trọng:  $M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{55 \times 6^2}{8} = 247,5 \text{ kNm}$ ;

Chiều cao tương đối của miền chịu nén được tính theo công thức 5.8, trong đó:

$$\delta = \frac{M}{R_{b,ser} b h_o^2} = \frac{247,5 \times 10^6}{15 \times 250 \times 550^2} = 0,218;$$

$$\nu = 0,45;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{b h_o} = \frac{\alpha A'_s}{2\nu b h_o} = \frac{7,78 \times 226}{2 \times 0,45 \times 250 \times 550} = 0,014;$$

$$h'_f = 2a' = 80 \text{ mm};$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_o}\right) = 0,014 \times \left(1 - \frac{80}{2 \times 550}\right) = 0,013;$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{100\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,218+0,013)}{100 \times 0,021 \times 7,78}} = 0,517;$$

Tính diện tích quy đổi của miền chịu nén  $A_b$  theo công thức 5.12:

$$A_b = (\xi + \varphi_f) b h_o = (0,517 + 0,014) \times 250 \times 550 = 73012 \text{ mm}^2;$$

Tính tay đòn nội lực  $Z$  theo công thức 5.13:

$$Z = h_o \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_o} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 550 \times \left[ 1 - \frac{\frac{80}{550} \times 0,014 + 0,517^2}{2 \times (0,014 + 0,517)} \right] = 413 \text{ mm};$$

Chiều cao vùng nén  $x$  ở giai đoạn Ia (công thức 5.17):

$$x = h \left\{ 1 - \frac{bh + 2(1 - \delta'_f) A'_f + 2(1 - \delta') \alpha A'_s}{2[bh + A'_f + A_f + \alpha(A'_s + A_s)] - A_f} \right\}$$

Trong đó:

$$A_f = (b_f - b)h_f = 0; \quad A'_f = (b'_f - b)h'_f = 0;$$

$$\delta'_f = \frac{h'_f}{2h} = 0; \quad \delta' = \frac{a'}{h} = \frac{40}{60} = 0,067;$$

$$x = 600 \times \left\{ 1 - \frac{250 \times 600 + 2(1 - 0,067) \times 7,78 \times 226}{2[250 \times 600 + 7,78 \times (226 + 2945)]} \right\} = 337 \text{ mm.}$$

Mômen kháng uốn ở giai đoạn Ia của tiết diện (công thức 5.20):

$$\begin{aligned} W_{pl} &= b(h-x) \left( \frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + A_f \left( h - \frac{h_f}{2} - \frac{x}{3} \right) + A'_f \left( \frac{x - A'_f/2}{h-x} \right) \left( \frac{x}{3} - \frac{A'_f}{2} \right) + \\ &\quad + 2\alpha A_s \left( h_o - \frac{x}{3} \right) + 2\alpha A'_s \frac{x - a'}{h-x} \left( \frac{x}{3} - a' \right) = \\ &= 250 \times (600 - 337) \times \left( \frac{600}{2} + \frac{337}{6} \right) + 0 + 0 + \\ &\quad + 2 \times 7,78 \times 2945 \times \left( 550 - \frac{337}{3} \right) + 2 \times 7,78 \times 226 \times \frac{337 - 40}{600 - 337} \times \left( \frac{337}{3} - 40 \right) = \\ &= 43760918 \text{ mm}^3; \end{aligned}$$

Các hệ số:  $\psi_b = 0,9$ ,

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 1,1 \frac{1,4 \times 43760918}{247,5 \times 10^6} = 0,978.$$

Độ cong:

$$\begin{aligned} \left( \frac{1}{r} \right)_1 &= \frac{M}{h_o Z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) = \\ &= \frac{247,5 \times 10^6}{550 \times 413} \left( \frac{0,978}{2,1 \times 10^5 \times 2945} + \frac{0,9}{0,45 \times 27000 \times 73012} \right) = \\ &= 2,83 \times 10^{-6} \text{ 1/mm.} \end{aligned}$$

2. Tính độ cong  $\left( \frac{1}{r} \right)_2$  do tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn.

Tải trọng dài hạn  $g = 20 \text{ kN/m}$ .

Mômen do tải trọng dài hạn:  $M_2 = \frac{gl^2}{8} = \frac{20 \times 6^2}{8} = 90 \text{ kNm}$ .

$$\delta = \frac{M_2}{R_{b,ser} b h_o^2} = \frac{90 \times 10^6}{15 \times 250 \times 550^2} = 0,079;$$

$\nu = 0,45$ ;

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{b h_o} = \frac{0 + 7,78 \times 226}{2 \times 0,45 \times 250 \times 550} = 0,014;$$

$$h'_f = 2a' = 80 \text{ mm};$$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_o} \right) = 0,014 \times \left( 1 - \frac{80}{2 \times 550} \right) = 0,013;$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{100\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,079 + 0,019)}{100 \times 0,021 \times 7,78}} = 0,529;$$

$$A_b = (\xi + \varphi_f) b h_o = (0,529 + 0,014) \times 250 \times 550 = 74662 \text{ mm}^2;$$

$$Z = h_o \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_o} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 550 \times \left[ 1 - \frac{\frac{80}{550} \times 0,014 + 0,529^2}{2(0,014 + 0,529)} \right] = 410 \text{ mm};$$

$$x = 337 \text{ mm}; W_{pl} = 43760918 \text{ mm}^3 \text{ (giống như trên);}$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 1,1 \frac{1,4 \times 43760918}{90 \times 10^6} = 0,50.$$

Độ cong:

$$\begin{aligned} \left( \frac{1}{r} \right)_2 &= \frac{M}{h_o Z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) = \\ &= \frac{90 \times 10^6}{550 \times 410} \times \left( \frac{0,978}{2,1 \times 10^5 \times 2945} + \frac{0,9}{0,45 \times 27000 \times 73012} \right) \\ &= 0,72 \times 10^{-6} \text{ 1/mm.} \end{aligned}$$

3. Tính độ cong  $\left( \frac{1}{r} \right)_3$  do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn.

$$\text{Mômen do tải trọng dài hạn: } M_3 = M_2 = \frac{gl^2}{8} = \frac{20 \times 6^2}{8} = 90 \text{ kNm.}$$

$$\delta = \frac{M_3}{R_{b,ser} b h_o^2} = \frac{90 \times 10^6}{15 \times 250 \times 550^2} = 0,079;$$

$$\nu = 0,15;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{b h_o} = \frac{0 + 7,78 \times 226}{2 \times 0,15 \times 250 \times 550} = 0,042;$$

$$h'_f = 2a' = 80 \text{ mm};$$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_o} \right) = 0,042 \times \left( 1 - \frac{80}{2 \times 550} \right) = 0,039;$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{100\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,079 + 0,039)}{100 \times 0,021 \times 7,78}} = 0,532;$$

$$A_b = (\xi + \varphi_f) b h_o = (0,532 + 0,042) \times 250 \times 550 = 78925 \text{ mm}^2;$$

$$Z = h_o \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_o} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 550 \times \left[ 1 - \frac{\frac{80}{550} \times 0,042 + 0,524^2}{2(0,042 + 0,524)} \right] = 420 \text{ mm};$$

$$x = 337 \text{ mm}; \quad W = 43760918 \text{ mm}^3 \text{ (giống như trên);}$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 0,8 \times \frac{1,4 \times 43760918}{90 \times 10^6} = 0,71.$$

Độ cong:

$$\begin{aligned} \left( \frac{1}{r} \right)_3 &= \frac{M}{h_o Z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) = \\ &= \frac{90 \times 10^6}{550 \times 420} \times \left( \frac{0,71}{2,1 \times 10^5 \times 2945} + \frac{0,9}{0,15 \times 27000 \times 78925} \right) = \\ &= 1,54 \times 10^{-6} \text{ 1/mm.} \end{aligned}$$

4. Độ cong toàn phần và độ võng toàn phần:

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 - \left( \frac{1}{r} \right)_2 + \left( \frac{1}{r} \right)_3 = (2,83 - 0,72 + 1,54) \times 10^{-6} = 3,65 \times 10^{-6} = 1/\text{mm}.$$

$$f = \beta \frac{1}{r} l^2 = \frac{5}{48} \cdot 3,65 \times 10^{-6} \cdot 6000^2 = 13,7 \text{ mm}.$$

## 5.2. TÍNH TOÁN SỰ MỞ RỘNG KHE NỨT

Theo tiêu chuẩn thiết kế, khả năng chống nứt của kết cấu bê tông cốt thép được chia thành ba cấp phụ thuộc vào điều kiện làm việc của chúng và loại cốt thép trong cấu kiện:

- Cấp I: không cho phép xuất hiện khe nứt, áp dụng đối với những công trình có yêu cầu chống thấm đặc biệt;

- Cấp II: cho phép có sự mở rộng ngắn hạn của khe nứt với bề rộng hạn chế  $a_{cre1}$ , nhưng khi tải trọng ngắn hạn thôi tác dụng thì khe nứt sẽ khép kín trở lại;

- Cấp III: cho phép có sự mở rộng ngắn hạn của khe nứt với bề rộng hạn chế  $a_{cre1}$  và có sự mở rộng dài hạn của khe nứt với bề rộng hạn chế  $a_{cre2}$ .

Bề rộng khe nứt ngắn hạn được hiểu là sự mở rộng khe nứt khi kết cấu chịu tác dụng đồng thời của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời ngắn hạn và dài hạn.

Bề rộng khe nứt dài hạn được hiểu là sự mở rộng khe nứt khi kết cấu chỉ chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn.

Những yêu cầu về cấp chống nứt cho trong bảng 9 phụ lục B.

Kết cấu không được phép xuất hiện khe nứt phải được làm bằng BTCT ứng lực trước.

Đối với những kết cấu BTCT thường được phép có khe nứt, cần tính toán bề rộng khe nứt để so sánh với bề rộng cho phép.

Theo nghiên cứu lý thuyết, bề rộng khe nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện  $a_{cre}$  thì tỉ lệ với khoảng cách giữa các khe nứt  $l_{cre}$  :

$$a_{cre} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s} l_{cre}.$$

Nhưng vì không đủ cơ sở lý luận để xác định  $l_{cre}$  nên hiện nay công thức này không còn được sử dụng. Theo TCXDVN 356:2005, bề rộng khe nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện  $a_{cre}$ , tính bằng  $mm$ , được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$a_{cre} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \quad (5.22)$$

Trong đó:

$\delta$  - hệ số, lấy bằng: 1 đối với cấu kiện chịu uốn và cấu kiện chịu nén lệch tâm; 1,2 đối với cấu kiện chịu kéo;

$\varphi_1$  - hệ số xét đến tính chất tác dụng của tải trọng, lấy bằng: 1 đối với tác dụng ngắn hạn của tải trọng; 1,5 đối với tác dụng dài hạn của tải trọng, kết làm từ bê tông nặng, trong điều kiện độ ẩm tự nhiên.

$\eta$  - hệ số xét đến tính chất bề mặt cốt thép, lấy  $\eta = 1$  đối với cốt thép thanh có gờ;  $\eta = 1,3$  đối với cốt thép thanh tròn trơn.

$\mu$  - hàm lượng cốt thép, đối với cấu kiện chịu uốn và cấu kiện chịu kéo và nén lệch tâm  $\mu = A_s/bh_0$ , nhưng không lấy lớn hơn 0,02.

$d$  - đường kính cốt dọc chịu kéo, tính bằng  $mm$ ; nếu các thanh cốt thép có đường kính khác nhau  $d_1, d_2, \dots, d_n$  với số thanh tương ứng  $n_1, n_2, \dots, n_n$  thì  $d$  được tính theo công thức:

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2 + \dots + n_n d_n^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2 + \dots + n_n d_n};$$

$\sigma_s$  - ứng suất trong cốt thép tại tiết diện có khe nứt:

+ đối với cầu kiện chịu uốn,  $\sigma_s$  tính theo (5.5): 
$$\sigma_s = \frac{M}{A_s Z},$$

+ đối với cầu kiện chịu kéo đúng tâm: 
$$\sigma_s = \frac{N}{A_s}$$

Đối với cầu kiện có yêu cầu chống nứt cấp II, bề rộng khe nứt được xác định với tổng tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với hệ số  $\varphi_1 = 1$ .

Đối với cầu kiện có yêu cầu chống nứt cấp III, bề rộng khe nứt dài hạn được xác định với tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn với hệ số  $\varphi_1 > 1$ . Bề rộng khe nứt ngắn hạn được xác định bằng tổng của bề rộng khe nứt dài hạn và phần tăng thêm của bề rộng khe nứt do tác dụng của tải trọng tạm thời ngắn hạn với hệ số  $\varphi_1 = 1$ .

**Ví dụ 5.2.** Với số liệu của dầm ở ví dụ 5.1, tính bề rộng khe nứt tại tiết diện giữa nhịp. Cầu kiện có yêu cầu chống nứt cấp II.

*Giải.* Tính theo công thức thực nghiệm (5.21):

$$\delta = 1 \text{ (cầu kiện chịu uốn);}$$

$$\varphi_1 = 1 \text{ (cầu kiện có yêu cầu chống nứt cấp II);}$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{2945}{250 \times 550} = 2,1\% > 2\% = 0,02 \text{ nên lấy bằng } 0,02;$$

$$\eta = 1 \text{ (cốt thép có gờ);}$$

$$d = 25 \text{ mm (đường kính cốt dọc chịu kéo);}$$

$$\sigma_s = \frac{M_1}{A_s Z} = 221 \text{ MPa (đã tính ở ví dụ 5.1);}$$

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \times 1 \times 1 \times \frac{221}{2,1 \times 10^5} \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,02) \sqrt[3]{25} = 0,09 \text{ mm.}$$

## Chương 6

# SÀN TOÀN KHỐI

### 6.1. CẤU TẠO SÀN BÊTÔNG CỐT THÉP

Sàn bê tông cốt thép là loại kết cấu thường gặp trong công trình xây dựng: sàn nhà dân dụng và công nghiệp, sàn cầu tàu, bến cảng, móng bè, tường chắn đất, bản đáy công trình thủy lợi v.v...

Sàn bê tông cốt thép có tuổi thọ cao, độ cứng lớn, khả năng chống cháy tốt.

Theo hình thức kết cấu, sàn bê tông cốt thép được chia thành hai loại: sàn sườn (sàn có hệ dầm đỡ) và sàn không sườn (không có hệ dầm đỡ).

Theo phương pháp thi công có các loại: sàn toàn khối, sàn lắp ghép và sàn nửa lắp ghép.

Sàn sườn toàn khối gồm có bản và hệ dầm đặt trên một hệ thống cột và tường (sàn nhà) hoặc trên nền (móng bè). Tùy theo tỉ số giữa cạnh dài  $l_d$  và cạnh ngắn  $l_{ng}$  của ô bản, mà sàn được chia làm hai loại:

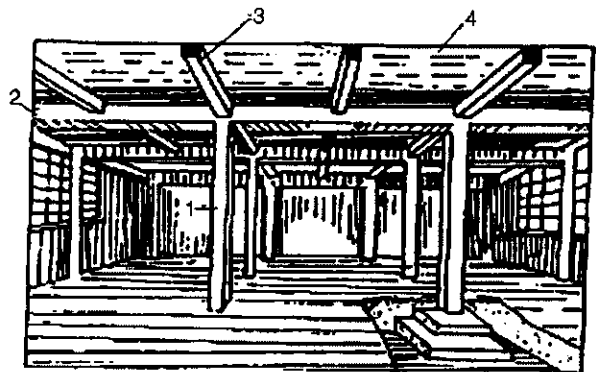
- Khi  $l_d / l_{ng} > 2$ , tải trọng được truyền chủ yếu theo phương cạnh ngắn, sàn được gọi là *sàn có bản loại dầm* (bản làm việc một phương);

- Khi  $l_d / l_{ng} \leq 2$ , tải trọng được truyền theo cả hai phương, sàn được gọi là *sàn có bản liên kết bốn cạnh* (bản làm việc hai phương).

#### 6.1.1 Các bộ phận của sàn sườn toàn khối có bản loại dầm

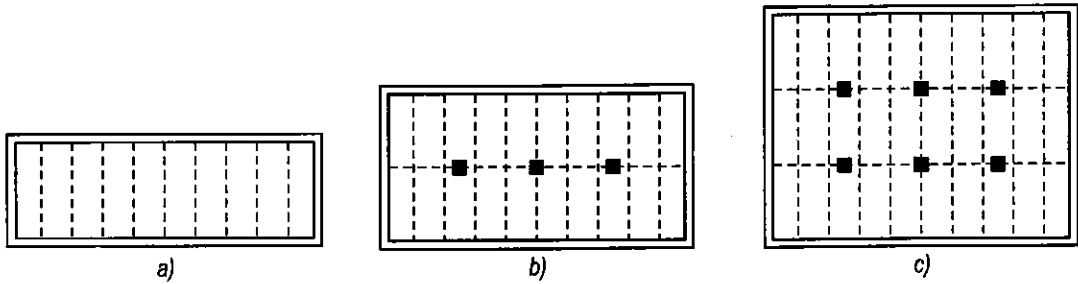
Loại sàn này có các bộ phận chính: *bản*, *dầm phụ* và *dầm chính* đúc liền khối, tất cả được kê lên hệ thống cột và tường (hình 6.1). Bản trực tiếp nhận tải trọng và truyền xuống dầm phụ; dầm phụ nhận tải trọng từ bản và truyền xuống dầm chính; dầm chính truyền tải trọng xuống cột và tường.

Khi sàn hẹp thì chỉ có hệ dầm đặt song song với nhau và gối lên tường (hình 6.2,a). Khi sàn rộng, dầm đặt theo hai phương thì mới phân biệt dầm chính và dầm phụ (hình 6.2,b,c).

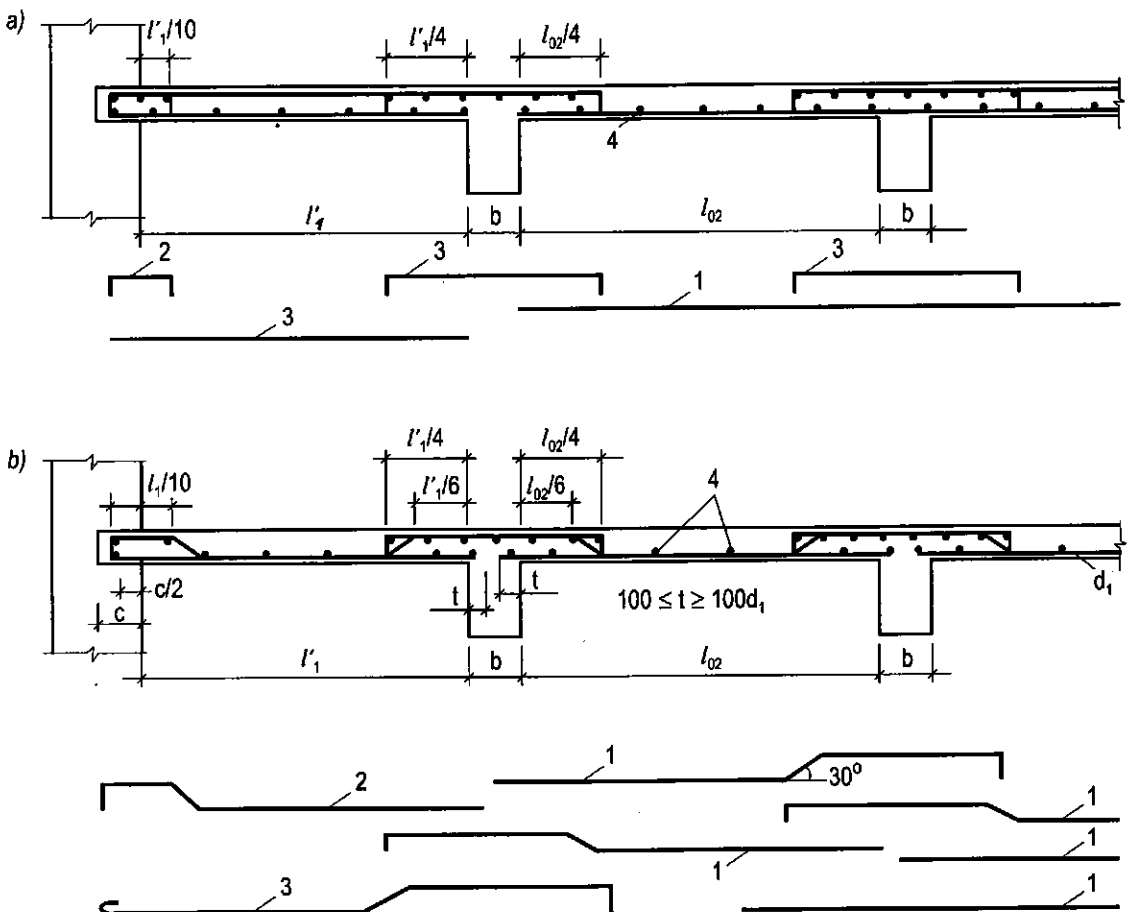


**Hình 6.1:** Sàn sườn toàn khối có bản loại dầm.  
1- cột; 2- dầm chính; 3- dầm phụ; 4- bản

Nhịp của bản (khoảng cách giữa các dầm phụ)  $l_b = 1,7 \div 2,7$  m. Nhịp dầm phụ (khoảng cách giữa các dầm chính)  $l_d = 5 \div 7$  m. Nhịp dầm chính (khoảng cách giữa các cột theo phương dọc dầm chính)  $l_c = 6 \div 8$  m.



**Hình 6.2:** Sơ đồ bố trí hệ dầm trong sàn sườn toàn khối có bản loại dầm



**Hình 6.3:** Bố trí cốt thép trong bản loại dầm bằng lưới thép buộc

a) Không dùng cốt xiên; b) Có dùng cốt xiên. 1,2,3 - cốt thép chịu lực; 4 - cốt thép phân bố.

Chiều dày tối thiểu của bản đối với sàn nhà công nghiệp là  $h_b = 7$  cm, nhà dân dụng 6 cm, sàn có xe chạy 10 cm. Với sàn có nhịp rộng, tải lớn, chiều dày có thể lớn hơn 15 cm. Đoạn bản nằm trong tường (c) có chiều dài không được bé hơn chiều dày bản và không được bé hơn 12 cm (xem hình 6.11,b).



Chiều cao dầm phụ (khoảng cách tính từ mép trên của bản đến mép dưới của dầm phụ)  $h_p = (1/18 \div 1/15)l_d$ . Chiều cao dầm chính (khoảng cách từ mép trên của bản đến mép dưới của dầm chính)  $h = (1/12 \div 1/8)l$ . Chiều rộng của một dầm (chính hoặc phụ) bằng khoảng  $(1/3 \div 1/2)$  chiều cao dầm đó. Chiều rộng dầm thường được chọn là một bội số của 2 cm, chiều cao là bội số của 5 cm để tiện cho thi công. Chiều rộng dầm chính thường lấy các trị số 20, 22, 25, 28, 30, 35 cm và lớn hơn chiều rộng dầm phụ.

Trong các kết cấu nhà dùng tường chịu lực, chiều dày của tường thường là 22 cm hoặc 34 cm (do kích thước của viên gạch chuẩn). Đoạn dầm phụ nằm trong tường thường lấy bằng chiều dài viên gạch là 22 cm (đoạn C trên hình 6.3). Dầm chính chịu tải nhiều nhất nên đoạn dầm kê lên tường tối thiểu phải là 34 cm.

Hiện nay kết cấu nhà thường dùng hình thức khung chịu lực. Khi đó tường chỉ làm nhiệm vụ bao che; dầm phụ hoặc dầm chính đều là những bộ phận trong kết cấu khung hoàn chỉnh gồm các dầm và cột.

