

**PGS. TS. NGUYỄN HỮU LÂN**

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

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



## 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.

$E_b$  - môđun đàn hồi ban đầu của bê tông.

$E_s$  - môđun 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	:	kilôniuton ( $kN$ ), đêcaniuton ( $daN$ )
Chiều dài	:	mét ( $m$ ), centimét ( $cm$ ), milimét ( $mm$ )
Mômen	:	kilôniuton mét ( $kNm$ )
Cường độ, ứng suất	:	mêgapascal ( $MPa$ )

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

# Chương 1

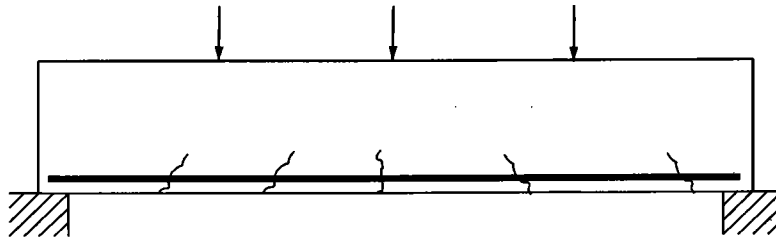
## ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 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**

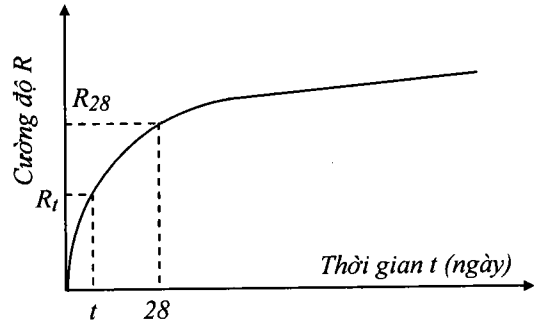
### **1.2.2. Bê tông**

#### **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,



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

K20, K25, K30, K40; mác bê tông theo khả năng chống thấm (là trị số áp suất lớn nhất tính bằng *atm* mà mẫu thử không để nước thấm qua, ký hiệu T) như T2, T4, T8, T10, T12.

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

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

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:

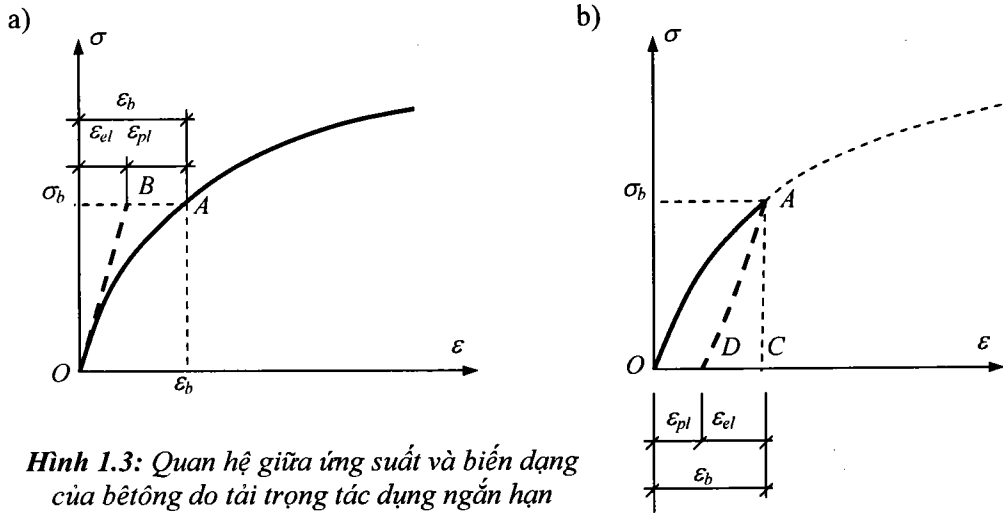
Thành phần và cách chế tạo ảnh hưởng quyết định đến cường độ bê tông: cấp phối bê tông, chất lượng xi măng và cốt liệu, tỉ lệ nước – xi măng, độ chặt của bê tông, điều kiện bảo dưỡng.

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.