### 6.1.2. Cấu tạo của bản loại dầm

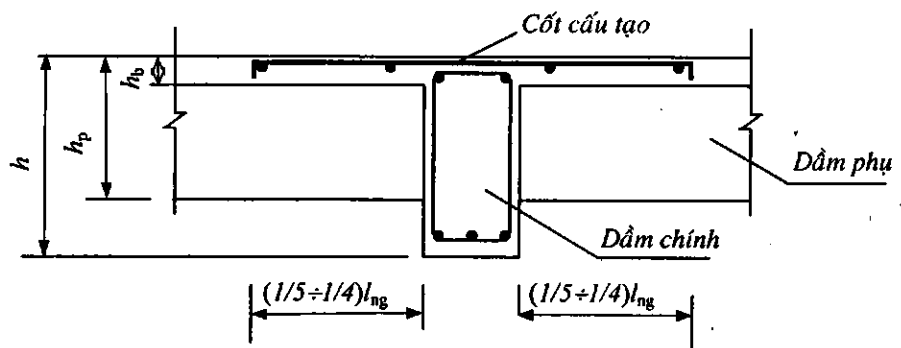
Cốt thép trong bản loại dầm gồm có cốt chịu lực, cốt phân bố và cốt cấu tạo. Ba loại cốt thép này tạo thành lưới thép buộc hoặc lưới thép hàn.

#### 1. Lưới thép buộc

**Cốt thép chịu lực** nằm dọc theo phương chịu lực của bản (phương thẳng góc với dầm phụ), diện tích được xác định theo tính toán, đường kính thường dùng là  $d = 6 \div 10$  mm, khoảng cách  $s = 7 \div 20$  cm.

**Cốt phân bố** đặt phía trong (gần trục trung hòa hơn) cốt chịu lực và thẳng góc với cốt chịu lực, đường kính 6÷8 mm, số lượng không ít hơn 10% so với cốt chịu lực ở giữa nhịp và không ít hơn 3 thanh trên một mét bề rộng (cốt số 4 trên hình 6.3, a và b).

**Cốt cấu tạo** đặt ở nơi bản kê lên dầm chính, thẳng góc với dầm chính và nơi bản nằm trong tường. Số cốt này không ít hơn 1/3 so với cốt chịu lực ở gối tựa và không ít hơn 5φ6 trên một mét bề rộng. Chiều dài từ đầu mút cốt thép đến mép tường (cốt số 2 trên hình 6.3, a) là  $(1/10 \div 1/8)l_1'$ . Chiều dài từ đầu mút cốt thép đến mép dầm chính là  $(1/5 \div 1/4)l_{ng}$ ; với  $l_{ng}$  là cạnh ngắn của ô bản (hình 6.4).



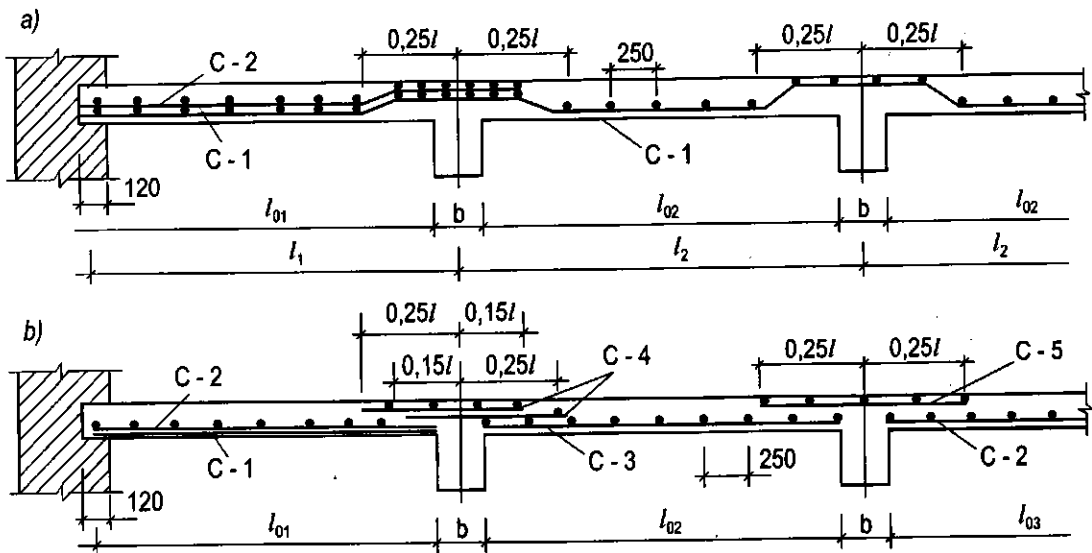
**Hình 6.4:**  
Cốt thép cấu tạo  
của bản đỡ gối  
lên dầm chính

Khi bản có chiều dày nhỏ, có thể bố trí cốt thép như hình 6.3,a: phía dưới là những thanh thẳng kéo dài suốt các nhịp hoặc trong từng nhịp; trên các gối là các thanh hai đầu uốn móc vuông, gọi là *cốt mũ*. Kiểu bố trí này đơn giản nhưng tốn cốt thép.

Khi bản có chiều dày tương đối lớn, nên bố trí cốt thép như hình 6.3,b: một số thanh từ giữa nhịp được uốn lên để chịu mômen âm ở gối tựa (dầm phụ); số thanh này không ít hơn 3 thanh trên một mét bề rộng; góc uốn là  $30^\circ$  khi chiều dày bản  $h_b \leq 15 \text{ cm}$  và  $45^\circ$  khi  $h_b > 15 \text{ cm}$ . Khi số thanh uốn lên không đủ để chịu mômen âm, thì phải đặt thêm cốt mũ ở gối tựa.

## 2. Lưới thép hàn

Lưới thép hàn thường được chế tạo bằng thép nhóm B-I và Bp-I có đường kính 3-5mm. Có thể bố trí một số lưới hàn phẳng, trên gối tựa dùng hai lớp lưới (hình 6.5,b); các lưới giữa nhịp kéo sâu vào gối tựa một đoạn 15-20 cm. Có thể dùng lưới hàn cuộn, trải theo hướng thẳng góc với dầm phụ; những chỗ dùng một lưới không đủ, có thể đặt thêm lưới phụ hoặc một số thanh thép rời (hình 6.5,a).



**Hình 6.5:** Bố trí cốt thép bản dầm bằng lưới thép hàn

### 6.1.3 Cấu tạo dầm phụ

Cốt thép trong dầm phụ được tạo thành khung buộc hoặc khung hàn.

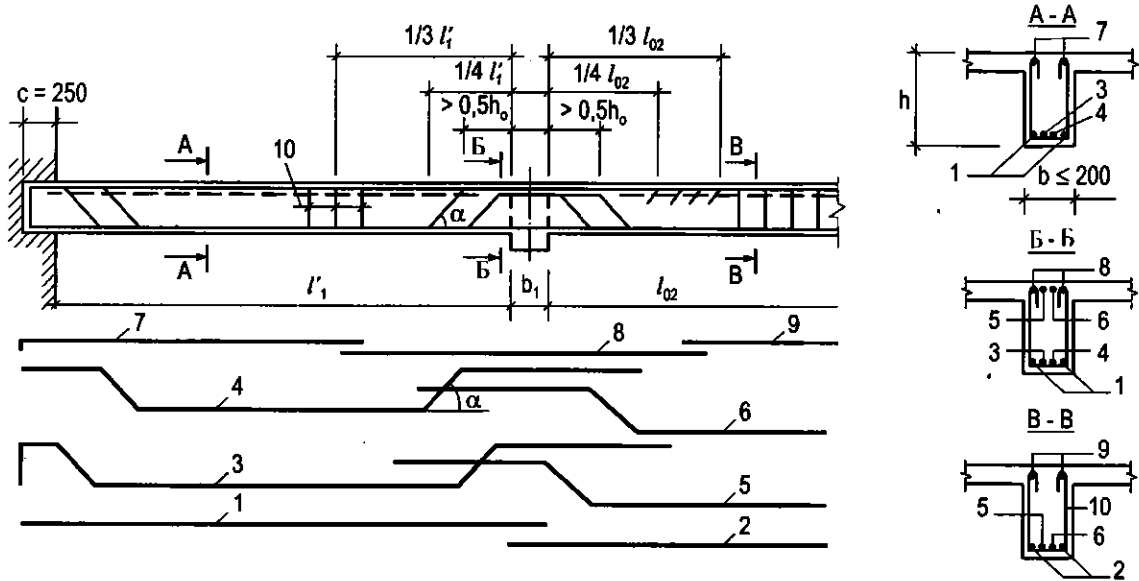
#### 1. Khung thép buộc

Cốt thép chịu lực ở giữa nhịp đặt phía dưới để chịu mômen dương, đến gần gối tựa có thể uốn lên để chịu mômen âm và kết hợp làm cốt xiên hoặc được cắt bớt đi, nhưng số thanh kéo qua gối tựa không ít hơn  $1/3$  số thanh ở giữa nhịp và không ít hơn 2 thanh (hình 6.6).

Khi dùng khung thép buộc, cần phải chú ý tuân theo các quy định về cắt, neo và uốn cốt thép, đã được trình bày trong chương 2.

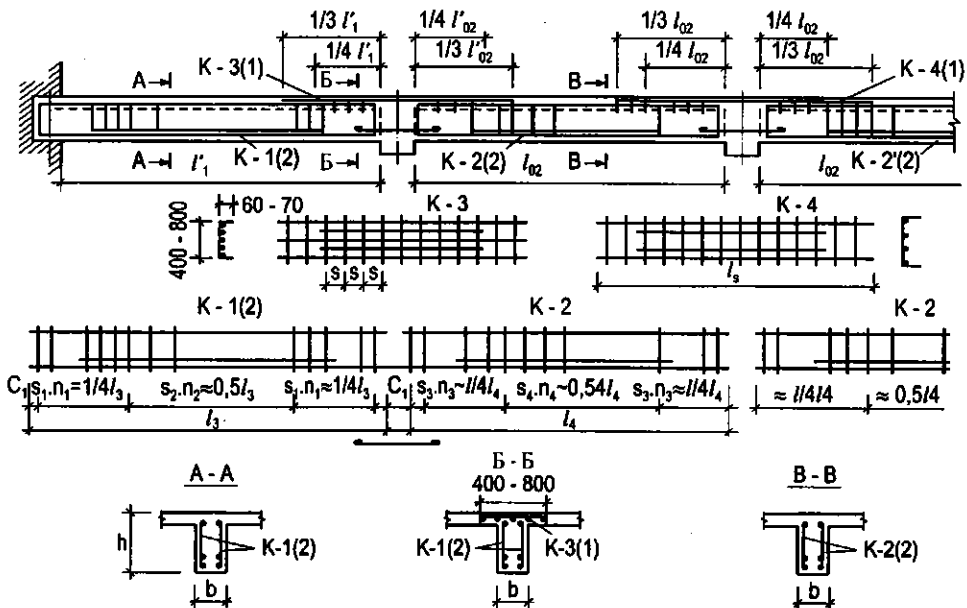
## 2. Khung thép hàn

Dùng các khung riêng rẽ trên các nhịp kê nhau và hàn nối với nhau bằng những thanh có đường kính  $d_1 \geq d/2$  ( $d$  - đường kính cốt chịu lực) và  $d_1 \geq 10$  mm. Các thanh này kéo dài từ mép dầm vào trong nhịp một đoạn không nhỏ hơn  $15d_1$  nếu là cốt có gờ và không nhỏ hơn  $15d_1 + S + 50$  mm nếu là cốt trơn ( $S$  - chu vi cốt chịu lực).



Hình 6.6: Bố trí cốt thép dầm phụ bằng khung thép buộc.

Hình 6.7 là một ví dụ về khung thép hàn kết hợp với lưới thép hàn. Các khung K-1, K-2, K-2' là khung chịu lực chính. Tại gối tựa trái 1 ÷ 2 lưới hàn phẳng để chịu mômen âm (các lưới K-3 và K-4).

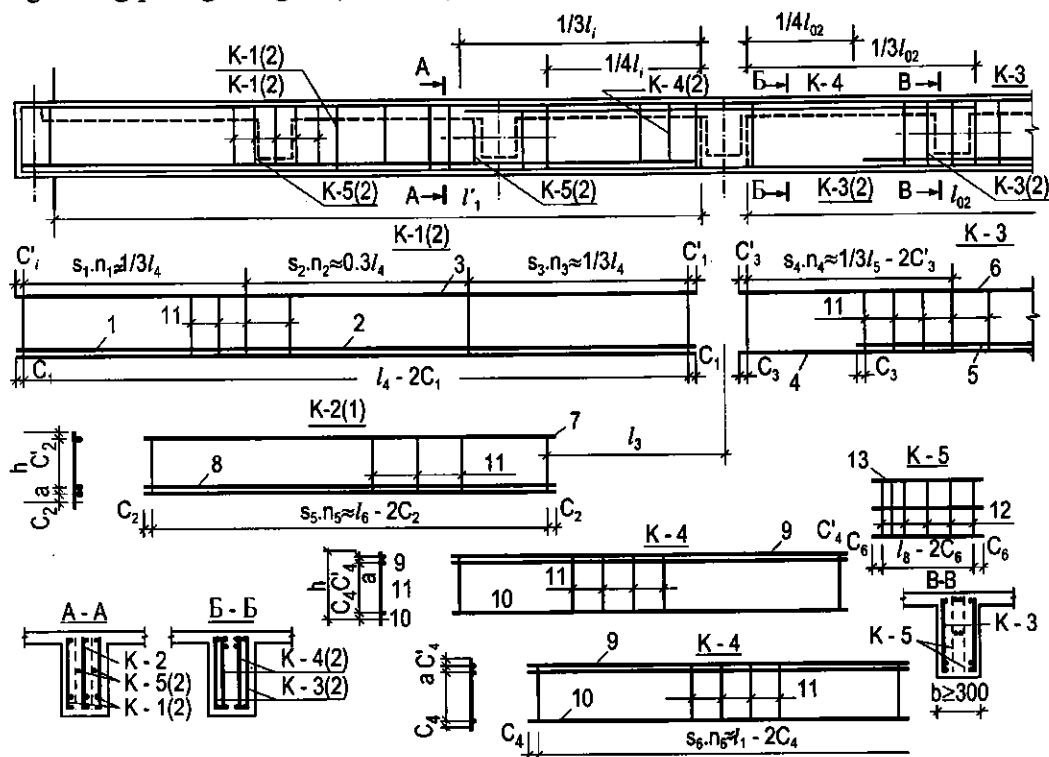


Hình 6.7: Bố trí cốt thép dầm phụ bằng khung thép hàn kết hợp với lưới thép hàn

### 6.1.4 Cấu tạo dầm chính

Cốt thép dầm chính được bố trí tương tự như cốt thép dầm phụ.

Nếu dùng khung thép hàn cho dầm chính, ở mỗi nhịp cũng như phía trên gối tựa đặt những khung phẳng riêng rẽ (hình 6.8).



Hình 6.8: Bố trí cốt thép dầm chính bằng khung thép hàn

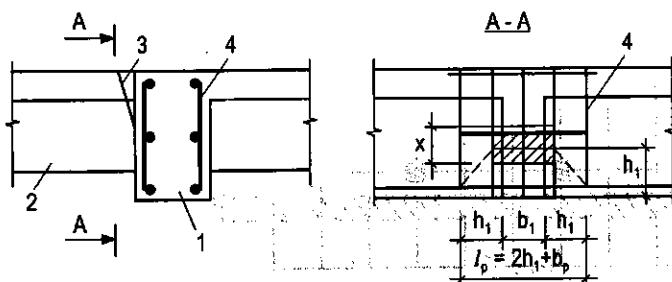
Để hạn chế sự phát triển khe nứt, tại các vị trí giao nhau của dầm chính và dầm phụ cần liên kết vùng kéo với vùng nén bằng những *cốt thép treo* với diện tích tổng cộng là

$$A_{tr} = \frac{P}{R_s}$$

Trong đó:  $R_s$  - cường độ tính toán chịu kéo của thép;

$P$  - phản lực lớn nhất của dầm chính lên dầm phụ.

Số cốt treo này đặt hai bên mép dầm phụ, trong phạm vi  $S_{tr} = b_p + 2h_1$  (hình 6.9). Khi chiều dài đoạn  $S_{tr}$  không đủ để đặt cốt treo dạng cốt đai như trên thì dùng cốt treo dạng vai bò lật ngược.

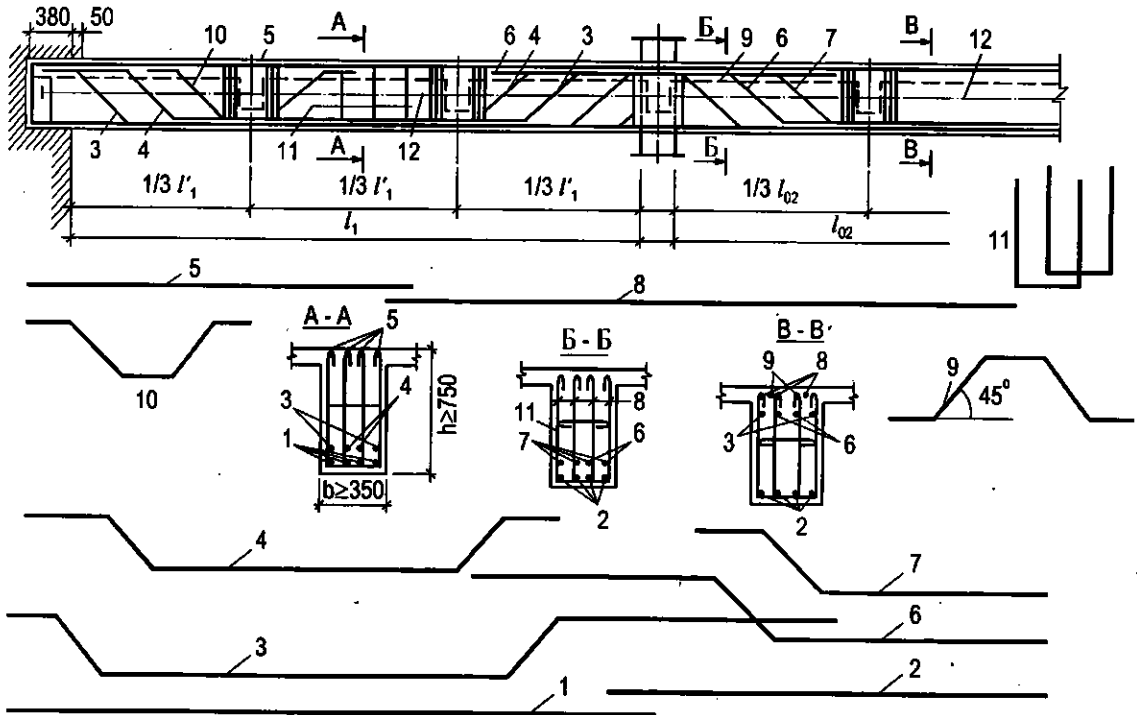


Hình 6.9: Bố trí cốt thép treo tại vị trí dầm chính gặp dầm phụ

1. dầm chính; 2. dầm phụ; 3. khe nứt; 4. cốt thép treo

Nếu dùng khung thép buộc, có thể bố trí như trên hình 6.10.

Tính toán thiết kế các bộ phận của sàn sườn toàn khối có bản loại dầm thường được thực hiện theo trình tự từ trên xuống dưới: bản, dầm phụ và dầm chính.

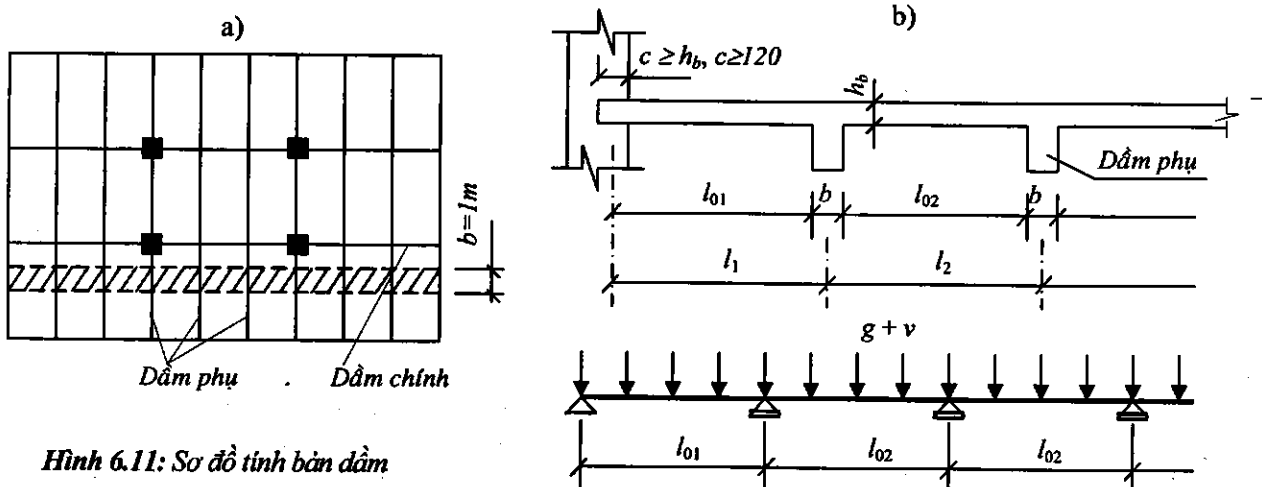


Hình 6.10: Bố trí khung thép buộc cho dầm chính

## 6.2. TÍNH TOÁN SÀN SƯỜN BẢN DẦM

### 6.2.1. Tính toán bản dầm

#### 1. Sơ đồ tính bản dầm



Hình 6.11: Sơ đồ tính bản dầm

Vì bản dầm được coi là chỉ làm việc theo phương cạnh ngắn của ô bản, nên trong tính toán chỉ tính cho một dải bản rộng  $1m$  theo phương thẳng góc với dầm phụ (hình 6.11,a).

Bản sàn thường được tính theo sơ đồ biến dạng dèo:

Dải bản được xem như dầm liên tục mà khớp dèo sẽ xuất hiện ở mép các gối tựa. Nhịp tính toán ở các nhịp giữa của bản lấy bằng khoảng cách trong giữa hai mép dầm phụ ( $l_{02}$ ), còn nhịp tính toán biên ( $l_{01}$ ) lấy bằng khoảng cách từ mép dầm phụ đến mép trong của tường cộng thêm  $1/2$  chiều dày bản ( $l_{01}$  và  $l_{02}$  xem trên hình 6.11,b):

$$l_{02} = l_2 - b_p \quad (6.1)$$

$$l_{01} = l_1 - b_p/2 + h_b/2 \quad (6.2)$$

Khi  $l_{01}$  và  $l_{02}$  chênh nhau không nhiều (dưới 10%) thì để đơn giản, có thể coi như các nhịp ( $l_0$ ) bằng nhau và lấy bằng trị số lớn hơn trong hai trị số đó.

## 2. Tải trọng tác dụng trên bản dầm

- Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải), ký hiệu  $g_b$  ( $daN/m^2$ );
- Tải trọng tạm thời (hoạt tải), ký hiệu  $v_b$  ( $daN/m^2$ ).

Tĩnh tải gồm có trọng lượng bản thân của bản bê tông cốt thép, trọng lượng các lớp phủ, lớp lót, lớp trát (tô), được xác định theo số liệu thực tế về chiều dày và trọng lượng riêng của vật liệu.

Trị số tính toán của toàn bộ tĩnh tải:

$$g_b = \sum_{i=1}^4 n_i \gamma_i \delta_i \quad (daN/m^2) \quad (6.3)$$

Trong đó:  $\delta_i$ ,  $\gamma_i$ ,  $n_i$  – lần lượt là chiều dày, trọng lượng riêng và hệ số vượt tải của lớp vật liệu thứ  $i$ .

Hoạt tải tiêu chuẩn  $v_{tc}$  được lấy theo tiêu chuẩn "Tải trọng và tác động" - TCVN 2737-95. Hoạt tải tính toán là tích số hoạt tải tiêu chuẩn  $v_{tc}$  và hệ số vượt tải  $n_p$ :

$$v_b = n_p v_{tc} \quad (daN/m^2) \quad (6.4)$$

Trong đó:  $n_p = 1,2 \div 1,4$ ; đối với sàn nhà dân dụng  $n_p = 1,2$ .

## 3. Nội lực bản dầm

Theo phương pháp tính bản có kể đến biến dạng dèo, người ta đã thiết lập công thức tính mômen dương ở các nhịp trung gian  $M_{nhg}$  và mômen âm ở các gối tựa trung gian  $M_{gg}$  (kể từ gối thứ ba – nếu dải có từ 4 nhịp trở lên) được xác định theo công thức:

$$M_{nhg} = -M_{gg} = \frac{q_b l_o^2}{16} \quad (6.5)$$

còn mômen dương ở nhịp biên  $M_{nhb}$  và mômen âm ở gối tựa trung gian đầu tiên  $M_{gb}$  (gối 2):

$$M_{nhb} = -M_{gb} = \frac{q_b l_o^2}{11} \quad (6.6)$$

Trong các công thức trên:

$q_b$  - tổng tĩnh tải và hoạt tải tính toán của bản:

$$q_b = (g_b + v_b) \times 1m \text{ (daN/m)} \quad (6.7)$$

$l_o$  - nhịp tính toán của bản ( $l_{o1}$  nếu là nhịp biên;  $l_{o2}$  nếu là nhịp trung gian – xem hình 6.11,b).

#### 4. Tính và bố trí cốt thép bản dầm

Tính cốt thép cho dầm bản như một cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật có chiều rộng  $b = 1m$ , chiều cao là chiều dày bản  $h_b$ . Khoảng cách  $a$  từ mép chịu kéo đến trọng tâm cốt thép được chọn khoảng  $1,5 \div 2,5cm$ . Cần chú ý là bản được tính theo sơ đồ dèo nên cần hạn chế trị số  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{M}{R_n b h_o^2} \leq 0,3. \quad (6.8)$$

Khi  $\alpha > 0,3$  thì cần tăng chiều dày bản  $h_b$  rồi tính lại từ đầu.

Cốt thép được tính cho các tiết diện giữa nhịp và gối tựa.

Tỉ lệ tối thiểu của cốt thép  $\mu_{min}$  lấy bằng 0,1%. Khi  $\mu < \mu_{min}$ , nên giảm chiều dày bản  $h_b$  rồi tính lại. Nếu không thể giảm được chiều dày bản thì lấy  $\mu = \mu_{min}$  và diện tích cốt thép được ấn định là  $A_s = \mu_{min} b h_o$ . Đối với bản,  $\mu$  nằm trong khoảng 0,3% đến 0,9% là hợp lý.

Cốt thép chịu lực chỉ nên dùng một loại đường kính hoặc là hai loại đường kính chênh nhau 2mm đặt xen kẽ nhau. Đường kính và khoảng cách cốt thép chịu lực, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo theo chỉ dẫn ở mục 6.1.2.

#### 6.2.2. Tính toán dầm phụ

##### 1. Sơ đồ tính

Dầm phụ được tính như một dầm liên tục, gối lên các dầm chính và tường (hình 6.12). Khi tính theo sơ đồ khớp dèo, nhịp tính toán của dầm phụ được lấy như sau:

- Các nhịp trung gian lấy bằng khoảng cách giữa hai mép dầm chính:

$$l_{o2} = l_2 - b_c \quad (6.9)$$

- Nhịp biên lấy bằng khoảng cách từ mép dầm phụ đến mép tường cộng với 1/2 chiều dài đoạn dầm phụ ( $c$ ) nằm trong tường:

$$l_{o1} = l_1 - b_c / 2 + c / 2 \quad (6.10)$$

##### 2. Tải trọng

Tải trọng của dầm phụ gồm có tĩnh tải  $g_d$  và hoạt tải  $v_d$ . Tĩnh tải là trọng lượng của dầm phụ và trọng lượng bản trong phạm vi bề rộng bằng khoảng cách giữa trục các dầm phụ ( $l_{ng}$ ). Hoạt tải do bản truyền xuống cũng trong phạm vi đó. Như vậy:

- Tĩnh tải:

$$g_d = g_b l_{ng} + g_o \text{ (daN/m)} \quad (6.11)$$

Trong đó:  $g_b$  - tĩnh tải của bản, tính theo (6.3);

$l_{ng}$  - khoảng cách giữa trục các dầm phụ;

$g_o$  - trọng lượng 1 m chiều dài phần sườn của dầm phụ:

$$g_o = n \gamma_{btbp} (h_p - h_b) \quad (6.12)$$

$n = 1,05$ ;  $b_p$  - bề rộng sườn dầm phụ;  $h_p$  - chiều cao dầm phụ;  $h_b$  - chiều dày bản;

- Hoạt tải:

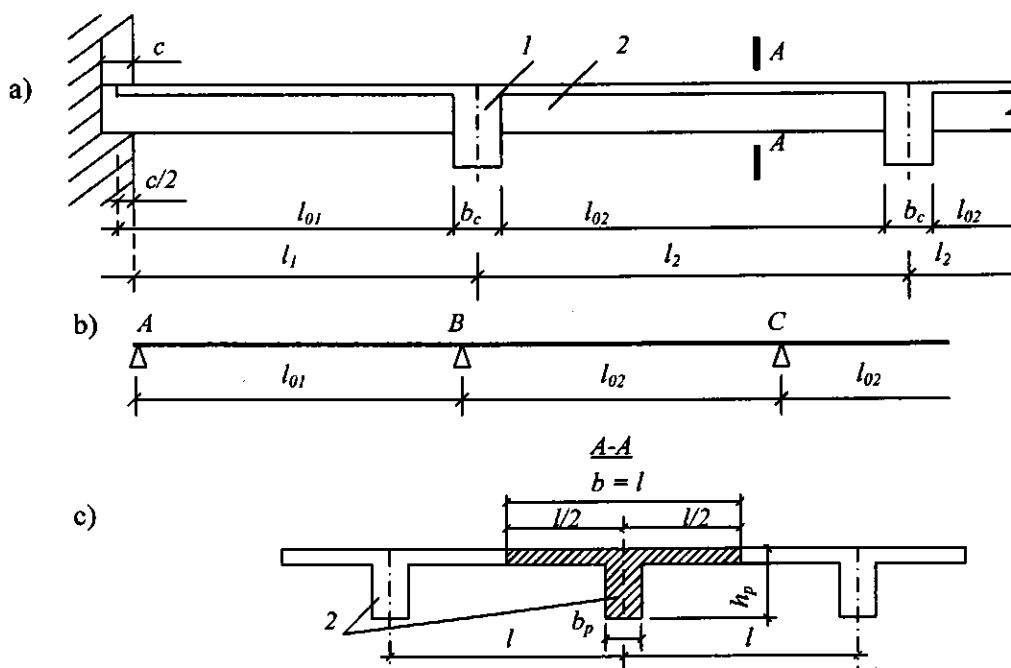
$$v_d = v_b l_{ng} \text{ (daN/m)} \quad (6.13)$$

Trong đó:  $v_b$  - hoạt tải tính toán của bản (công thức 6.4).

### 3. Nội lực dầm phụ

Biểu đồ bao mômen, khi các nhịp bằng nhau hoặc chênh nhau không quá 10%, được vẽ như trên hình 6.13; các tung độ của biểu đồ tính theo công thức:

$$M = \beta (g_d + v_d) l_o^2 \quad (6.14)$$



**Hình 6.12: Sơ đồ tính dầm phụ**

1- dầm chính; 2- dầm phụ

(nhịp tính toán  $l_o$  lấy trị số lớn hơn trong hai trị số nhịp biên và nhịp trung gian).

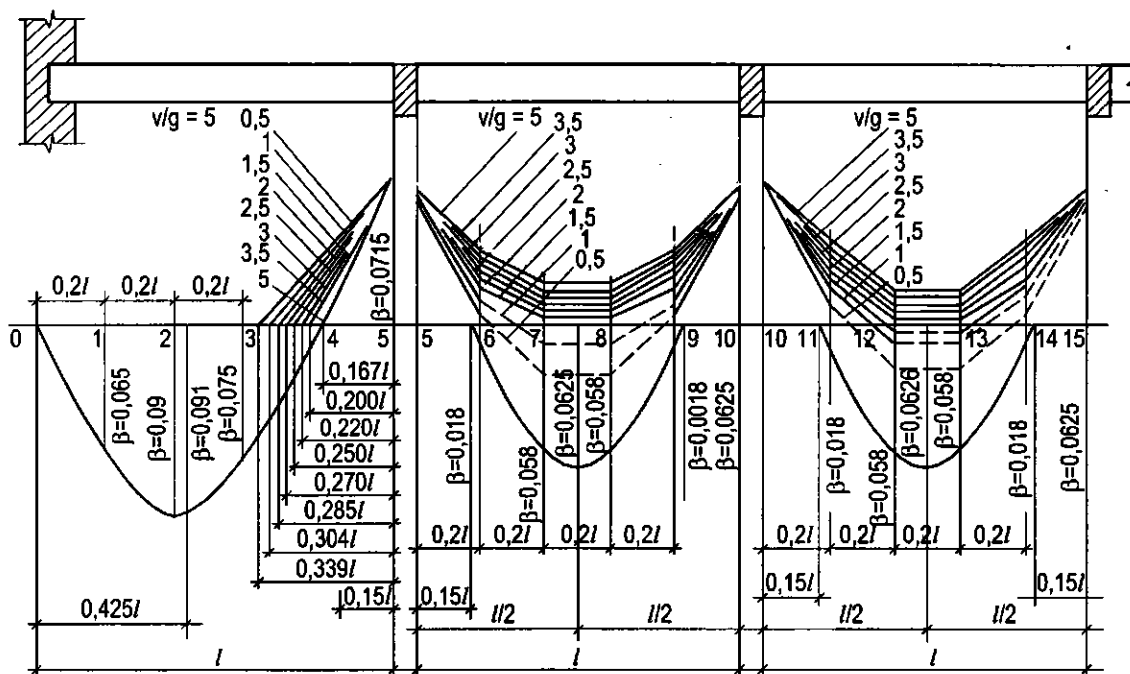
Hệ số  $\beta$  trong công thức 6.14 để vẽ nhánh dưới của biểu đồ bao mômen phụ thuộc vào vị trí tiết diện, được ghi trực tiếp trên hình 6.13.



Hệ số  $\beta$  để vẽ nhánh trên, ngoài việc phụ thuộc vị trí tiết diện, còn phụ thuộc tỉ số giữa hoạt tải và tĩnh tải  $v_d/g_d$ , được ghi trong bảng 6.1.

**Bảng 6.1. Hệ số  $\beta$  để vẽ nhánh trên của biểu đồ bao momen dầm phụ**

$\frac{v_d}{g_d}$	Hệ số $\beta$ tại tiết diện										
$g_d$	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,010	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,0715	-0,020	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0,000	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,0715	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625



**Hình 6.13. Biểu đồ bao mômen của dầm phụ**

Hình 6.13 và bảng 6.1 cần được sử dụng cùng với nhau.

Không cần vẽ biểu đồ bao lực cắt mà chỉ cần tính trị số lực cắt tại một số tiết diện:

- Tại gối tựa biên (gối A):

$$Q_A = 0,4(g_d + v_d) l_{01} \quad (6.15)$$

- Tại tiết diện bên trái gối tựa trung gian đầu tiên (gối B):

$$Q_{Br} = 0,6(g_d + v_d) l_{01} \quad (6.16)$$

- Tại tiết diện bên phải gối tựa trung gian đầu tiên, cũng như tại tiết diện bên trái và bên phải các gối tựa trung gian còn lại:

$$Q_{Ctr} = Q_{Cph} = 0,5(g_d + v_d) l_{02} \quad (6.17)$$

( $l_{01}$ ,  $l_{02}$  và các gối tựa A, B, C xem trên hình 6.12,b).

#### 4. Tính và bố trí cốt thép dọc của dầm phụ

Cốt thép dọc được tính tại các tiết diện có mômen dương lớn nhất ở các nhịp và mômen âm tại các gối tựa.

Tại gối tựa, vì mômen căng phía trên nên tiết diện được tính như tiết diện chữ nhật có chiều rộng  $b_p$ , chiều cao  $h_p$  (hình 6.14,a).

Giữa nhịp tính với tiết diện chữ T (hình 6.14,b). Chiều rộng của cánh tiết diện là  $b'_f = b_p + 2c$ , trong đó  $c$  là phần vưon ra của mỗi bên cánh, theo quy định không được lấy vượt quá các trị số sau:

+ 1/2 khoảng cách giữa mép các dầm phụ:  $c \leq (l_{ng} - b_p) / 2$ ;

+ 1/6 nhịp tính toán của dầm phụ:  $c \leq l_{o2} / 6$ ;

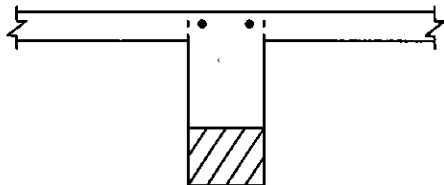
+  $6h_b$ , nếu  $h_b \leq 0,1h_p$  ( $c \leq 6h_b$ );

+  $9h_b$ , nếu  $h_b > 0,1h_p$  ( $c \leq 9h_b$ ).

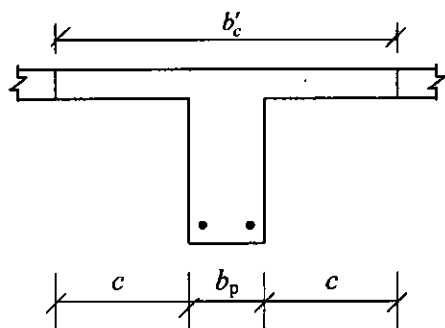
( $h_b$  – chiều dày bản;  $h_p$  – chiều cao dầm phụ).

Với các tiết diện giữa nhịp, cần xác định vị trí trục trung hòa (đi qua cánh hoặc đi qua sườn tiết diện), từ đó vận dụng công thức tính cốt thép thích hợp.

a)



b)



**Hình 6.14:** Tiết diện tính toán của dầm phụ

a) Tại gối tựa; b) Giữa nhịp

Tương tự như bản, đối với dầm phụ, do tính nội lực theo các công thức xét đến biến dạng dẻo nên cũng cần hạn chế hệ số  $\alpha$  theo điều kiện 2.8. Nếu  $\alpha > 0,3$  thì phải tăng kích thước tiết diện dầm phụ rồi tính lại từ nội lực trở đi.

Tỉ số cốt thép dầm hợp lý trong khoảng  $0,8\% \div 1,5\%$ . Tỉ số tối thiểu  $\mu_{\min} = 0,15\%$ .

### 5. Tính và bố trí cốt thép ngang của dầm phụ

Thông thường dầm phụ có lực cắt khá nhỏ nên không cần cốt xiên. Chỉ cần bố trí cốt đai theo yêu cầu cấu tạo rồi kiểm tra lại khả năng chịu lực cắt, hoặc có thể từ lực cắt đã biết, tính bước cốt đai ( $u$ ) và bố trí phù hợp với yêu cầu cấu tạo.

Cốt xiên nhiều khi không tính toán nhưng vẫn được bố trí một cách cấu tạo: một số thanh cốt dọc ở giữa nhịp chịu mômen dương được uốn lên gối để chịu mômen âm; điểm uốn ở phía trên các gối tựa trung gian phải cách mép gối một đoạn không nhỏ hơn  $h_0/2$ .

Khoảng cách cốt đai ( $u$ ) xác định theo tính toán nhưng còn phải tuân theo yêu cầu cấu tạo sau:

Trong đoạn dầm gần gối tựa ( $1/4$  nhịp):

- Khi chiều cao dầm  $h \leq 45 \text{ cm}$  thì  $u \leq h / 2$  và  $u \leq 15 \text{ cm}$ ;
- Khi  $h > 45 \text{ cm}$  thì  $u \leq h / 3$  và  $30 \text{ cm}$ .

Trong đoạn dầm còn lại ở giữa nhịp:  $u \leq 3h / 4$  và  $u \leq 50 \text{ cm}$ .

Trường hợp cần tính cốt xiên cho dầm phụ, hoặc trường hợp không cần tính nhưng vẫn bố trí cốt xiên cấu tạo thì phải vẽ hình bao vật liệu cho dầm phụ; cách vẽ tương tự như đối với dầm chính (xem phần tính toán dầm chính ở mục 6.2.3).

### 6.2.3. Tính toán dầm chính

#### 1. Sơ đồ tính dầm chính

Dầm chính có thể được đổ bê tông toàn khối với các cột, tạo thành một kết cấu khung bê tông cốt thép. Khi đó nội lực trong dầm chính-khung được xác định bằng các phương pháp của Cơ học kết cấu, với tổ hợp tải trọng gồm các tĩnh tải và hoạt tải đứng và ngang (xem phần kết cấu nhà).

Tuy nhiên trong một số trường hợp, có thể tính toán dầm chính một cách đơn giản theo sơ đồ dầm liên tục, nếu thỏa mãn các điều kiện sau:

- Trong kết cấu nhà có những vách cứng chịu tải trọng ngang, khung nhà chỉ chủ yếu chịu tải trọng thẳng đứng;
- Dầm chính kê tự do lên cột, hoặc đúc liền khối với cột nhưng có độ cứng đơn vị ( $EJ/L$ ) lớn hơn 4 lần so với cột.

Trong chương này xét trường hợp dầm chính được coi như một dầm liên tục. Sơ đồ tính thuộc một trong các mẫu của phụ lục C.

Khi đó dầm chính thường được tính theo sơ đồ đàn hồi. Nhịp tính toán lấy như sau:

- Nhịp giữa:  $l_2 = l_c$  (khoảng cách giữa trục các cột);
- Nhịp biên:  $l_1 = l_{oc} + c/2$  (khoảng cách giữa trục cột đến mép tường cộng với  $1/2$  chiều dài đoạn dầm chính  $c$  nằm trong tường; đoạn  $c$  tối thiểu phải là  $34 \text{ cm}$ ).

## 2. Tải trọng tác dụng lên dầm chính

Tĩnh tải gồm có:

- Trọng lượng dầm phụ trên một chiều dài bằng khoảng cách giữa các dầm chính (bằng cạnh dài của ô bản)  $l_d$  (kể cả trọng lượng bản), được đưa về lực tập trung  $G_1$  đặt tại các vị trí giao nhau giữa dầm phụ và dầm chính:

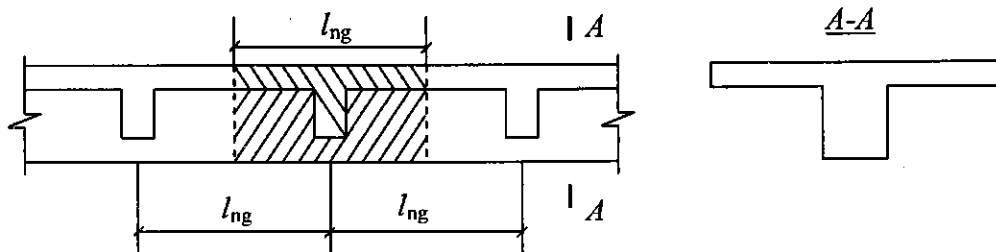
$$G_1 = g_d l_d \text{ (kN)} \quad (6.18)$$

( $g_d$  – tĩnh tải tính toán của dầm phụ – tính theo 6.11).

- Trọng lượng dầm chính phân bố đều, nhưng để đơn giản cũng được đưa về lực tập trung  $G_o$ , bằng trọng lượng của đoạn dầm chính có chiều dài bằng cạnh ngắn của ô bản  $l_{ng}$  (đoạn vạch chéo trên hình 6.15,a), có cùng điểm đặt với lực  $G_1$ :

$$G_o = n \gamma_{btb} (h - h_b) l_{ng} \text{ (kN)} \quad (6.19)$$

( $n = 1,05$ ;  $b$  – chiều rộng dầm chính;  $h$  – chiều cao dầm chính;  $h_b$  – chiều dày bản).



Hình 6.15: Xác định tải trọng và tiết diện dầm chính

- Tĩnh tải tổng cộng:

$$G = G_1 + G_o \text{ (kN)} \quad (6.20)$$

Hoạt tải:

Hoạt tải  $v_d$  của dầm phụ được đưa về lực tập trung  $V$ , đặt tại cùng vị trí với tĩnh tải  $G$ :

$$V = v_d l_d \text{ (kN)} \quad (6.21)$$

( $v_d$  - hoạt tải tính toán của dầm phụ;  $l_d$  - khoảng cách giữa trục hai dầm chính kề nhau).

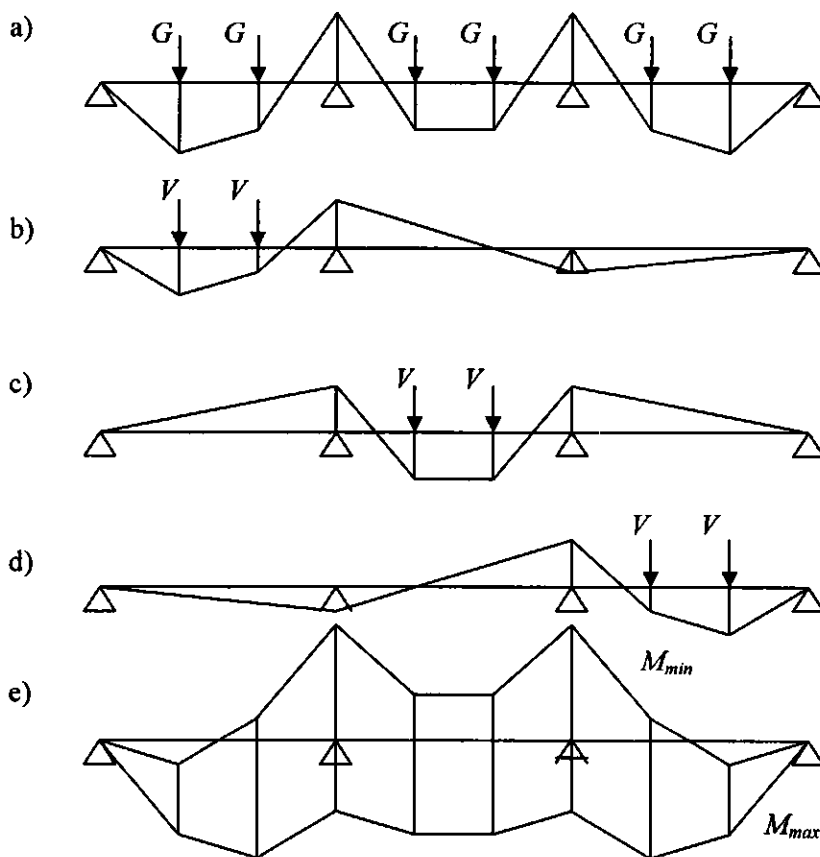
## 3. Xác định nội lực dầm chính

Trước hết xét cách tính toán và vẽ biểu đồ bao nội lực cho dầm chính. Giả sử dầm chính có  $n$  nhịp. Tải trọng thường xuyên  $G$  (tĩnh tải) và tải trọng tạm thời  $V$  (hoạt tải) đã được xác định ở trên. Trong mỗi nhịp của dầm chính có thể có một, hai hoặc ba dầm phụ (tùy theo cấu tạo hệ dầm); để đơn giản, giả thiết rằng *trong từng nhịp* của dầm chính, hoạt tải  $V$  đồng thời tác dụng tại tất cả các vị trí có dầm phụ này (tại các điểm đặt của  $G$  trong mỗi nhịp).