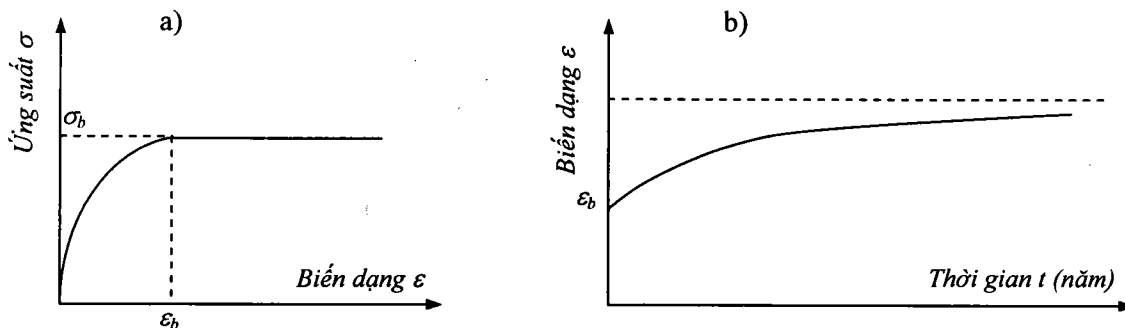
Môđun biến dạng khi nén  $E'_b = \sigma_b / \epsilon_b = \nu \sigma_b / \epsilon_{el} = \nu E_b$  (chỉ có giá trị ứng với từng điểm nhất định trên đường cong  $\sigma_b - \epsilon_b$ ).

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:  $\varphi = \frac{\epsilon_{crp}}{\epsilon_{el}}$ ;

- Suất từ biến, là tỉ số giữa biến dạng từ biến và ứng suất tương ứng:  $C = \frac{\epsilon_{crp}}{\sigma_b}$ , 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.

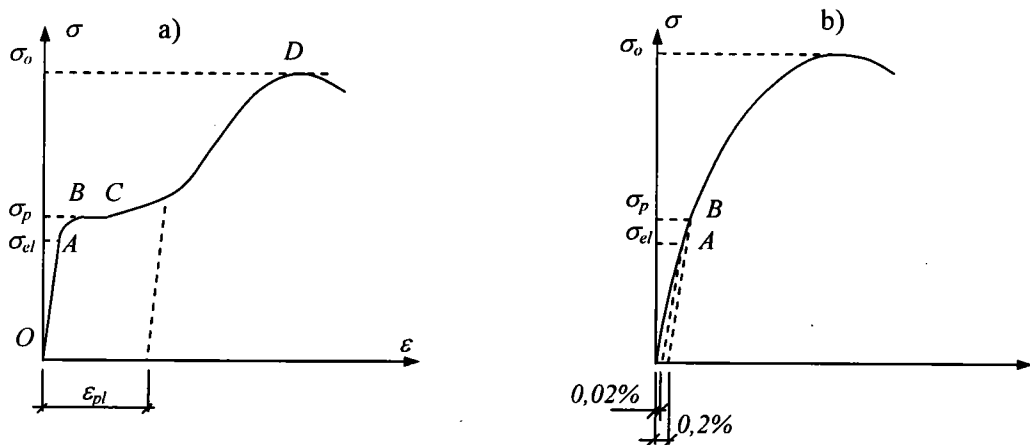
### 1. Tính chất cơ học của thép

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  $\gamma_i \geq 1$ , trị số ghi ở các cột 3, 4 và 5 của bảng 4, phụ lục A.

Cường độ tính toán của thép khi tính cấu kiện theo các trạng thái giới hạn thứ nhất phải lấy bằng trị số nêu trên đây nhân với hệ số điều kiện làm việc của cốt thép  $\gamma_{si}$  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 tròn 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;