Cách thực hành để vẽ biểu đồ bao mômen như sau:

- Vẽ biểu đồ mômen  $M_G$  do tĩnh tải  $G$  gây ra (hình 6.16,a);

- Vẽ các biểu đồ  $M_{V1}, M_{V2}, \dots, M_{Vn}$  lần lượt do các hoạt tải  $V$  tác dụng trong nhịp thứ nhất, thứ hai, ..., thứ  $n$  gây ra (hình 6.16,b,c,d). Trên hình 6.16 chỉ vẽ dầm 3 nhịp nên chỉ có 3 biểu đồ do mômen hoạt tải gây ra;



**Hình 6.16:** Vẽ biểu đồ bao mômen của dầm chính bằng cách tổ hợp

- Tính tung độ biểu đồ bao mômen  $M_{max}$  và  $M_{min}$  tại các tiết diện (đối với dầm chính thì tính tại các vị trí có lực tập trung) theo công thức:

$$M_{max} = M_G + \sum M_{Vi}^{(+)} \quad (6.22)$$

$$M_{min} = M_G + \sum M_{Vi}^{(-)} \quad (6.23)$$

Trong đó:

$M_G$  – tung độ biểu đồ bao mômen do tĩnh tải  $G$  (dấu dương hoặc âm) gây ra tại tiết diện xét;

$\sum M_{Vi}^{(+)}$  - tổng tất cả các tung độ dương (không lấy tung độ âm) do các hoạt tải  $V$  tác dụng trong từng nhịp gây ra tại tiết diện xét;

$\sum M_{Vi}^{(-)}$  - tổng tất cả các tung độ âm (không lấy tung độ dương) do các hoạt tải  $V$  tác dụng trong từng nhịp gây ra tại tiết diện xét.

Tại mỗi tiết diện,  $M_{\max}$  và  $M_{\min}$  có thể khác dấu hoặc cùng dấu (hình 6.16.e).

Khi vẽ biểu đồ  $M_G$  hoặc mỗi biểu đồ  $M_{Vi}$ , nên dùng chương trình máy tính, không nên lập và giải hệ phương trình ba mômen vì sẽ tốn nhiều thời gian và không tránh khỏi sai sót.

Biểu đồ bao lực cắt cũng được vẽ theo cách tương tự như biểu đồ bao mômen.

Cách làm như trên đây gọi là tổ hợp để tìm nội lực bất lợi nhất trong dầm chính. Nếu không dùng cách tổ hợp, thì có thể dùng bảng tra để tính tung độ biểu đồ bao nội lực theo các công thức:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \alpha_0 G l + \alpha_1 V l ; \\ M_{\min} &= \alpha_0 G l + \alpha_2 V l ; \\ Q_{\max} &= \beta_0 G + \beta_1 V ; \\ Q_{\min} &= \beta_0 G + \beta_2 V ; \end{aligned} \quad (6.24)$$

Trong đó:  $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \beta_0, \beta_1, \beta_2$  là các hệ số phụ thuộc số nhịp của dầm chính, vị trí và số lượng dầm phụ trong mỗi nhịp, đã được lập sẵn thành bảng (xem phụ lục C).

#### 4. Tính và bố trí cốt thép dầm chính

Dầm chính có tiết diện chữ T, nhưng tại các đoạn có mômen âm (căng trên) thì tiết diện chỉ tính với phần sườn, nghĩa là tính như tiết diện chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng sườn dầm. Khi mômen dương, cần xét vị trí trục trung hòa của tiết diện chữ T.

Trị số mômen âm để tính cốt thép phía trên là mômen ở mép dầm chính, gọi là mômen mép gối  $M_{mg}$ , cách xác định như sau:

$$M_{mg} = M_g - \Delta M \quad (6.25)$$

Trong đó:  $M_g$  - mômen tại tâm gối;

$\Delta M$  - chênh lệch mômen giữa tâm gối và mép gối;

$M_{mg}$  ở bên trái và bên phải có thể khác nhau, cần lấy trị số lớn hơn để tính cốt thép.

Tại các tiết diện giữa nhịp, bề rộng cánh chữ T để tính toán không được lấy lớn hơn các trị số sau:

- + 1/2 khoảng cách trong giữa các dầm chính:  $c \leq (l_d - b_p) / 2$ ;
  - + 1/6 nhịp tính toán của dầm chính;
  - +  $6h_b$ , nếu  $h_b \leq 0,1h_c$  ( $c \leq 6h_b$ );
  - +  $9h_b$ , nếu  $h_b > 0,1h_c$  ( $c \leq 9h_b$ ).
- ( $h_b$  - chiều dày bản;  $h_c$  - chiều cao dầm chính).

Bố trí cốt thép dọc chịu lực theo cách tương tự như đối với dầm phụ.

Đối với dầm chính thường phải tính toán và bố trí cả cốt đai và cốt xiên. Cách tính đã trình bày trong chương 3. Cần chú ý tận dụng cốt dọc uốn làm cốt xiên. Khi không thể kết hợp cốt dọc làm cốt xiên thì đặt thêm những thanh cốt xiên dạng vai bờ. Tại mỗi vị trí, cốt xiên phải đối xứng qua mặt phẳng thẳng đứng chứa trục dầm.

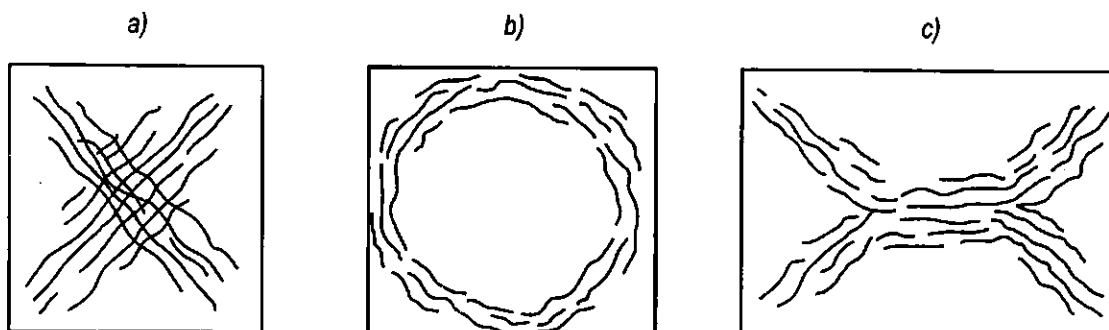
Sau khi bố trí xong cốt xiên, cần phải vẽ hình bao vật liệu để đánh giá lại mức độ hợp lý của việc bố trí các loại cốt thép của dầm chính. Hình bao vật liệu phải được vẽ với cùng tỉ lệ với biểu đồ bao mômen để có thể so sánh. Theo nguyên tắc, hình bao vật liệu không được nằm bên trong biểu đồ bao mômen, nhưng nếu nó nằm cách xa biểu đồ bao mômen thì chứng tỏ việc bố trí cốt thép chưa hợp lý, cần có sự chỉnh sửa để tránh lãng phí vật liệu.

### 6.3. TÍNH TOÁN SÀN SƯỜN TOÀN KHỐI CÓ BẢN LIÊN KẾT BỐN CẠNH

#### 6.3.1. Khái niệm

Làm thí nghiệm một bản vuông, bốn cạnh đúc liền khối với dầm. Dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều, bản bị uốn cong theo cả hai phương. Phía dưới của bản các vết nứt xuất hiện theo phương các đường chéo (hình 6.17,a), còn phía trên các vết nứt xuất hiện vòng quanh theo chu vi bản (hình 6.17,b). Sự xuất hiện các vết nứt như vậy chứng tỏ ở vùng giữa bản chịu mômen dương, còn ở góì bản chịu mômen âm; bản làm việc theo hai phương (tải trọng truyền theo hai phương). Vì vậy bản được gọi là *bản hai phương* hay *bản liên kết bốn cạnh*. Nếu thí nghiệm với bản chữ nhật, các vết nứt ở phía dưới của bản sẽ như hình hình 6.18,c và nếu thí nghiệm với bản mà bốn cạnh chỉ kê tự do lên dầm thì khi chịu uốn, các góc bản sẽ bị vênh lên khỏi góì tựa.

Trong tính toán thiết kế, những bản mà tỉ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn bé hơn 2 thì được coi là bản làm việc hai phương.



**Hình 6.17:** Vết nứt trong bản kê bốn cạnh chịu tải trọng phân bố đều  
a) Mặt dưới; b) Mặt trên; c) Mặt dưới của bản chữ nhật.

Thông thường, bản làm việc hai phương sử dụng ít bê tông và cốt thép hơn bản loại dầm, do đó có thể làm nhịp lớn hơn.

#### 6.3.2. Tính bản làm việc hai phương theo phương pháp gần đúng

##### 1. Tính bản đơn

Trước hết xét một bản kê tự do lên bốn cạnh (hình 6.18). Tưởng tượng bản gồm các dải song song với các cạnh  $l_1$  hoặc  $l_2$  của bản. Nếu tải trọng tác dụng trên bản là  $q$  thì có

thể phân tải trọng đó làm hai thành phần: phần truyền cho các dải theo phương  $l_1$  là  $q_1$ , còn phần truyền cho các dải theo phương  $l_2$  là  $q_2$ :

$$q = q_1 + q_2 \quad (6.26)$$

Lấy hai dải bản ở chính giữa rộng bằng nhau để xét. Độ võng ở điểm giữa nhịp của mỗi dải là  $f_1$  và  $f_2$ :

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q_1 l_1^4}{EI_1}; \quad f_2 = \frac{5}{384} \frac{q_2 l_2^4}{EI_2}.$$

Vì hai điểm này thực chất là cùng một điểm nên  $f_1 = f_2$ . Mặt khác hai dải có cùng tiết diện nên  $I_1 = I_2$  ( $I$  là mômen quán tính của tiết diện). Từ đó rút ra được:

$$q_1 l_1^4 = q_2 l_2^4.$$

Kết hợp với công thức 6.26 rút ra:

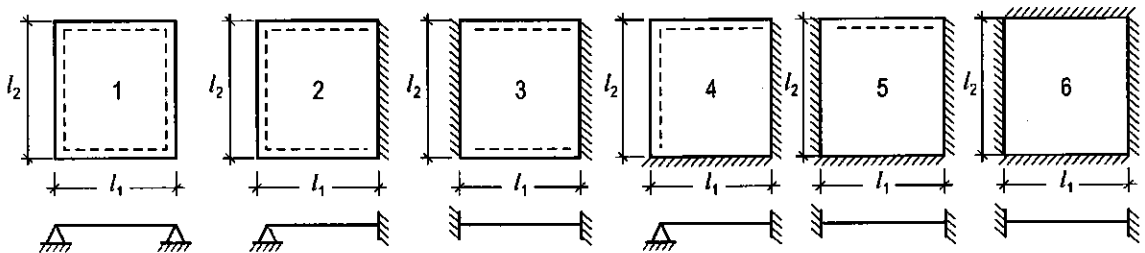
$$q_1 = \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4} q; \quad q_2 = \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4} q \quad (6.27)$$

Như vậy, nếu ký hiệu  $l_1$  là cạnh ngắn của bản, còn  $l_2$  là cạnh dài, thì tỉ số giữa tải trọng truyền theo phương cạnh ngắn  $q_1$  và tải trọng truyền theo phương cạnh dài  $q_2$  sẽ là:

$$\frac{q_1}{q_2} = \left( \frac{l_2}{l_1} \right)^4.$$

Đối với bản đơn có một số liên kết ở cạnh là ngàm, thì sự phân phối tải trọng không tuân theo các công thức 6.27.

Bản đơn được chia thành 6 loại tùy theo tình hình liên kết ở các cạnh, như hình 6.19. Cần chú ý rằng theo cách phân loại này, không quy định cạnh ngắn hay cạnh dài mà tính theo liên kết, chẳng hạn như trong bản số 2 thì  $l_2$  là một cạnh ngàm, trong bản số 3 thì  $l_1$  là hai cạnh tự do song song,  $l_2$  là hai cạnh ngàm song song v.v...



Hình 6.18: Đồ thị tính bản đơn



Hình 6.19: Các loại bản đơn.



Đối với bản đơn loại  $k$  bất kỳ trong 6 loại trên, người ta đã thiết lập các công thức tổng quát sau đây để tiện sử dụng trong tính toán thiết kế:

Tải trọng truyền theo phương các cạnh  $l_1$  và  $l_2$ :

$$q_1 = \chi_{k1} q; \quad q_2 = (1 - \chi_{k1}) q \quad (6.28)$$

Mômen dương lớn nhất giữa dải bản song song với các cạnh  $l_1$  và  $l_2$ :

$$M_1 = \frac{q l_1^2}{\phi_{k1}}; \quad M_2 = \frac{q l_2^2}{\phi_{k2}} \quad (6.29)$$

Mômen âm ở gối phụ thuộc vào liên kết ở hai cạnh đối diện:

- Mômen tại cạnh ngàm khi cạnh đối diện kê tự do:

$$M_{g1} = -\frac{1}{8} q_1 l_1^2 \text{ hoặc } M_{g2} = -\frac{1}{8} q_2 l_2^2 \quad (6.30)$$

(công thức đầu dùng cho trường hợp cạnh ngàm là  $l_2$ , cạnh đối diện kê tự do; công thức sau - cạnh ngàm là  $l_1$ , cạnh đối diện kê tự do).

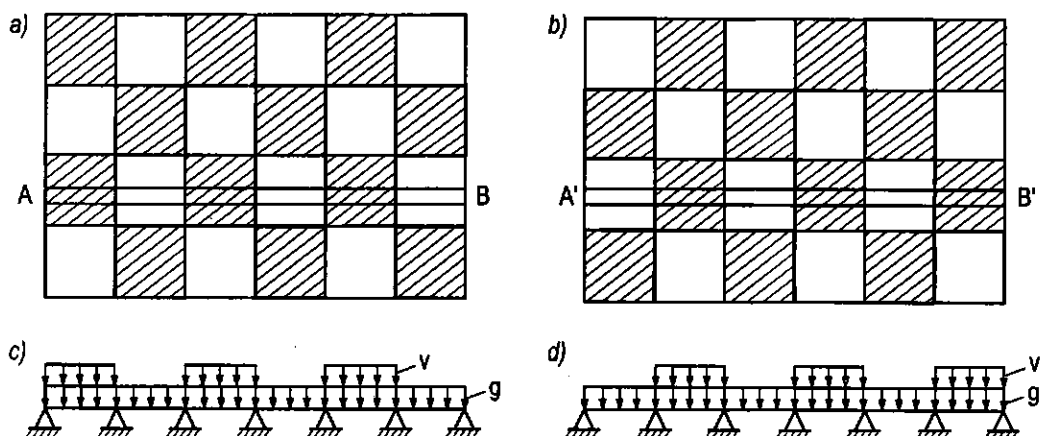
- Mômen khi hai cạnh đối diện  $l_2$  (hoặc  $l_1$ ) đều là ngàm:

$$M_{g1} = -\frac{1}{12} q_1 l_1^2 \text{ hoặc } M_{g2} = -\frac{1}{12} q_2 l_2^2 \quad (6.31)$$

Trong các công thức trên, các hệ số  $\phi_{k1}$ ,  $\phi_{k2}$ ,  $\chi_{k1}$  cho ở bảng 1 phụ lục D, phụ thuộc vào loại bản và tỉ số  $l_2/l_1$ ; ký hiệu  $k$  chỉ loại bản, còn các ký hiệu 1 hoặc 2 chỉ phương song song với các cạnh  $l_1$  và  $l_2$ , không phân biệt cạnh dài hay cạnh ngắn.

## 2. Tính bản liên tục

Để tính các bản liên tục theo cách gần đúng, người ta coi chúng là một hệ thống các bản đơn như hình 6.20 để tiện dùng các bảng đã lập sẵn của bản đơn.



**Hình 6.20:** Vị trí bất lợi của hoạt tải đối với mômen dương của bản.  
a và b) Hai sơ đồ xếp hoạt tải; c) Tải trọng trên dải AB; d) Tải trọng trên dải A'B'.

Tĩnh tải và hoạt tải tính toán được xác định theo (6.3) và (6.4).

Mômen dương ở giữa các ô bản được coi là có giá trị lớn nhất khi hoạt tải  $v_b$  đặt cách nhịp (còn tĩnh tải  $g_b$  luôn có trên tất cả các ô bản). Tải trọng tác dụng như vậy được chia thành hai phần:

$$q' = g_b + \frac{v_b}{2} \text{ và } q'' = \frac{v_b}{2} \quad (6.32)$$

Tải trọng  $q'$  phân bố đều trên tất cả các nhịp (hình 6.21,b), còn  $q''$  tác dụng ngược chiều nhau trên các nhịp kề nhau (hình 6.21,d).

- Dưới tác dụng của  $q'$  trong bản có biểu đồ mômen  $M'$  trên hình 6.21,c; tại các gối có mômen âm nên có thể xem gần đúng các gối giữa như liên kết ngàm. Để tính  $M'$  giữa nhịp các ô bản được coi như bản đơn loại  $k$  ( $k = 2, 3, \dots, 6$ ) nhưng thay các gối giữa bằng liên kết ngàm:

$$M'_{ki} = \frac{q' l_i^2}{\varphi_{ki}} \quad (i = 1; 2).$$

- Dưới tác dụng của  $q''$  trong bản có biểu đồ mômen  $M''$  trên hình 6.21,e; tại các gối không có mômen nên có thể xem các ô bản như những bản đơn có bốn cạnh kê tự do (bản loại 1);  $M''$  giữa nhịp của chúng:

$$M''_{ki} = \frac{q'' l_i^2}{\varphi_{li}} \quad (i = 1; 2).$$

Cộng các mômen này sẽ được mômen giữa nhịp các ô bản:

$$\begin{cases} M_{k1} = \frac{q' l_1^2}{\varphi_{k1}} \pm \frac{q'' l_1^2}{\varphi_{l1}} \\ M_{k2} = \frac{q' l_2^2}{\varphi_{k2}} \pm \frac{q'' l_2^2}{\varphi_{l2}} \end{cases} \quad (6.33)$$

Dùng dấu cộng (+) cho các nhịp có  $q'$  và  $q''$  tác dụng cùng chiều, dấu trừ (-) cho các nhịp có  $q'$  và  $q''$  tác dụng ngược chiều.

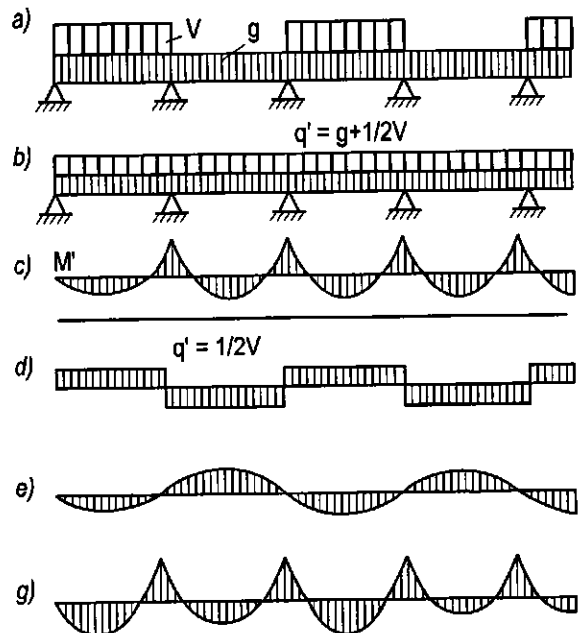
*Mômen gối:*

- Khi một cạnh là ngàm:

$$M_{gk1} = \frac{1}{8} \chi_{k1} q l_1^2; M_{gk2} = \frac{1}{8} \chi_{k2} q l_2^2 \quad (6.34)$$

- Khi hai cạnh đối diện là ngàm:

$$M_{gk1} = \frac{1}{12} \chi_{k1} q l_1^2; M_{gk2} = \frac{1}{12} \chi_{k2} q l_2^2 \quad (6.35)$$



**Hình 6.21:** Sơ đồ tính bản liên tục theo phương pháp gần đúng

Để tính cốt thép giữa nhịp, dùng các mômen  $M_{k1}$  và  $M_{k2}$ ; cốt thép gối, dùng mômen mép gối  $M_{mg}$ .

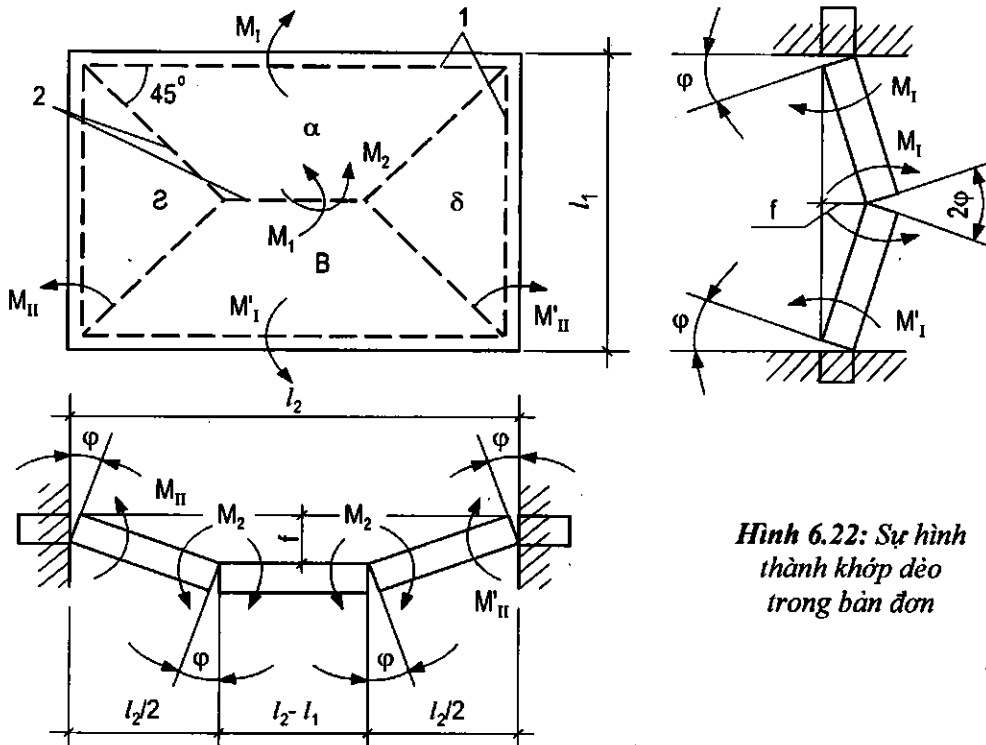
### 6.3.3. Tính bản kê bốn cạnh có kể đến biến dạng dẻo

Bản kê bốn cạnh, khi kể đến biến dạng dẻo, thường được tính theo phương pháp cân bằng giới hạn.

Ở trạng thái cân bằng giới hạn, mỗi ô bản được xem như một hệ thống gồm bốn phần tử liên kết với nhau bởi các khớp dẻo (hình 6.22), chịu tác dụng của sáu thành phần mômen:

- Hai mômen giữa nhịp:  $M_I$  và  $M_2$ ;
- Bốn mômen gối tựa:  $M_I, M_I', M_{II}, M_{II}'$ .

(tính cho một đơn vị bề rộng bản).



Hình 6.22: Sự hình thành khớp dẻo trong bản đơn

Mỗi thành phần mômen này, ký hiệu chung là  $M_i$ , phụ thuộc diện tích cốt thép bố trí cho bản:

$$M_i = R_s A_{si} Z \quad (6.36)$$

Trong đó:  $A_{si}$  - diện tích cốt thép trên mỗi đơn vị bề rộng bản;

$Z$  - tay đòn nội lực, thường lấy bằng  $0,9h_o$ .

Xét sự cân bằng công ngoại lực và công nội lực tác dụng trên ô bản, người ta đã lập được quan hệ giữa các thành phần mômen nói trên trong trường hợp cốt thép bố trí với hàm lượng và khoảng cách đều đặn trên toàn ô bản:

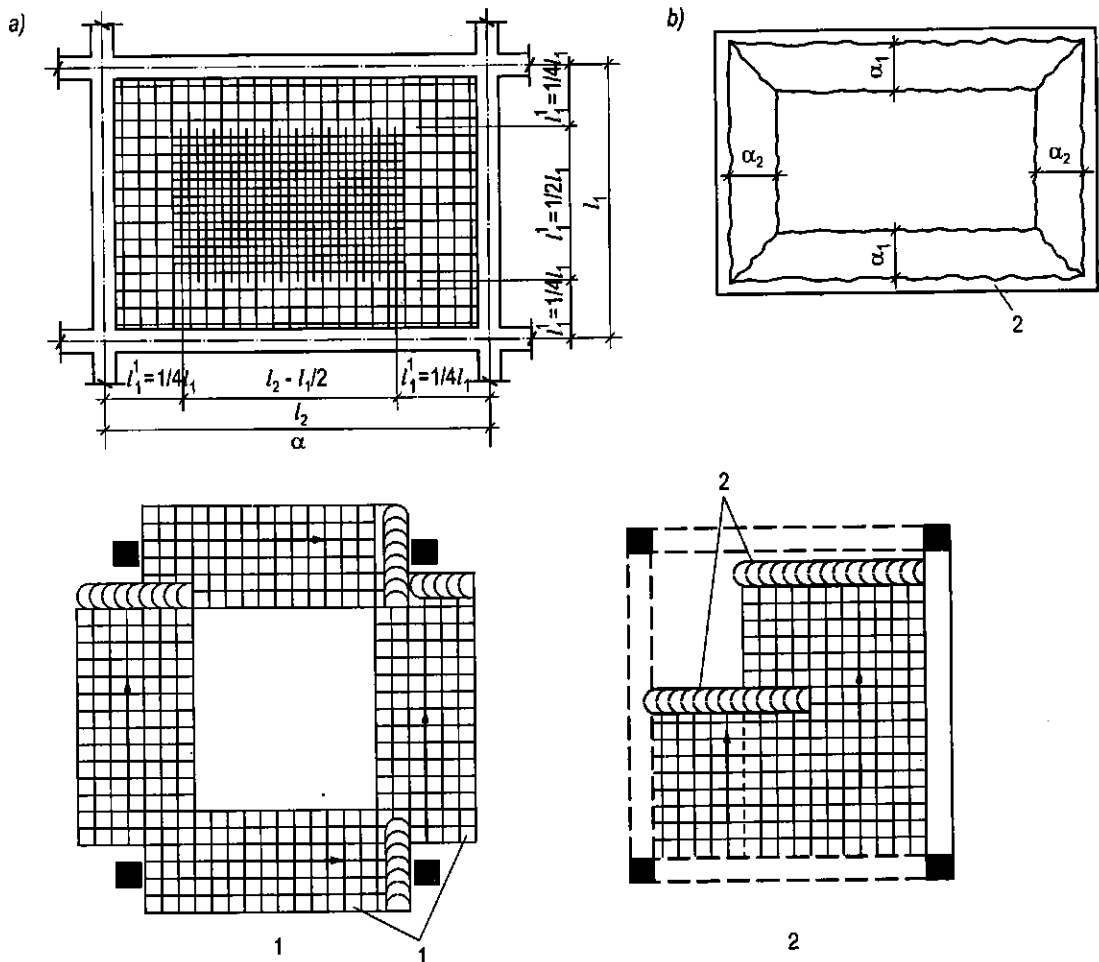
$$\frac{(g_b + v_b) l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_I + M'_I) \cdot l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II}) \cdot l_1 \quad (6.37)$$

Trong đó:  $g_b + v_b$  – tổng tải trọng thường xuyên và tạm thời của bản ( $\text{daN/m}^2$ );

$l_1, l_2$  – lần lượt là cạnh ngắn và cạnh dài của ô bản (hình 6.22).

Khi có cạnh kê tự do, thì mômen uốn trên cạnh đó bằng 0.

Nhưng thông thường cốt thép không bố trí đều đặn trên toàn ô bản, mà trong phạm vi hình chữ nhật có các cạnh  $l_1/2$  và  $l_2 - l_1/2$  ở giữa ô bản (hình 6.23,a) hàm lượng thép lớn gấp đôi so với phần còn lại (dùng hai lớp lưới); tại gối tựa, ở phía trên dùng các lưới hàn phẳng hoặc lưới hàn cuộn có cốt thép chịu lực nằm theo phương vuông góc với cạnh tựa, có bề rộng kể từ mép dầm vào nhịp mỗi bên  $1/4$  nhịp (hình 6.23,b).



**Hình 6.23.** Bố trí lưới thép cho bản kê bốn cạnh.

a) Dùng lưới hàn phẳng; b) Dùng lưới hàn cuộn;

1-trải lưới thép trên cạnh tựa; 2- trải lưới thép giữa nhịp.

Cũng có thể dùng lưới thép buộc để bố trí cho bản kê bốn cạnh. Dọc theo mỗi cạnh nên bố trí ba dải cốt thép: hai dải hai bên, mỗi dải rộng  $l_1/4$ ; dải giữa rộng  $l_1/2$ . Dải giữa

bố trí lượng cốt thép cần thiết theo tính toán, còn hai dải bên lượng cốt thép bằng 1/2 dải giữa (tính cho 1 m bề rộng) nhưng không ít hơn 3 thanh trên mỗi mét. Phía trên cạnh tựa, để chịu mômen âm cần bố trí thêm những thanh cốt thép có chiều dài  $l_1/2$  theo cả hai phương; tổng diện tích những thanh này bằng 1/2 tổng diện tích cốt thép ở dải giữa.

Theo hai cách bố trí cốt thép như trên hình 6.23a, hàm lượng các cốt thép trên cạnh tựa cũng như giữa nhịp là không đều. Do đó công thức 6.37 không áp dụng được. Khi đó, thay cho công thức 6.37 phải dùng công thức sau:

$$\frac{(g_b + v_b) l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_I + M'_I) \cdot l_2 + \left( \frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_I + M_{II} + M'_{II} \right) \cdot l_1 \quad (6.38)$$

Như vậy, trong trường hợp cốt thép phân bố đều đặn trên toàn ô bản, thì dùng hệ hai phương trình 6.36 và 6.37 để tính toán. Trường hợp bố trí không đều như trên hình 6.23,a – dùng hệ hai phương trình 6.36 và 6.38.

Để tính cốt thép, cần đưa sáu ẩn mômen về một ẩn, cách làm như sau:

1. Chọn tỉ lệ giữa các cốt thép theo chỉ dẫn:

• Chọn tỉ số  $A_{s2}/A_{s1}$  tùy thuộc tỉ số  $l_2/l_1$  như trong bảng:

$l_2/l_1$	$A_{s2}/A_{s1}$	$l_2/l_1$	$A_{s2}/A_{s1}$
1	1 ÷ 0,8	1,6	0,5 ÷ 0,3
1,1	0,9 ÷ 0,7	1,7	0,45 ÷ 0,25
1,2	0,8 ÷ 0,6	1,8	0,4 ÷ 0,2
1,3	0,7 ÷ 0,5	1,9	0,35 ÷ 0,2
1,4	0,6 ÷ 0,4	2	0,2 ÷ 0,15
1,5	0,55 ÷ 0,35		

(khi  $l_2/l_1 = 1 \div 1,5$  có thể dùng lưới hàn ô vuông).

• Các tỉ số  $A_{sI}/A_{s1}$ ,  $A'_{sI}/A_{sI}$ ,  $A_{sII}/A_{s2}$ ,  $A'_{sII}/A_{sI}$  lấy trong khoảng từ 1 đến 2,5; riêng đối với các nhịp giữa, lấy xấp xỉ bằng 2,5.

2. Sau khi chọn tỉ lệ các cốt thép, tính tỉ lệ các mômen so với  $M_I$ , dựa vào hệ thức 6.36, viết lại 6.37 nếu bố trí cốt thép đều) hoặc 6.38 (nếu bố trí cốt thép không đều) dưới dạng chỉ còn một ẩn mômen là  $M_I$ .

3. Dựa vào  $M_I$  tính được cốt thép  $A_{sI}$  và theo tỉ lệ các cốt thép đã chọn để suy ra các cốt thép còn lại.

#### 6.3.4. Tính hệ dầm đỡ bản liên kết bốn cạnh

Tải trọng tác dụng lên mỗi dầm đỡ gồm có trọng lượng bản thân phần sườn dầm  $p$  (phân bố đều) và tải trọng  $g_b + v_b$  truyền từ bản xuống ( $g_b$  - trọng lượng bản thân của bản;  $v_b$  - hoạt tải truyền từ bản xuống dầm). Diện tích phân bố của tải trọng  $g_b + v_b$  xác

định bằng cách kẻ các đường phân giác các góc của ô bản (hình 6.25); đối với dầm nhịp ngắn ( $l_1$ ), tải trọng phân bố theo luật tam giác, còn dầm nhịp dài ( $l_2$ ), tải trọng phân bố theo luật hình thang. Trị số lớn nhất của tải trọng phân bố tam giác và hình thang đều bằng nhau và bằng  $(g_b + v_b)l_1$ .

Theo cách tính gần đúng bằng sơ đồ đàn hồi, có thể dùng các bảng để tra ra mômen và lực cắt ứng với tải trọng hình thang và tam giác. Cũng có thể biến đổi tải trọng hình thang và tải trọng tam giác thành tải trọng tương đương phân bố đều theo các công thức sau:

- Với tải trọng tam giác:

$$q_{td} = \frac{5}{8}(g_b + v_b) \quad (6.39)$$

- Với tải trọng hình thang:

$$q_{td} = (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3)(g_b + v_b) \quad (6.40)$$

với  $\alpha = a/l$ ;  $a = l_1/2$  (xem hình 6.24).

Cuối cùng, mỗi dầm đỡ bản liên kết bốn cạnh chịu tổng tải trọng phân bố đều  $p + q_{td}$ . Dùng các phương pháp đã biết để tính nội lực.

Theo phương pháp xét đến biến dạng dẻo, nội lực dầm đỡ bản liên kết bốn cạnh do các tải trọng  $g + v$  đã được lập sẵn:

- Mômen giữa nhịp đầu tiên và trên gối tựa trung gian đầu tiên:

$$M = 0,7M_o + \frac{(g+v)l^2}{11} \quad (6.41)$$

- Mômen giữa các nhịp khác và trên các gối tựa trung gian còn lại:

$$M = 0,5M_o + \frac{(g+v)l^2}{16} \quad (6.42)$$

Riêng với dầm ba nhịp, mômen giữa nhịp giữa tính theo công thức:

$$M = 0,4M_o + \frac{(g+v)l^2}{24} \quad (6.43)$$

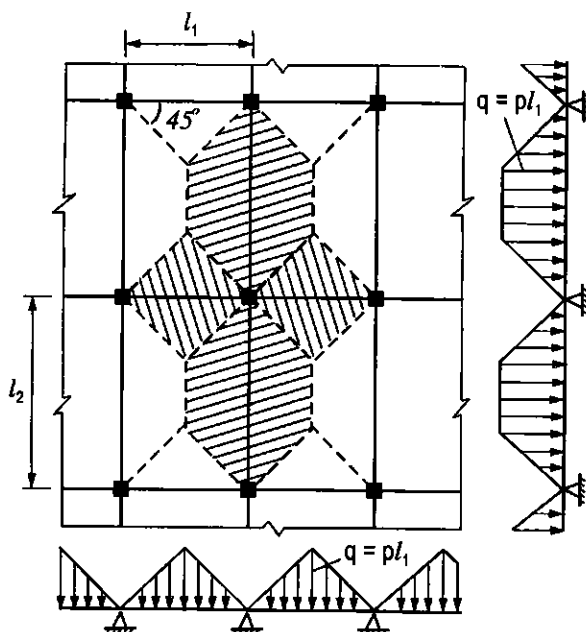
Trong các công thức trên:

$M_o$  – mômen dầm đơn:

$$M_o = \frac{(g_b + v_b) \cdot l_1^3}{12} \text{ với dầm nhịp ngắn } (l_1); \quad (6.44)$$

$$M_o = \frac{(g_b + v_b) \cdot l_1 (3l_2^2 - l_1^2)}{24} \text{ với dầm nhịp dài } (l_2). \quad (6.45)$$

$l$  – nhịp tính toán của dầm (là  $l_1$  với dầm nhịp ngắn và  $l_2$  với dầm nhịp dài).



**Hình 6.24.** Phân bố tải trọng từ bản truyền xuống dầm đỡ bản liên kết bốn cạnh

Lực cắt tại gối tựa đầu tiên (A), tại các tiết diện bên trái và bên phải gối tựa thứ hai (B) và thứ ba (C) xác định theo công thức:

$$\begin{aligned} Q_A &= 0,5F + 0,5(g_b + v_b)l - \frac{M_B}{l} \\ Q_B^r &= 0,5F + 0,5(g_b + v_b)l + \frac{M_B}{l} \\ Q_B^{ph} &= Q_C^r = Q_C^{ph} = 0,5F + 0,5(g_b + v_b)l \end{aligned} \quad (6.46)$$

Trong đó:  $F = \frac{(g_b + v_b)l_1^2}{2}$  đối với dầm nhịp ngắn ( $l_1$ );

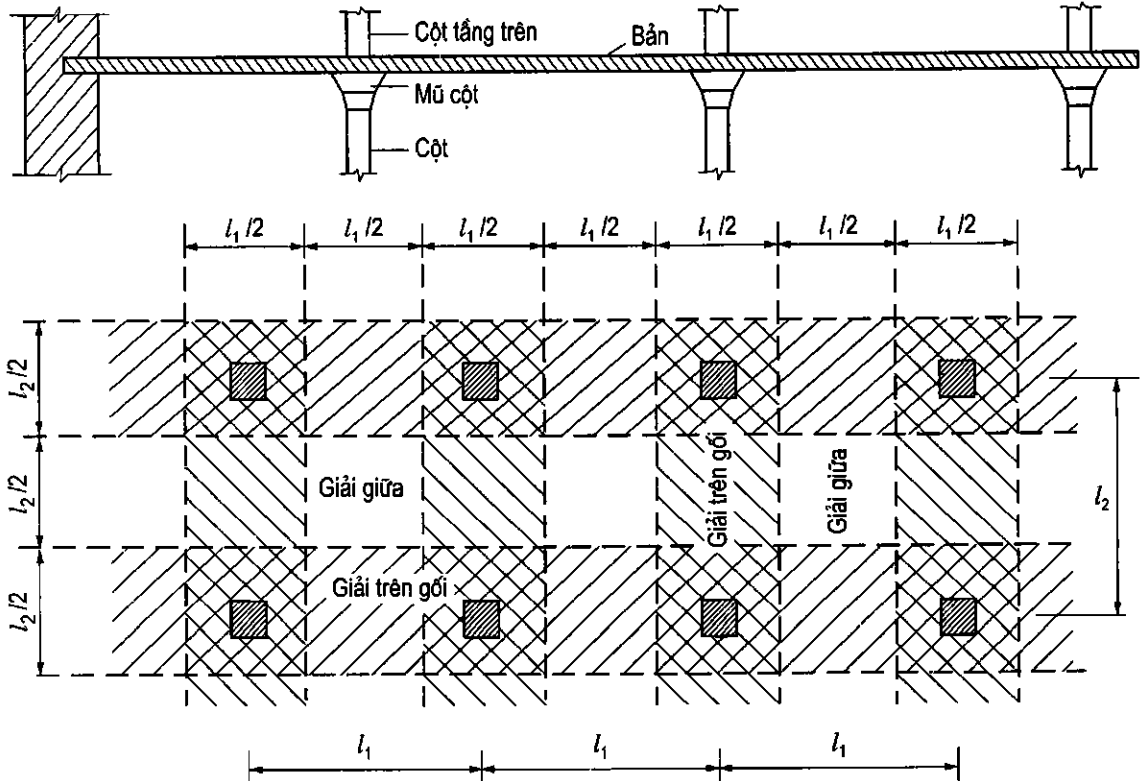
$$F = \frac{(g_b + v_b)l_1(2l_2 - l_1)}{2} \text{ đối với dầm nhịp dài } (l_2). \quad (6.47)$$

$F$  là hợp lực do  $g + v$  từ bản truyền xuống trong từng nhịp của dầm tương ứng. Nội lực cuối cùng là những nội lực trên đây cộng với nội lực do trọng lượng bản thân phần sườn dầm  $p$  (không kể bản) gây ra.

Cốt thép dầm đỡ bản liên kết bốn cạnh được chọn và bố trí như đối với dầm phụ của sàn có bản loại dầm.

## 6.4. SÀN KHÔNG SƯỜN

Sàn không sườn hay còn gọi là sàn nầm chỉ có bản trực tiếp kê lên mũ cột (hình 6.26). Loại sàn này chủ yếu được dùng cho các nhà máy công nghiệp nhẹ, các nhà công cộng, nắp bể nước v.v... Dùng loại sàn này có ưu điểm là lợi dụng được triệt để thể tích gian phòng vì mặt dưới của bản đã tạo thành trần phẳng, không có dầm lộ ra, ánh sáng và thông gió tốt; và trong nhiều trường hợp có thể rẻ hơn sàn sườn.



Hình 6.25. Sàn không sườn

Bản của sàn không sườn là loại bản liên tục, tựa lên các cột. Để tránh cột đâm thủng bản, cần làm giảm ứng suất cắt chỗ tiếp xúc giữa bản và đỉnh cột bằng cách mở rộng đỉnh cột, làm thành mũ cột.

Cốt thép trong bản có thể dùng lưới buộc bằng cốt rời hoặc lưới hàn.

Cách tính sàn không sườn theo phương pháp chính xác đã được một số tác giả nghiên cứu nhưng kết quả trong một số trường hợp không đúng với sự làm việc thực tế của bản, vì khi lập công thức tính toán đã đưa vào một số giả thiết đơn giản hoá.

Trong thiết kế thường dùng các phương pháp gần đúng: chia bản thành các dải trên cột và dải ở giữa theo cả hai phương vuông góc với nhau; xem các dải trên cột gối lên các cột, còn các dải ở giữa gối đàn hồi lên các dải trên cột. Cũng có thể tính bản theo phương pháp có kể đến biến dạng dẻo.



**Phụ lục A**  
**CÁC CHỈ TIÊU CƠ - LÝ CỦA VẬT LIỆU**

**Bảng 1. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của bê tông**

Cấp độ bền chịu nén (mác theo cường độ chịu nén)	Loại cường độ bê tông			
	Cường độ tiêu chuẩn, $MPa$		Cường độ tính toán, $MPa$	
	Nén dọc trục $R_{bn}$	Kéo dọc trục $R_{bt}$	Nén dọc trục $R_b$	Kéo dọc trục $R_{bt}$
B12,5 (M150)	9,5	1,0	7,5	0,66
B15 (M200)	11	1,15	8,5	0,75
B20 (M250)	15	1,4	11,5	0,9
B25 (M350)	18,5	1,6	14,5	1,05
B30 (M400)	22	1,8	17	1,2
B35 (M450)	25,5	1,95	19,5	1,3
B40 (M500)	29	2,1	22	1,4
B45 (M600)	32	2,2	25	1,45

**Chú thích:**

- Cường độ tính toán của bê tông lấy theo bảng này phải nhân thêm hệ số điều kiện làm việc của bê tông  $\gamma_b$  ghi trong bảng 2 dưới đây trong những trường hợp cụ thể.
- Cường độ tính toán của bê tông khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai  $R_{b,ser}$  và  $R_{bt,ser}$  lấy tương ứng bằng các trị số cường độ tiêu chuẩn  $R_{bn}$  và  $R_{bt}$ .

**Bảng 2. Hệ số điều kiện làm việc của bê tông nặng**

Điều kiện làm việc của bê tông nặng	Hệ số điều kiện làm việc $\gamma_{bi}$	
	Ký hiệu	Trị số
1. Tải trọng lặp	$\gamma_{b1}$	Xem bảng 16 [1]
2. Tính chất tác dụng dài hạn của tải trọng: a) Khi kể đến tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn có thời gian tác dụng lâu, cũng như khi kể đến tải trọng đặc biệt gây biến dạng lún không đều - Đối với bê tông được đảm bảo tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (độ ẩm trên 75%) - Đối với bê tông không được đảm bảo tiếp tục tăng cường độ theo thời gian (môi trường khô hanh) b) Khi kể đến tải trọng tạm thời ngắn hạn hay tải trọng đặc biệt không nêu trong mục 2a	$\gamma_{b2}$	1  0,9  1,1
3. Bê tông đổ theo phương thẳng đứng, mỗi lớp dày trên 1,5 m	$\gamma_{b3}$	0,85
5. Cột có cạnh lớn dưới 30 cm, được đổ bê tông theo phương thẳng đứng	$\gamma_{b5}$	0,85

**Bảng 3. Môđun đàn hồi của bê tông nặng**

Điều kiện đông cứng của bê tông	Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông $E_b$ (1000 MPa) với cấp độ bền chịu nén (B) và mác (M) tương ứng							
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
	M150	M200	M250	M350	M400	M450	M500	M600
-Đông cứng tự nhiên	21	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5
-Xử lý nhiệt trong điều kiện áp suất không khí	19	20,5	24	27	29	31	32,5	34
- Xử lý nhiệt bằng nồi hấp áp lực	16	17	20	22,5	24,5	26	27	28
<i>Chú thích: Môđun trượt (G) của bê tông lấy bằng <math>0,4E_b</math> ; Hệ số biến dạng ngang (<math>\mu</math>) của bê tông lấy bằng 0,15.</i>								

**Bảng 4. Cường độ và môđun đàn hồi của một số loại thép thanh (MPa)**

Nhóm thép thanh	Cường độ tiêu chuẩn $R_{sn}$ và cường độ tính toán khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai $R_{s,ser}$	Cường độ tính toán			Môđun đàn hồi $10^{-4} \times E_s$
		Cốt dọc chịu kéo $R_s$	Cốt ngang $R_{sw}$	Cốt dọc chịu nén $R_{sc}$	
CI, A-I	235	225	175	225	21
CII, A-II	295	280	225	280	21
A-III, $\phi 6 - \phi 8$	390	355	285*	355	20
CIII, A-III, $\phi 10 - \phi 40$	390	365	290*	365	20
CIV, A-IV	590	510	405	450*	19

**Phụ lục B**

**CÁC BẢNG ĐỂ TÍNH CẤU KIỆN BTCT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN**

**Bảng 5. Hệ số giới hạn của chiều cao tương đối của miền chịu nén  $\xi_r$**

Hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_{b2}$	Nhóm cốt thép	Hệ số	Cấp độ bền chịu nén của bê tông							
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
0,9	CIII, A-III	$\xi_r$	0,662	0,654	0,628	0,604	0,583	0,564	0,544	0,521
		$\alpha_r$	0,443	0,440	0,431	0,421	0,413	0,405	0,396	0,385
	CII, A-II	$\xi_r$	0,689	0,681	0,656	0,632	0,612	0,592	0,573	0,550
		$\alpha_r$	0,452	0,449	0,441	0,432	0,425	0,417	0,409	0,399
	CI, A-I	$\xi_r$	0,708	0,700	0,675	0,651	0,631	0,612	0,593	0,570
		$\alpha_r$	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,417	0,407
1	CIII, A-III	$\xi_r$	0,628	0,619	0,590	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473
		$\alpha_r$	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361
	CII, A-II	$\xi_r$	0,660	0,650	0,623	0,595	0,573	0,552	0,530	0,505
		$\alpha_r$	0,442	0,439	0,429	0,418	0,409	0,399	0,390	0,378
	CI, A-I	$\xi_r$	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528
		$\alpha_r$	0,449	0,446	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389
1,1	CIII, A-III	$\xi_r$	0,621	0,611	0,580	0,550	0,526	0,650	0,652	0,453
		$\alpha_r$	0,428	0,424	0,412	0,399	0,388	0,439	0,440	0,351
	CII, A-II	$\xi_r$	0,653	0,642	0,612	0,582	0,558	0,681	0,683	0,485
		$\alpha_r$	0,440	0,436	0,425	0,413	0,402	0,449	0,450	0,367
	CI, A-I	$\xi_r$	0,675	0,665	0,635	0,605	0,582	0,703	0,705	0,508
		$\alpha_r$	0,447	0,444	0,433	0,422	0,412	0,456	0,456	0,379

*Chú thích:* Các trị số của  $\xi_r$  và  $\alpha_r$  trong bảng này chưa kể đến hệ số  $\gamma_{bi}$  cho trong bảng 2, ngoại trừ  $\gamma_{b2}$

**Bảng 6. Quan hệ giữa các hệ số  $\xi$ ,  $\gamma$  và  $\alpha$  ( $\xi = x/h_o$ ;  $\gamma = 1 - \xi/2$ ;  $\alpha = \xi(1 - \xi/2)$ )**

$\xi$	$\gamma$	$\alpha$	$\xi$	$\gamma$	$\alpha$	$\xi$	$\gamma$	$\alpha$
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390

**Bảng 6 (tiếp theo)**

$\xi$	$\gamma$	$\alpha$	$\xi$	$\gamma$	$\alpha$	$\xi$	$\gamma$	$\alpha$
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,360	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			

**Bảng 7. Hệ số uốn dọc  $\varphi$  để tính cầu kiện BTCT chịu nén đúng tâm**

Độ mảnh của cầu kiện	$l_0/r$ đối với tiết diện bất kỳ	28	35	48	62	76	90	110	130
	$l_0/d$ đối với tiết diện chữ nhật	8	10	14	18	22	26	32	38
	$l_0/D$ đối với tiết diện tròn	7	8,5	12	15,5	19	22,5	28	33
Hệ số uốn dọc $\varphi$		1	0,98	0,93	0,85	0,77	0,68	0,54	0,4
<b>Chú thích:</b> $r$ – bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện; $b$ – cạnh nhỏ của tiết diện chữ nhật; $D$ – đường kính tiết diện tròn; $l_0$ – chiều dài tính toán của cầu kiện.									