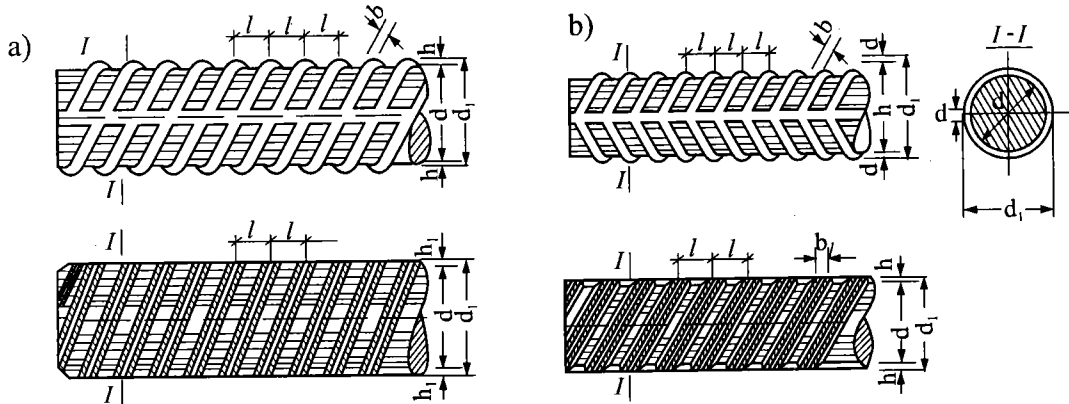
- Nhóm B-I và B<sub>p</sub>-II - sợi thép cường độ cao.

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:

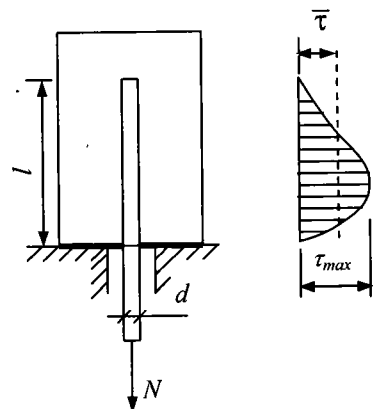
$l$  - chiều dài đoạn cốt thép nằm trong bê tông;

$d$  - 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  $\tau\pi dl$  ( $\tau$  - 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):

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

Ví dụ: Cốt thép nhóm A-II,  $\sigma_p = 300 \text{ MPa}$ , nếu lấy  $\bar{\tau} = 3 \text{ MPa}$  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

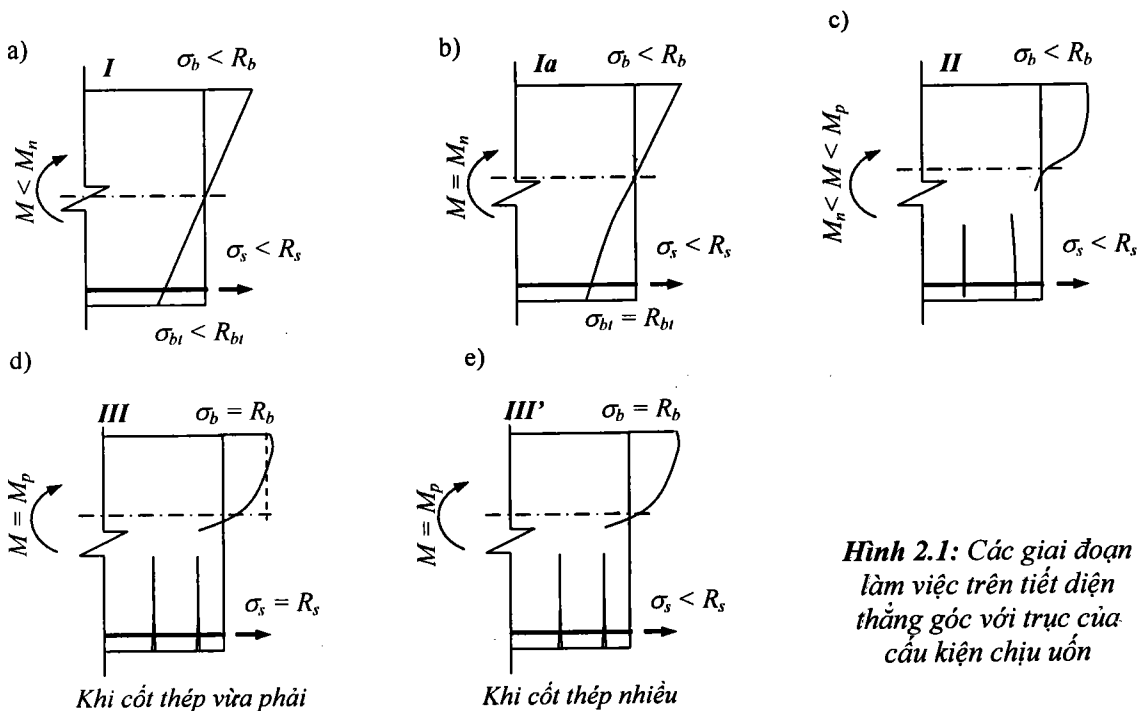
# NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO

### 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 cấu kiện BTCT chịu uốn, nén lệch tâm và kéo lệch tâm đã cho thấy có thể chia quá trình làm việc của cấu kiện thành ba giai đoạn đặc trưng cho trạng thái ứng suất - biến dạng, kể từ khi bắt đầu chất tải cho đến khi cấu 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 cấu 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 dẻo 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 dẻo (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 môđun 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 môđun 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:  $z = h_o - x/2$ .

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

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

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

$T_p$  - khả năng chịu lực của cấu 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 cấu kiện; đây chính là nội lực mà nếu vượt qua nó thì cấu kiện bị phá hoại (theo tính toán).

Nội lực tính toán  $T$  đối với cấu 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 cấu 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 cấu 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, cấu 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:

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

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  $\varepsilon_p = 0$ );

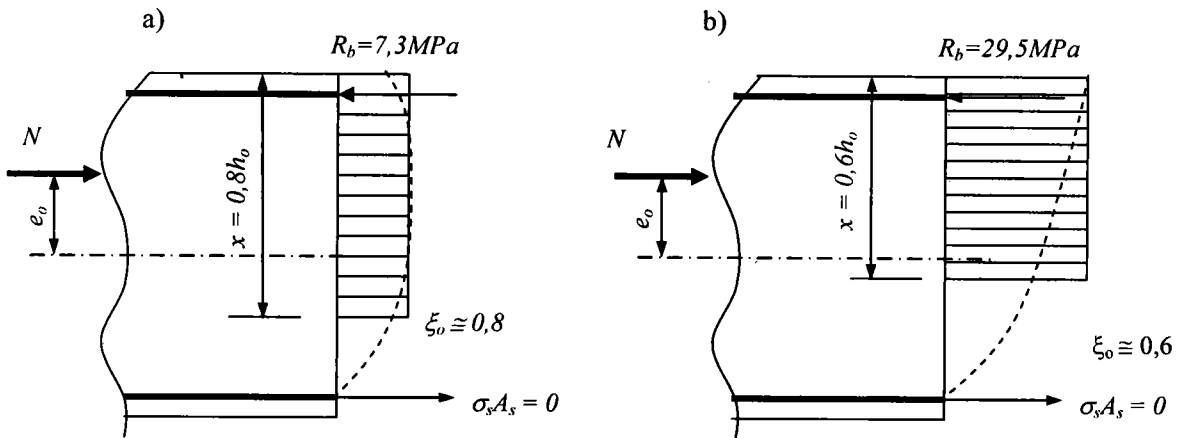
$$l, l = h/h_0;$$

$\xi_0$  - 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).

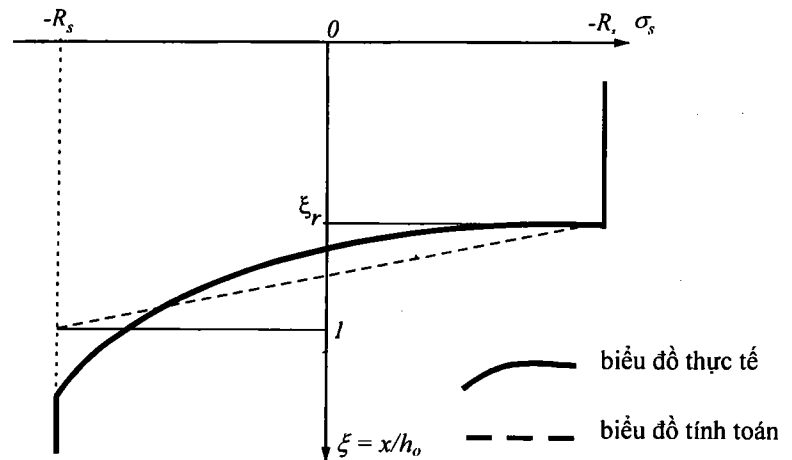


c)

**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%),  $\sigma_\varepsilon = R_{sc} = 0,002 \times 200000 = 400 MPa$ .