**Bảng 8. Diện tích và trọng lượng cốt thép tròn**

Đường kính, mm	Diện tích tiết diện ngang, $mm^2$ , ứng với số thanh									Trọng lượng, daN/m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,055
4	12,6	25	38	50	63	75	88	100	113	0,099
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,154
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302
8	50,2	100	151	201	251	301	352	402	452	0,394
9	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616
12	113	226	339	452	565	678	791	904	1017	0,887
14	154	308	462	615	769	923	1077	1231	1385	1,208
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1,578
18	254	509	763	1017	1272	1526	1780	2035	2289	1,997
20	314	628	942	1256	1570	1884	2198	2512	2826	2,465
22	380	760	1140	1520	1900	2280	2660	3040	3419	2,983
25	491	981	1472	1963	2453	2944	3434	3925	4416	3,851
28	615	1231	1846	2462	3077	3693	4308	4924	5539	4,831
30	707	1413	2120	2826	3533	4239	4946	5652	6359	5,546
32	804	1608	2412	3215	4019	4823	5627	6431	7235	6,310
36	1017	2035	3052	4069	5087	6104	7122	8139	9156	7,986
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	9,860

**Bảng 9. Quy định về cấp chống nứt và bề rộng khe nứt cho phép  $[a_{cr}]$** 

Điều kiện làm việc của kết cấu		Cấp chống nứt với loại cốt thép được dùng và bề rộng khe nứt cho phép, <i>mm</i>			
		Thép thanh nhóm A-I, A-II, A-III	Thép thanh nhóm A-IV, A-V và sợi thép thường	Sợi thép cường độ cao $d \geq 4 \text{ mm}$	Sợi thép cường độ cao $d < 3 \text{ mm}$
Kết cấu chịu áp lực chất lỏng hoặc hơi	Khi toàn bộ tiết diện chịu kéo	Cấp 3 0,15	Cấp 1	Cấp 1	Cấp 1
	Khi một phần tiết diện chịu nén	Cấp 3 0,25	Cấp 3 0,20	Cấp 2 0,10	Cấp 1
Kết cấu chịu áp lực của vật liệu rời		Cấp 3 0,25		Cấp 2 0,10	Cấp 2 0,05
Các cấu kiện khác	Làm việc ở ngoài trời hoặc trong đất, trên mực nước ngầm	Cấp 3 0,30		Cấp 2 0,15	Cấp 2 0,05
	Làm việc ở nơi được che phủ	Cấp 3 0,35		Cấp 3 0,15	Cấp 2 0,15

**Phụ lục C**  
**MÔMEN UỐN, LỰC CẮT VÀ PHẢN LỰC GỐI TỤA**  
**TRONG DẦM LIÊN TỤC ĐỀU NHỊP, CHỊU TẢI TRỌNG TẬP TRUNG**  
*(để tính dầm chính của sàn có bản làm việc một phương)*

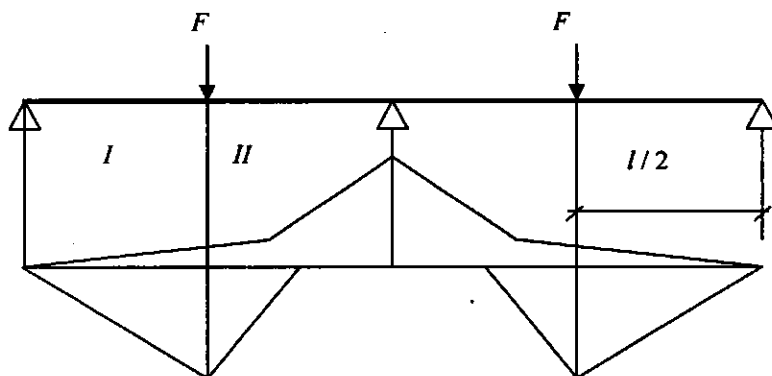
(Công thức chung để tính tung độ biểu đồ bao mômen uốn và lực cắt:

$$M_{max} = M_G + M_{Vmax}; M_{min} = M_G + M_{Vmin};$$

$$Q_{max} = Q_G + Q_{Vmax}; Q_{min} = Q_G + Q_{Vmin};$$

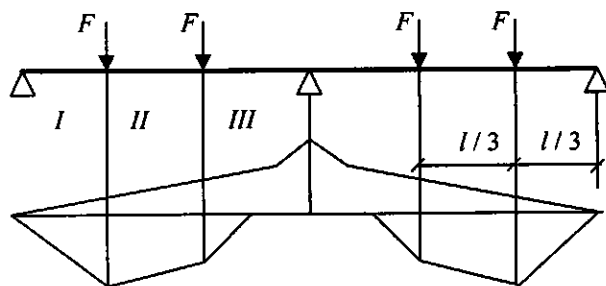
( $G$  – tính tải tập trung;  $V$  – hoạt tải tập trung)

**DẦM HAI NHỊP**



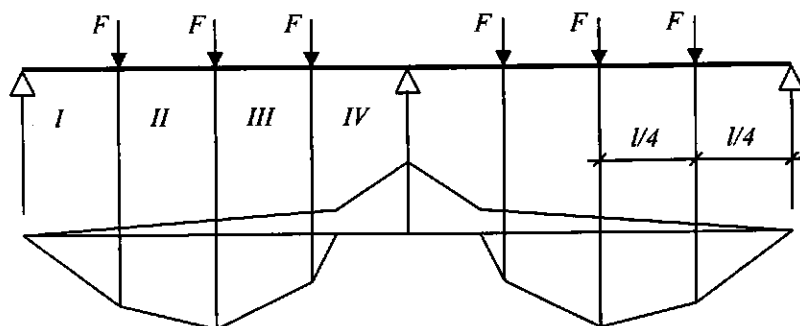
**MẪU 2-1**  
**Dầm hai nhịp,**  
**1 dầm phụ**

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	0,0000	+0,0000	-0,0000	I	0,3125	+0,4063	-0,0938
0,5	+0,1563	+0,2031	-0,0469	II	-0,6875	+0,0000	-0,6875
0,842	-0,0789	+0,0000	-0,0789	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,0	-0,1875	+0,0000	-0,1875				
Nhân với	$G$	$V$	$V$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 0,8125G + 0,9063V$ $B_{max} = 2,375(G + V)$		



**MẪU 2-2**  
Dầm hai nhịp,  
2 dầm phụ

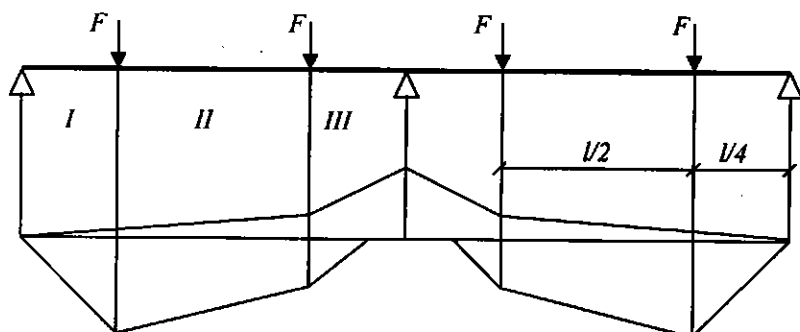
$x / l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	0,0000	+0,0000	-0,0000	I	0,6667	+0,8333	-0,1667
0,333	+0,2222	+0,2778	-0,0556	II	-0,3333	+0,2407	-0,5741
0,667	+0,1111	+0,2222	-0,1111	III	-1,3333	+0,0000	-1,3333
0,8572	-0,1430	+0,0000	-0,1430	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,0000	-0,3333	+0,0000	-0,3333				
Nhân với	$GI$	$VI$	$VI$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 1,667G + 1,333V$ $B_{max} = 3,6667(G + V)$		



**MẪU 2-3**  
Dầm hai nhịp,  
3 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+1,0306	+1,2653	-0,2347
0,25	+0,2576	+0,3164	-0,0587	II	+0,0306	+0,5749	-0,5443
0,50	+0,2653	+0,3826	-0,1174	III	-0,9694	+0,1679	-1,1373
0,75	+0,0230	+0,1990	-0,1760	IV	-1,9694	+0,0000	-1,9694
0,8648	-0,2025	+0,0000	-0,2025	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,0000	-0,4688	+0,0000	-0,4688				
Nhân với	$GI$	$VI$	$VI$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 1,5306G + 1,7653V$ $B_{max} = 4,9388(G + V)$		

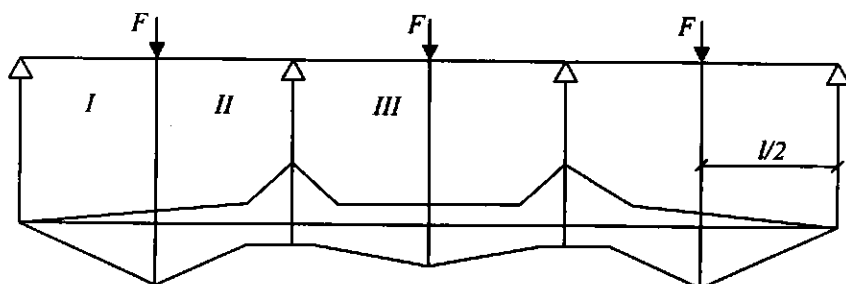




**MẪU 2-4**  
Dầm hai nhịp,  
2 dầm phụ

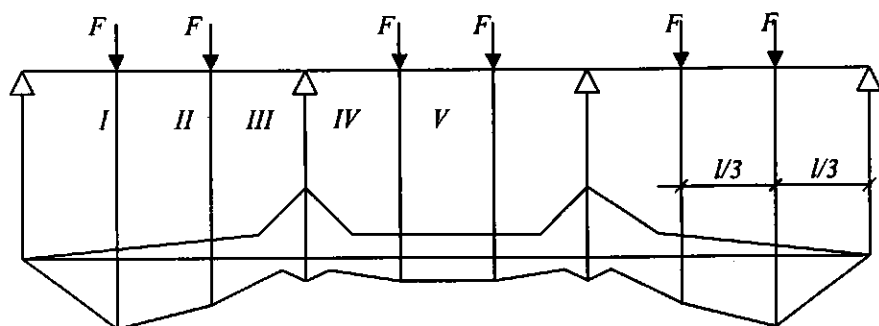
$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,7186	+0,8594	-0,1407
0,25	+0,1795	+0,2148	-0,0362	II	-0,2803	+0,1679	-0,4492
0,75	+0,0390	+0,1445	-0,1055	III	-1,2813	+0,0000	-1,2813
0,877	-0,1230	+0,0000	-0,1230	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,0	-0,2812	+0,0000	-0,2812				
Nhân với	$Gl$	$Vl$	$Vl$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 0,96866G + 1,1094V$ $B_{max} = 2,5625(G + V)$		

### DẦM BA NHỊP



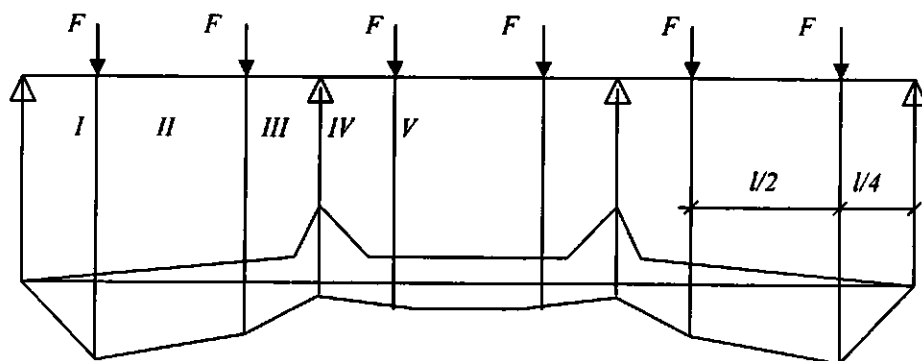
**MẪU 3-1**  
Dầm ba nhịp,  
1 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,3500	+0,4250	-0,0755
0,5	+0,1750	+0,2125	-0,0375	II	-0,6500	+0,0250	-0,6750
0,833	-0,0416	+0,0203	-0,0625	III	+0,5000	+0,6250	-0,1250
1,0	-0,1500	+0,0250	-0,1750	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,15	-0,0750	+0,0063	-0,0813				
1,2	-0,0500	+0,0250	-0,0750				
1,50	+0,1000	+0,1750	-0,0750				
Nhân với	$Gl$	$Vl$	$Vl$	Phản lực gối tựa:	$A_{\max} = 0,850G + 0,925V$ $B_{\max} = 2,15G + 2,3V$		



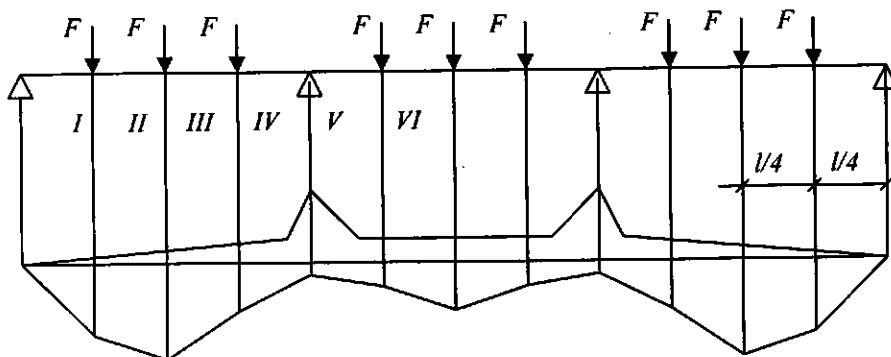
**MẪU 3-2:**  
**Dầm ba nhịp,**  
**2 dầm phụ**

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,7333	+0,8667	-0,1322
0,333	+0,2444	+0,2889	-0,0444	II	-0,2667	+0,2790	-0,5457
0,667	+0,1555	+0,2444	-0,0889	III	-1,2667	+0,0444	-1,3111
				IV	+1,0000	+1,2222	-0,2222
				V	+0,0000	+0,5333	-0,5333
1,849	-0,0750	+0,0377	-0,1127	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,00	-0,2667	+0,0444	-0,3111				
1,133	-0,1333	+0,0133	-0,1467				
1,20	+0,0667	+0,0667	-0,1333				
1,333	+0,0667	+0,2000	-0,1333				
1,50	+0,0667	+0,2000	-0,1333				
Nhân với	$Gl$	$Vl$	$Vl$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 1,2333G + 1,3667V$ $B_{max} = 3,2667G + 3,5333V$		



**MẪU 3-3:**  
Dầm ba nhịp,  
2 dầm phụ

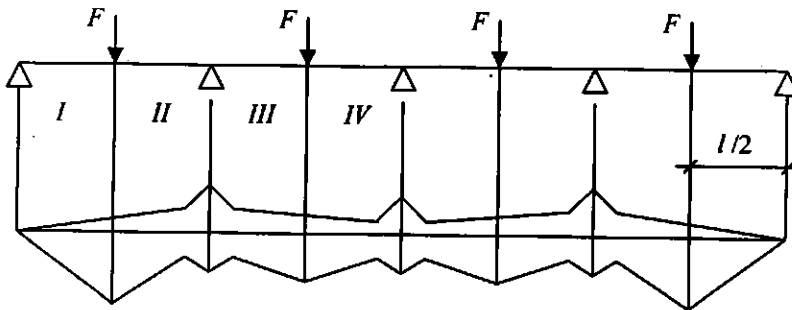
$x / l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,7750	+0,8875	-0,1125
0,25	+0,1928	+0,2219	-0,0281	II	-0,2250	+0,2000	-0,4250
0,75	+0,0813	+0,1654	-0,0844	III	-1,2250	+0,0375	-1,2625
0,87	-0,0655	+0,0325	-0,0980	IV	+1,0000	+1,1875	-0,1875
1,00	-0,2250	+0,0375	-0,2625	V	+0,0000	+0,4050	-0,4050
1,1125	-0,1125	+0,0164	-0,1290	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,20	-0,0250	+0,0875	-0,1125				
1,25	+0,0250	+0,1375	-0,1125				
1,50	+0,0250	+0,1375	-0,1125				
Nhân với	$GI$	$VI$	$VI$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 1,0250G + 1,1375V$ $B_{max} = 2,2256G + 2,4500V$		



**MẪU 3-4**  
**Đầm ba nhịp,**  
**3 dầm phụ**

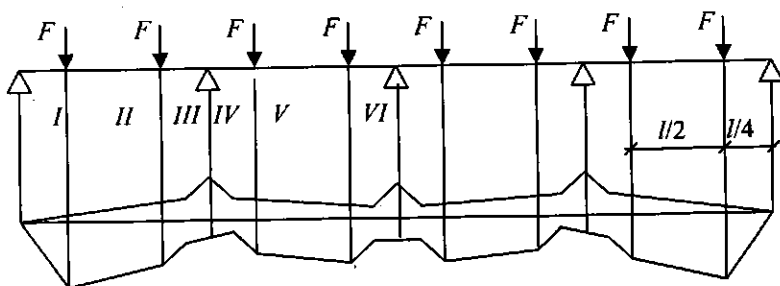
$x / l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,00	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+1,1250	+1,3125	-0,1875
0,25	+0,2813	+0,3281	-0,0469	II	+0,1250	+0,6250	-0,5000
0,50	+0,3125	+0,4062	-0,0938	III	-0,8750	+0,2250	-1,1000
0,75	+0,0938	+0,2344	-0,1406	IV	-1,8750	+0,0625	-0,9375
0,837	-0,1070	+0,0535	-0,1605	V	+1,5000	+1,8125	-0,3125
1,0	-0,3750	+0,0625	-0,4375	VI	+0,5000	+1,0325	-0,5300
1,125	-0,1875	+0,0232	-0,2107	Nhân với	$G$	$V$	$V$
1,20	-0,0750	+0,1125	-0,1875				
1,25	+0,0000	+0,1875	-0,1875				
1,50	+0,1250	+0,8125	-0,1875				
Nhân với	$GI$	$VI$	$VI$	Phản lực gối tựa:	$A_{max} = 1,625G + 1,8125V$ $B_{max} = 4,375G + 4,75V$		

## DÀM BÓN NHỊP



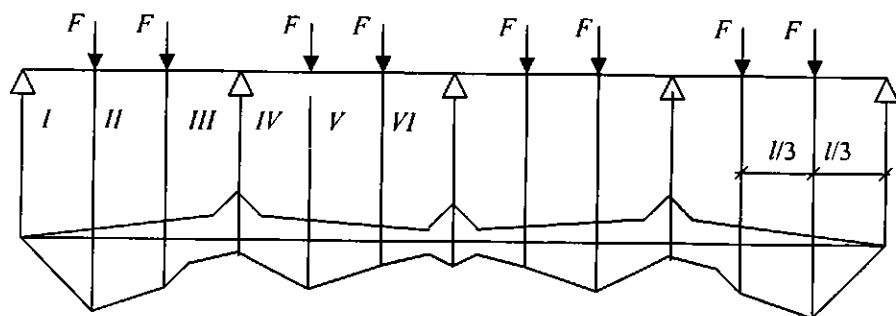
**MẪU 4-1**  
Dầm bốn nhịp,  
1 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,3393	+0,4196	-0,0804
0,5	+0,1697	+0,2098	-0,0402	II	-0,6607	+0,0201	-0,7410
0,833	-0,0503	+0,0168	-0,0670	III	+0,5536	+0,6540	-0,1004
1,00	-0,1607	+0,0201	-0,1808	IV	-0,4464	+0,1607	-0,6071
1,147	-0,0781	+0,0048	-0,0830	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,20	-0,0500	+0,0250	-0,0750				
1,50	+0,1161	+0,1830	-0,0670				
1,79	+0,0134	+0,0458	-0,0592				
1,835	-0,0362	+0,0282	-0,0644				
2,0	-0,1072	+0,0536	-0,1607				
Nhân với	$Gl$	$Vl$	$Vl$	Phản lực gối tựa: $A_{max} = 0,8393G + 0,9196V$ $B_{max} = 2,2143G + 2,3348V$ $C_{max} = 1,8928G + 2,2142V$			



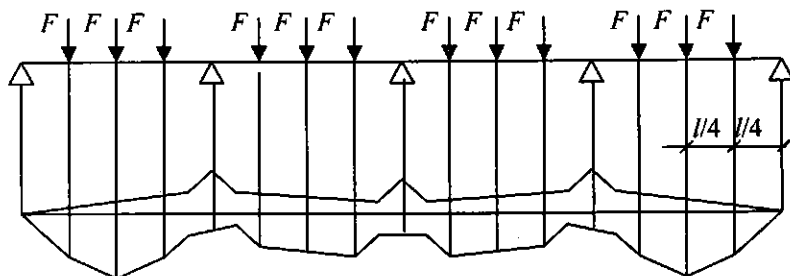
**MẪU 4-2**  
Dầm bốn nhịp,  
2 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,7589	+0,8795	-0,1205
0,25	+0,1897	+0,2199	-0,0301	II	-0,2411	+0,1922	-0,4333
0,75	+0,0692	+0,1596	-0,0904	III	-1,2411	+0,0301	-0,2712
0,869	-0,0785	+0,0261	-0,1045	IV	+1,0804	+1,2310	-0,1507
1,00	-0,2411	+0,0301	-0,2712		+0,0804	+0,4851	-0,4047
1,112	-0,1200	+0,0133	-0,1338		-0,9196	+0,2411	-1,1607
1,20	-0,0250	+0,0880	-0,1130	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,25	+0,0290	+0,1395	-0,1105				
1,50	+0,0491	+0,1495	-0,1005				
1,75	+0,0692	+0,1596	-0,0004				
1,79	+0,0325	+0,1213	-0,0807				
1,882	-0,0515	+0,0510	-0,1025				
2,0	-0,1607	+0,0804	-0,2410				
Phản lực gối tựa:							
$A_{\max} = 1,0089G + 1,1295V$							
$B_{\max} = 2,3215G + 2,5022V$							
$C_{\max} = 1,8392G + 2,3214V$							



**MẪU 4-3**  
Dầm bốn nhịp,  
2 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+0,7143	+0,8571	-0,1428
0,333	+0,2381	+0,2857	-0,0476	II	-0,2857	+0,2698	-0,5555
0,667	+0,1429	+0,2381	-0,0958	III	-1,2857	+0,0357	-1,3214
0,848	-0,0907	+0,0303	-0,1211	IV	+1,0953	+1,2738	-0,1785
1,00	-0,2857	+0,0357	-0,3214	V	+0,0958	+0,5874	-0,4921
1,133	-0,1400	+0,0127	-0,1528	VI	-0,9047	+0,2858	-1,1905
1,20	-0,0667	+0,0667	-0,1333	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,333	+0,0794	+0,2063	-0,1270				
1,667	+0,1111	+0,2222	-0,1111				
1,79	+0,0000	+0,1053	-0,1053				
1,858	-0,0623	+0,0547	-0,1170				
2,00	-0,1905	+0,0952	-0,2857				
Nhân với	$Gl$	$Vl$	$Vl$	Phản lực gối tựa: $A_{max} = 1,2143G + 1,3571V$ $B_{max} = 3,3810G + 3,5952V$ $C_{max} = 2,8094G + 3,3810V$			



**MẪU 4-4**  
Dầm bốn nhịp,  
3 dầm phụ

$x/l$	Mômen uốn			Đoạn	Lực cắt		
	$M_G$	$M_V$			$Q_G$	$Q_V$	
		max	min			max	min
0,0	+0,0000	+0,0000	-0,0000	I	+1,0982	+1,2991	-0,2009
0,25	+0,2746	+0,3248	-0,0503	II	+0,0982	+0,6118	-0,5137
0,50	+0,2991	+0,3996	-0,1001	III	-0,9018	+0,2123	-1,1142
0,75	+0,0736	+0,2243	-0,1506	IV	-1,9018	+0,0502	-1,9520
0,8567	-0,1295	+0,0431	-0,1726	V	+1,6339	+1,8851	-0,2511
1,0	-0,4018	+0,0503	-0,4520	VI	+0,6339	+1,1392	-0,5053
1,124	-0,1988	+0,0192	-0,2180	VII	-0,3661	+0,6458	-1,0120
1,20	+0,0750	+0,1125	-0,1875	VIII	-1,3661	+0,4517	-1,7678
1,25	-0,0067	+0,1908	-0,1842	Nhân với	$G$	$G$	$V$
1,50	+0,1651	+0,3325	-0,1675				
1,75	+0,0736	+0,2243	-0,1507				
1,79	+0,0195	+0,1670	-0,1475				
1,8675	-0,0870	+0,0805	-0,1675				
2,00	-0,2679	+0,1339	-0,4018				
Nhân với	$GI$	$VI$	$VI$				
Phân lực gối tựa: $A_{max} = 1,5982G + 1,7991V$ $B_{max} = 4,5357G + 4,8371V$ $C_{max} = 3,7322G + 4,5356V$							

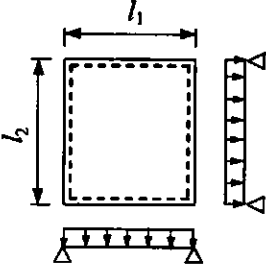
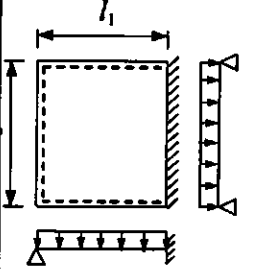
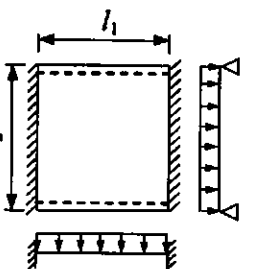


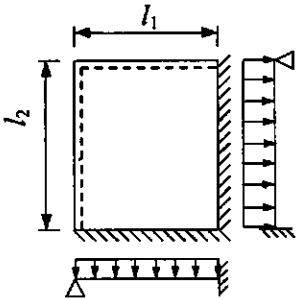
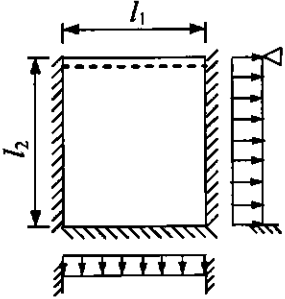
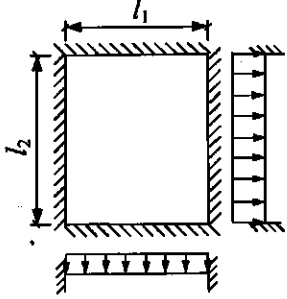
**Phụ lục D**

**CÁC HỆ SỐ ĐỂ TÍNH BẢN ĐƠN LÀM VIỆC  
HAI PHƯƠNG CHIỊU TẢI TRỌNG PHÂN BỐ ĐỀU**

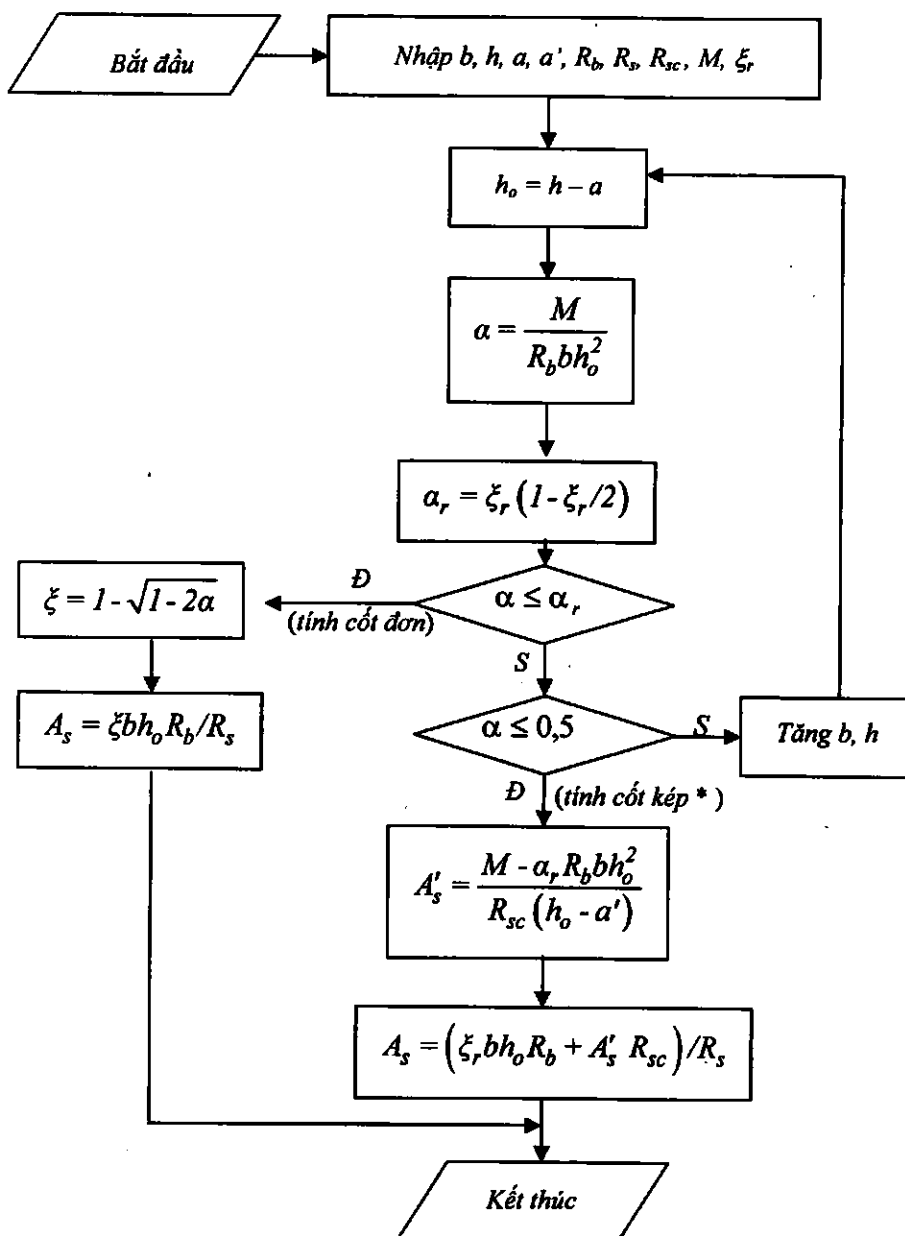
Mômen nhịp:  $M_{k1} = \frac{ql_1^2}{\Phi_{k1}}$ ;  $M_{k2} = \frac{ql_2^2}{\Phi_{k2}}$ ; mômen gối – xem các công thức 6.30 và 6.31;

k – loại bản (k = 1, 2, ..., 6).

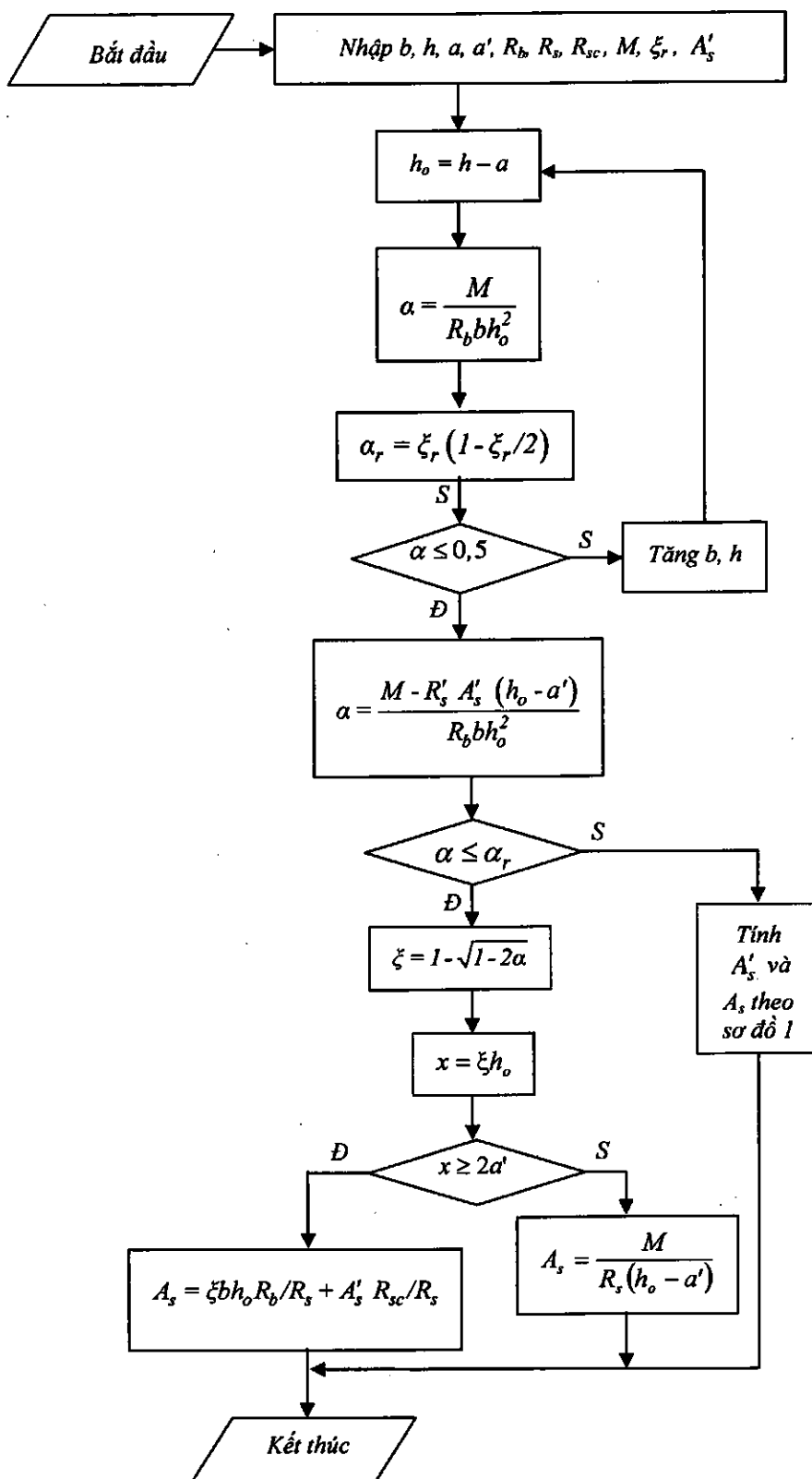
$\lambda = l_2/l_1$	Bản loại 1 (4 cạnh tựa đơn)			Bản loại 2 (1 cạnh $l_2$ ngàm, 3 cạnh còn lại tựa đơn)			Bản loại 3 (2 cạnh $l_2$ ngàm, 2 cạnh $l_1$ tựa đơn)		
									
	$\Phi_{11}$	$\Phi_{12}$	$\chi_{11}$	$\Phi_{21}$	$\Phi_{22}$	$\chi_{21}$	$\Phi_{31}$	$\Phi_{32}$	$\chi_{31}$
0,50	169,17	10,57	0,0588	140,91	11,28	0,1351	136,06	12,18	0,2381
0,55	125,10	11,35	0,0838	107,37	12,38	0,1862	107,42	14,10	0,3139
0,60	94,94	12,30	0,1147	85,30	13,70	0,2447	87,62	16,12	0,3932
0,65	75,31	13,44	0,1515	70,59	15,29	0,3086	73,76	18,60	0,4716
0,70	61,60	14,79	0,1936	59,24	17,19	0,3751	63,69	21,61	0,5456
0,75	51,69	16,35	0,2404	50,86	19,41	0,4417	56,16	25,24	0,6127
0,80	43,97	18,01	0,2906	44,56	21,99	0,5059	50,42	29,56	0,6709
0,85	38,29	20,15	0,3430	39,70	24,96	0,5661	45,97	34,66	0,7230
0,90	34,26	22,36	0,3962	35,74	28,37	0,6212	42,48	40,65	0,7664
0,95	30,34	24,79	0,4489	32,54	32,30	0,6706	39,70	47,64	0,8029
1,00	27,43	27,43	0,5000	29,93	36,75	0,7143	37,47	55,74	0,8333
1,10	22,79	33,37	0,5942	26,02	47,58	0,7854	34,18	75,33	0,8798
1,20	19,45	40,34	0,6747	23,33	61,38	0,8383	31,93	101,68	0,9120
1,30	17,02	48,60	0,7407	21,43	78,75	0,8772	30,34	134,65	0,9346
1,40	15,22	58,45	0,7935	20,04	100,28	0,9057	29,18	175,88	0,9505
1,50	13,87	70,22	0,8351	19,02	126,64	0,9268	28,31	226,65	0,9620
1,60	12,88	84,43	0,8676	18,30	158,52	0,9425	27,64	288,36	0,9704
1,70	12,06	100,77	0,8931	17,63	196,69	0,9543	27,12	362,50	0,9766
1,80	11,45	121,69	0,9130	17,05	239,81	0,9633	26,71	450,72	0,9813
1,90	10,97	143,00	0,9287	16,67	295,08	0,9702	26,37	554,49	0,9849
2,00	10,57	169,17	0,9412	16,50	357,03	0,9756	26,09	675,81	0,9877

$\lambda = l_2/l_1$	Bản loại 4 (2 cạnh kề nhau ngàm)			Bản loại 5 (1 cạnh $l_1$ tựa đơn, 3 cạnh còn lại ngàm)			Bản loại 6 (4 cạnh ngàm)		
									
	$\Phi_{41}$	$\Phi_{42}$	$\chi_{41}$	$\Phi_{51}$	$\Phi_{52}$	$\chi_{51}$	$\Phi_{61}$	$\Phi_{62}$	$\chi_{61}$
0,50	271,75	16,98	0,0588	246,42	17,86	0,1111	436,53	27,28	0,0588
0,55	194,98	17,84	0,0838	186,97	19,12	0,1547	310,15	28,38	0,0838
0,60	145,73	18,89	0,1147	138,61	20,68	0,2058	229,50	29,74	0,1147
0,65	112,92	20,16	0,1515	110,30	22,60	0,2631	175,97	31,41	0,1515
0,70	90,16	21,65	0,1936	90,65	24,92	0,3244	139,24	33,43	0,1936
0,75	73,99	23,41	0,2404	76,58	27,69	0,3876	113,30	35,85	0,2404
0,80	62,18	25,47	0,2906	66,24	30,98	0,4503	94,51	38,71	0,2906
0,85	53,34	27,84	0,3430	58,46	34,84	0,5108	80,60	42,08	0,3430
0,90	46,58	30,56	0,3962	52,51	39,35	0,5675	70,10	46,00	0,3962
0,95	41,32	33,65	0,4489	47,86	44,56	0,6196	62,04	50,53	0,4489
1,00	37,15	37,15	0,5000	44,18	50,57	0,6667	55,74	55,74	0,5000
1,10	31,09	45,52	0,5942	38,84	65,30	0,7454	46,77	68,48	0,5942
1,20	27,01	56,01	0,6747	35,27	84,25	0,8057	40,90	84,80	0,6747
1,30	24,17	69,02	0,7407	32,79	108,24	0,8510	36,89	105,38	0,7407
1,40	22,12	84,99	0,7935	31,01	138,11	0,8848	34,08	130,92	0,7935
1,50	20,62	104,38	0,8351	29,71	174,79	0,9101	32,04	162,22	0,8351
1,60	19,49	127,72	0,8676	28,73	219,29	0,9291	30,54	200,13	0,8676
1,70	18,62	155,54	0,8931	27,97	272,66	0,9435	29,40	245,53	0,8931
1,80	17,95	188,41	0,9130	27,38	336,02	0,9545	28,52	299,38	0,9130
1,90	17,41	226,93	0,9287	26,92	410,58	0,9631	27,75	362,69	0,9287
2,00	16,98	271,75	0,9412	26,54	497,61	0,9697	27,28	436,53	0,9412

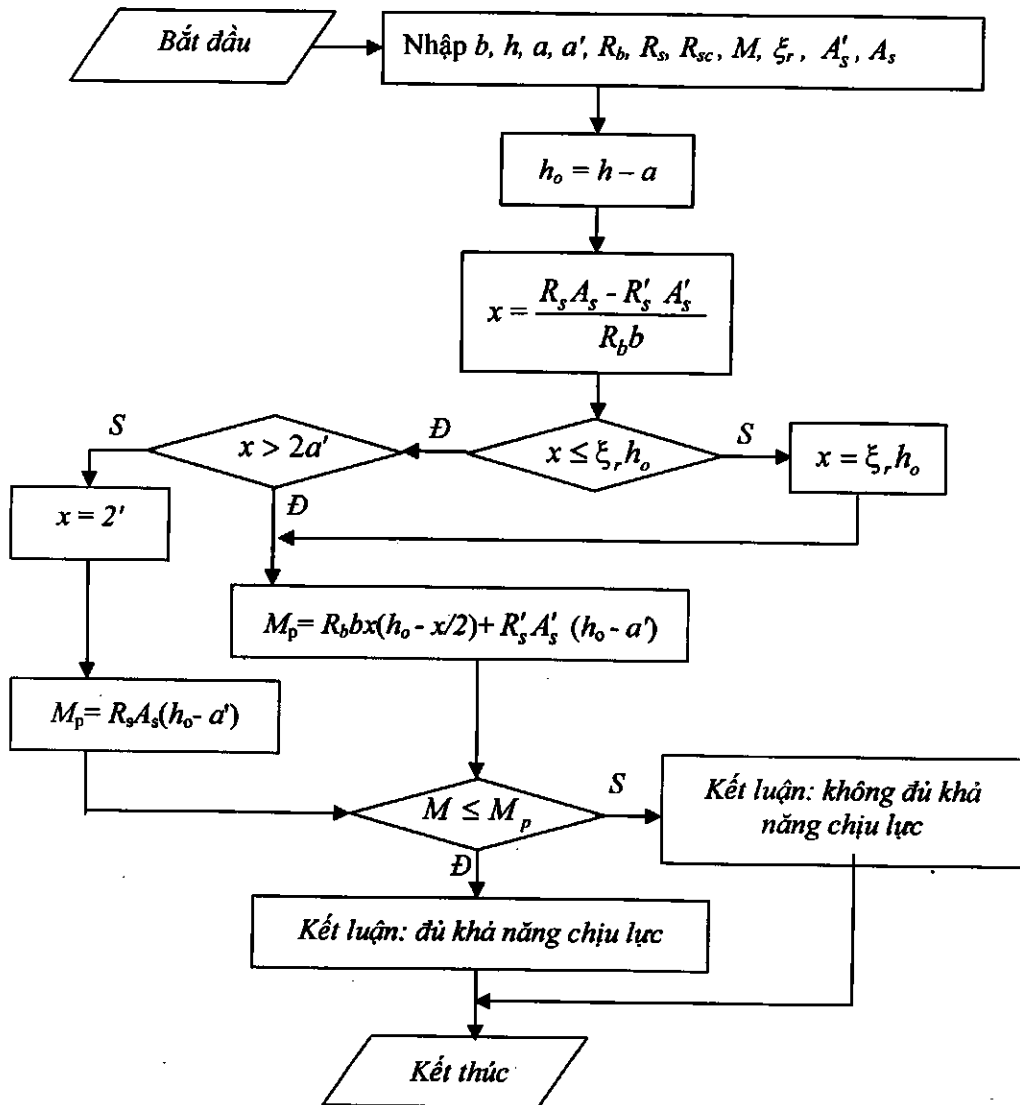
**Sơ đồ 1: Giải bài toán tính cốt thép đơn và cốt thép kép (bài toán 1)**  
**cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật**



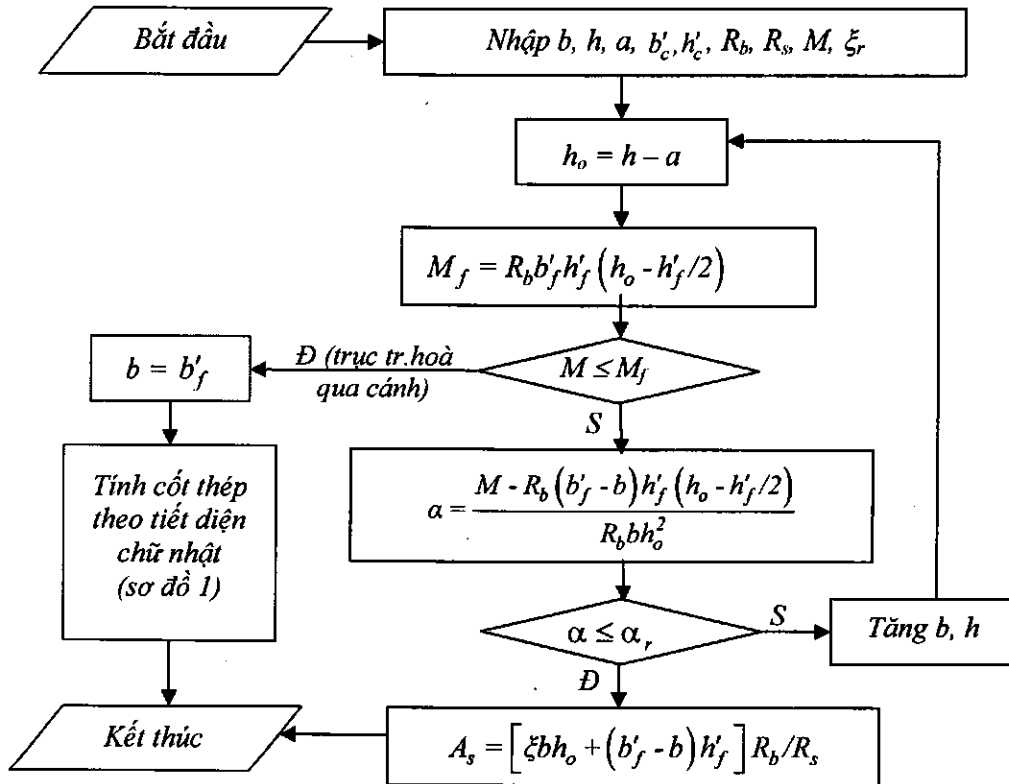
**Sơ đồ 2: Giải bài toán tính cốt thép kép cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật (bài toán 2: tính  $A_s$  khi biết  $A'_s$ )**