$\sigma_p = \varepsilon_p E_s$  - 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

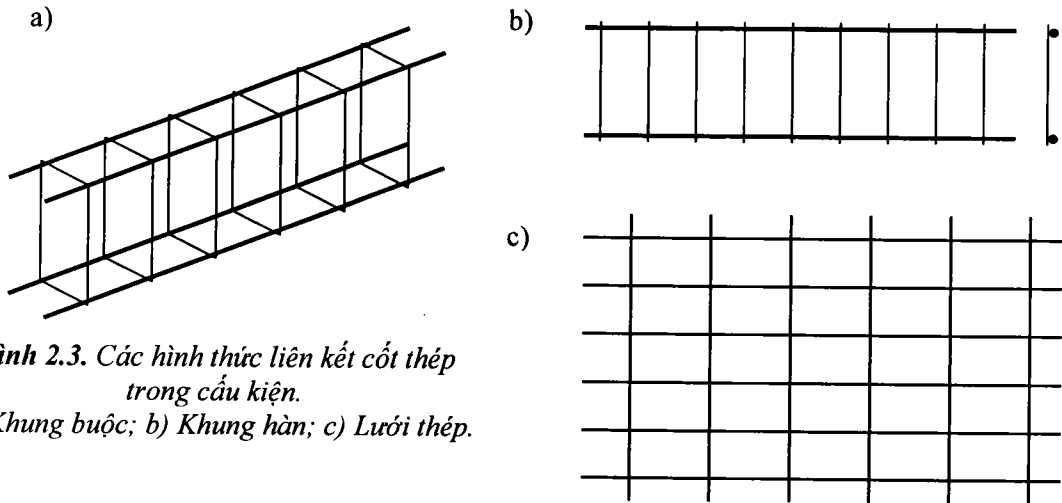
Các cấu kiện BTCT phải được cấu tạo hợp lý về hình dáng, kích thước và sự bố trí cốt thép, nhằm bảo đảm khả năng chịu lực và sự làm việc bình thường trong suốt thời gian sử dụng công trình.

### 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).

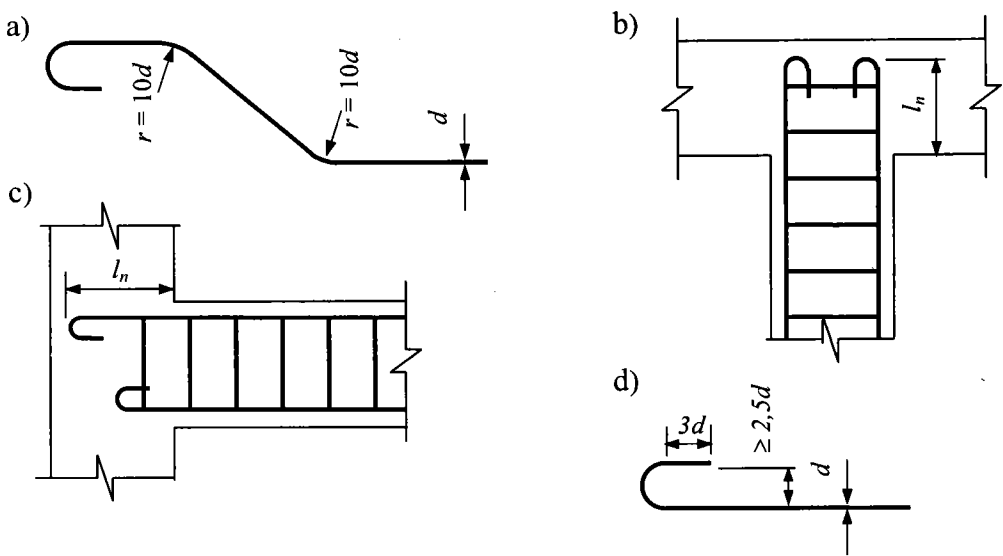
Cốt thép phải được neo để tránh bị kéo tuột khỏi bê tông. Trong khung và lưới thép buộc, các thanh chịu kéo bằng thép tròn trơn cần được uốn móc ở hai đầu. Cốt thép tròn



tròn 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