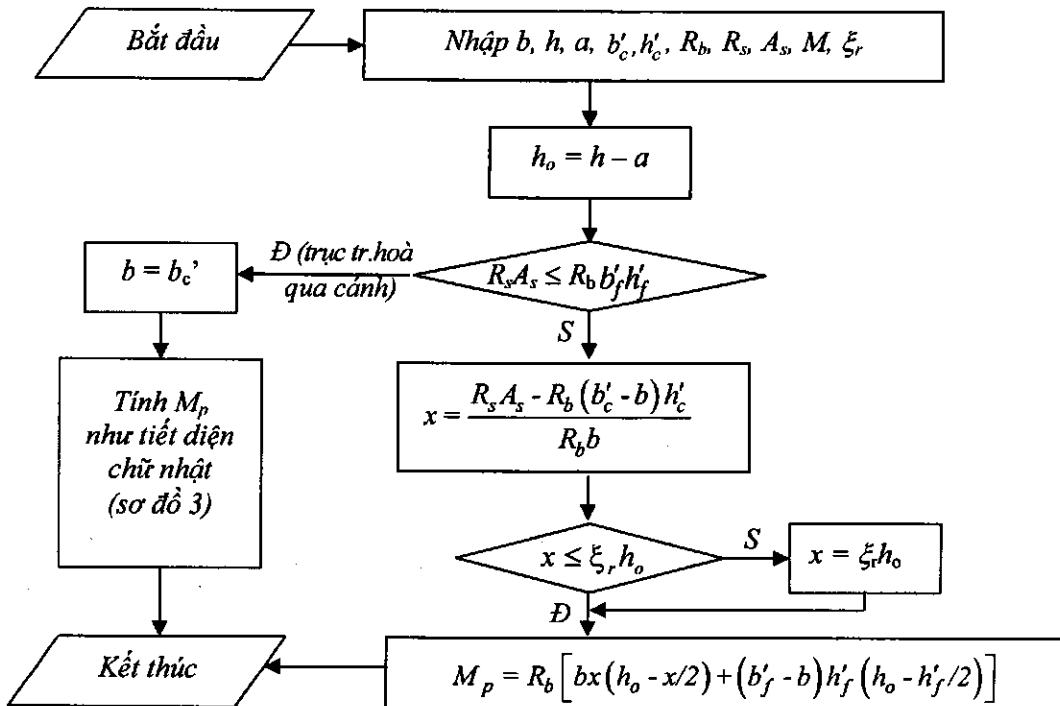
**Sơ đồ 3: Kiểm tra cường độ cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật**



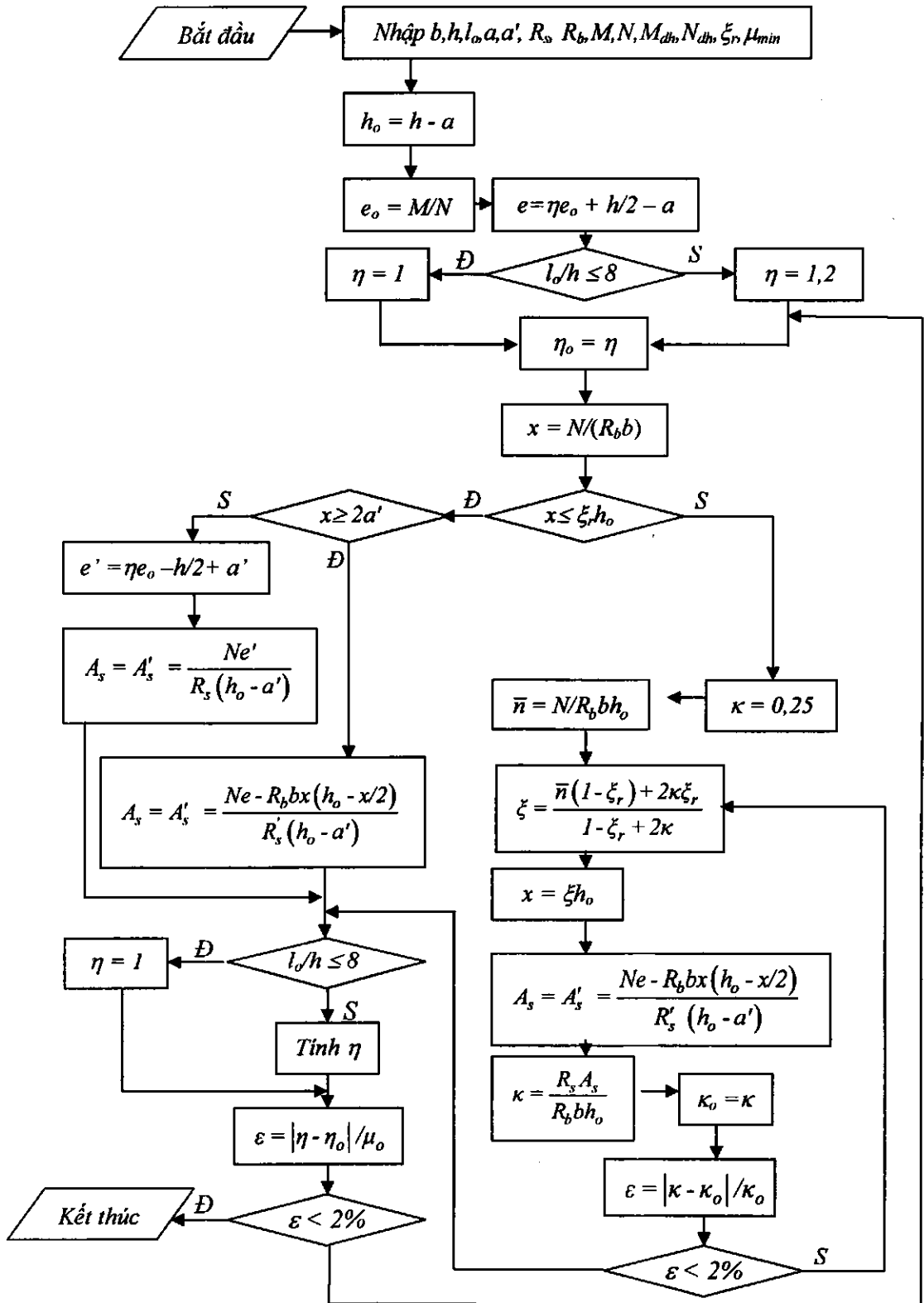
**Sơ đồ 4: Tính cốt thép đơn cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ T có cánh ở phía chịu nén**



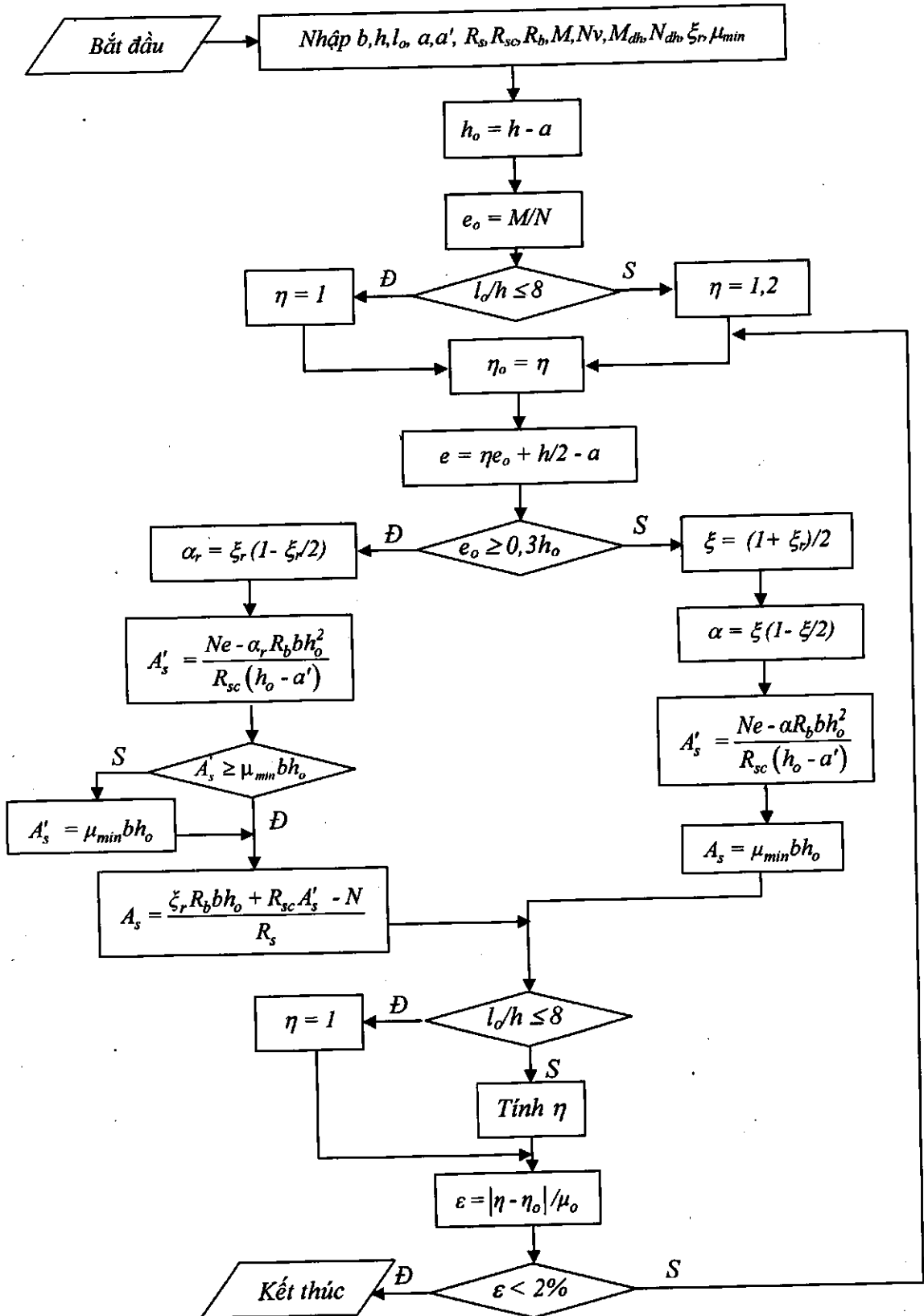
**Sơ đồ 5: Tính khả năng chịu lực cầu kiện chịu uốn cốt thép đơn tiết diện chữ T có cánh ở phía chịu nén**



Sơ đồ 6. Tính cốt thép đối xứng cầu kiện chịu  
nén lệch tâm tiết diện chữ nhật

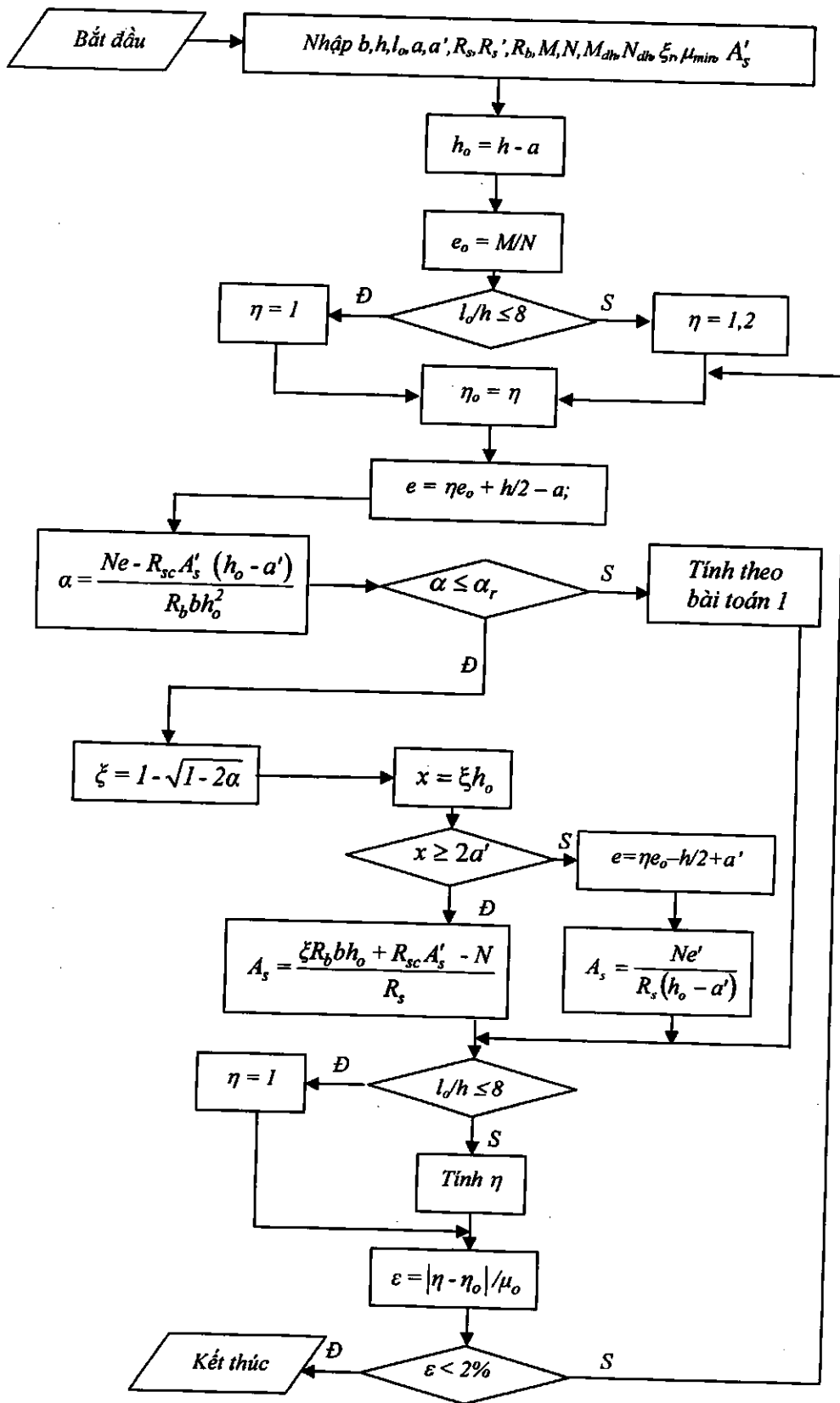


Sơ đồ 7. Tính cốt thép không đối xứng cầu kiện  
chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật (bài toán 1)

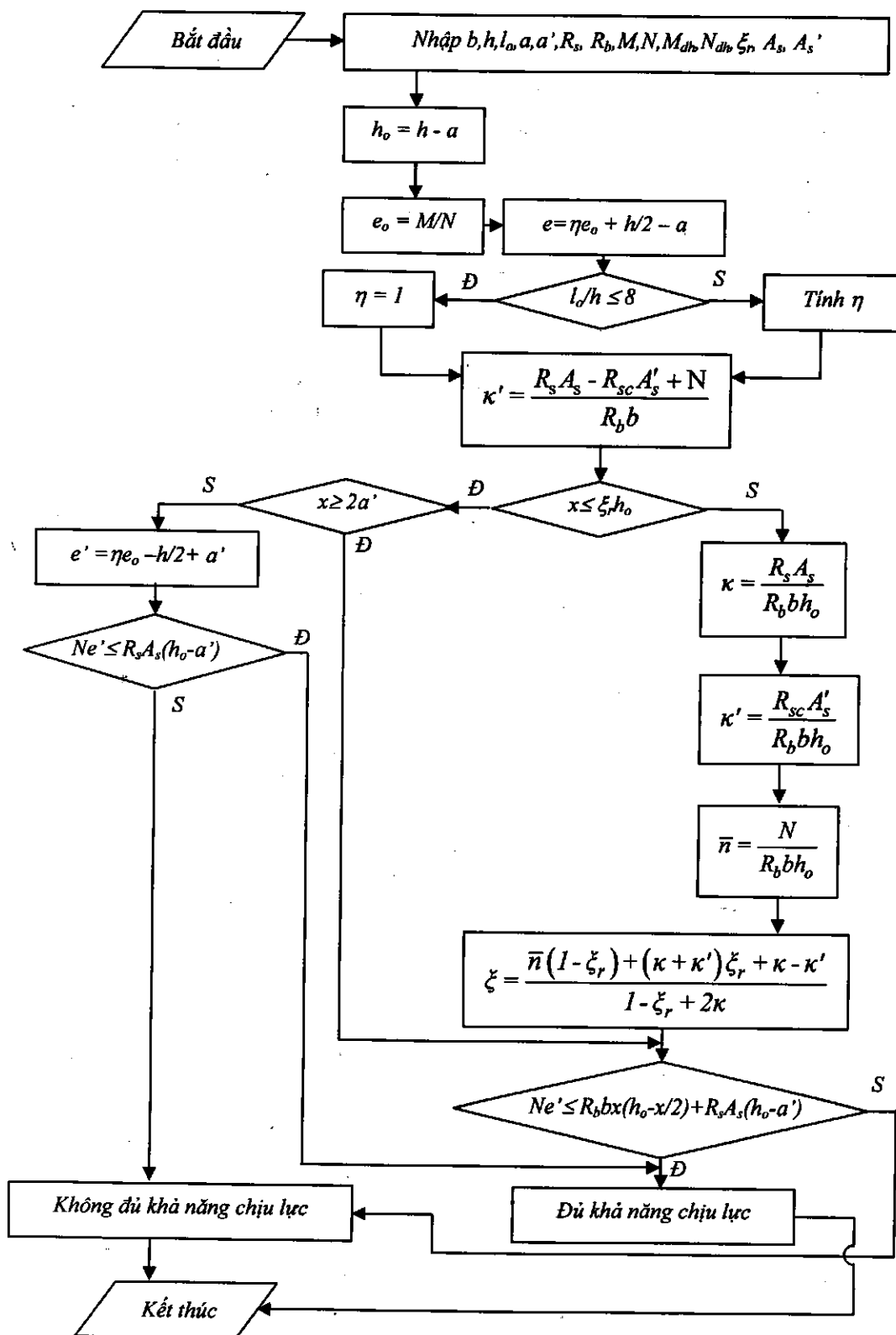




**Sơ đồ 8. Tính cốt thép không đối xứng cầu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật (bài toán 2: tính  $A_s$  biết  $A_s'$ )**



**Sơ đồ 9. Kiểm tra cường độ cấu kiện chịu nén lệch tâm tiết diện chữ nhật**





## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCXDVN 356 : 2005.
2. CHuП 2.03.01-84.
3. TCVN 2737-1995.
4. TCVN 5574-91.
5. Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công, Trịnh Kim Đạm, Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phan Tấn. *Kết cấu bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội, 1990.
6. Trần Mạnh Tuấn, Nguyễn Hữu Thành, Nguyễn Hoàng Hà, Nguyễn Hữu Lân. *Kết cấu bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2001.
7. Nguyễn Đình Công. *Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2006.
8. *Standard Handbook for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book, New York, 1995.
9. Л. П. Поляков, Е.Ф.Лысенко и Л. В. Кузнецов. Железобетонные конструкции. "Вища школа", Киев, 1984.

# MỤC LỤC

	Trang
<i>Lời nói đầu</i>	3
<b>Chương 1. Đại cương về kết cấu bê tông cốt thép</b>	
1.1. Vật liệu bê tông cốt thép	5
1.2. Các tính chất cơ - lý chủ yếu của vật liệu	6
<b>Chương 2. Nguyên tắc tính toán và cấu tạo</b>	
2.1. Cơ sở thực nghiệm của lý thuyết tính toán kết cấu bê tông cốt thép	15
2.2. Về các phương pháp tính toán cấu kiện bê tông cốt thép	16
2.3. Nội dung tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn	19
2.4. Quan hệ giữa ứng suất trong cốt thép và chiều cao vùng nén của tiết diện	21
2.5. Chỉ dẫn chung về cấu tạo của cấu kiện bê tông cốt thép	23
2.6. Sự hư hỏng của kết cấu BTCT	28
<b>Chương 3. Cấu kiện chịu uốn</b>	
3.1. Đặc điểm cấu tạo cấu kiện chịu uốn	29
3.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật về cường độ	32
3.3. Tính toán cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ T về cường độ	42
3.4. Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng	47
3.5. Tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt	49
3.6. Các biện pháp cấu tạo	56
3.7. Biểu đồ bao vật liệu	58
<b>Chương 4. Cấu kiện chịu nén và cấu kiện chịu kéo</b>	
4.1. Đặc điểm cấu tạo của cấu kiện chịu nén	60
4.2. Đặc điểm làm việc của cấu kiện chịu nén	63
4.3. Các công thức cơ bản đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng tiết diện chữ nhật	67
4.4. Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng tiết diện chữ nhật có cốt thép đối xứng	70
4.5. Tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng tiết diện chữ nhật có cốt thép không đối xứng	79

4.6. Trường hợp nén lệch tâm tổng quát	91
4.7. Tính cấu kiện chịu kéo	98
<b>Chương 5. Tính độ võng và khe nứt</b>	
5.1. Tính độ võng cấu kiện chịu uốn	104
5.2. Tính toán sự mở rộng khe nứt	115
<b>Chương 6. Sàn toàn khối</b>	
6.1. Cấu tạo sàn bê tông cốt thép	118
6.2. Tính toán sàn sườn bản dầm	124
6.2.1. Tính toán bản dầm	124
6.3. Tính toán sàn sườn toàn khối có bản liên kết bốn cạnh	134
6.4. Sàn không sườn	143
<b>Phụ lục A. Các chỉ tiêu cơ - lý của vật liệu</b>	144
<b>Phụ lục B. Các bảng để tính cấu kiện BTCT theo trạng thái giới hạn</b>	146
<b>Phụ lục C. Mômen uốn, lực cắt và phản lực gối tựa trong dầm liên tục đều nhịp, chịu tải trọng tập trung (để tính dầm chính của sàn có bản làm việc một phương)</b>	150
<b>Phụ lục D. Các hệ số để tính bản đơn làm việc hai phương chịu tải trọng phân bố đều</b>	160
<b>Tài liệu tham khảo</b>	171

# TÍNH TOÁN CẦU KIẾN BÊTÔNG CỐT THÉP

*Chịu trách nhiệm xuất bản:*  
**BÙI HỮU HẠNH**

<i>Biên tập:</i>	<b>TRẦN CƯỜNG</b>
<i>Chế bản:</i>	<b>PHẠM HỒNG LÊ</b>
<i>Sửa bản in:</i>	<b>TUẤN HOÀNG</b>
<i>Trình bày bìa:</i>	<b>VŨ BÌNH MINH</b>

---

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí kế hoạch xuất bản số 778-2008/CXB/14-61/XD ngày 8/8/2008. In xong và nộp lưu chiểu tháng 9/2008.