

GS. NGUYỄN ĐÌNH CỒNG

TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

GS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG

TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP

SÁCH XUẤT BẢN

KỶ NIỆM 40 NĂM THÀNH LẬP
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG

1966 - 2006

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2006

LỜI NÓI ĐẦU

Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép gồm nhiều công đoạn trong đó tính toán tiết diện cột là một phần tương đối quan trọng và chứa đựng một số vấn đề phức tạp như cột chịu nén lệch tâm xiên; cột có tiết diện tròn hoặc chữ T... Những vấn đề đó tuy có được đề cập tới trong Tiêu chuẩn thiết kế cũng như trong một số giáo trình và sách tham khảo nhưng thường mới được trình bày ở dạng nguyên lý chung mà ít được chi tiết hóa, cụ thể hóa để có thể vận dụng trực tiếp. Ngay trường hợp đơn giản là tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm phẳng, tuy đã được giới thiệu ở nhiều tài liệu, đã được cụ thể hóa bằng các công thức tính toán nhưng cũng còn chứa đựng một vài vấn đề cần làm sáng tỏ hơn.

Trong khi thiết kế các công trình, nhiều kỹ sư và sinh viên thường gặp các vấn đề vừa nêu và yêu cầu tác giả giải đáp. Điều đó thôi thúc tác giả biên soạn tài liệu này nhằm giới thiệu một số vấn đề về tính toán, hy vọng có thể cung cấp được các thông tin và phương pháp cần thiết cho các cán bộ nghiên cứu và thiết kế.

Đây là tài liệu tham khảo mà một số nội dung vượt ra ngoài các giáo trình thông thường ở bậc đại học. Những vấn đề tính toán chủ yếu theo sát tiêu chuẩn thiết kế hiện hành của Việt Nam TCXDVN 356 : 2005. Tuy vậy có một số vấn đề được mở rộng, giới thiệu theo nhiều quan điểm khác nhau nhằm giúp độc giả hiểu sâu và rộng hơn về lý thuyết bê tông cốt thép.

Tiêu chuẩn TCXDVN 356 - 2005 được ban hành và có hiệu lực từ tháng 11 năm 2005, dùng để thay thế tiêu chuẩn TCVN 5574 - 1991. Trong quá trình biên soạn tài liệu này (2004 - 2005) tác giả đã dựa vào tiêu chuẩn TCVN 5574. Khi TCXDVN 356 được công bố thì tài liệu này đã chế bản xong và chuẩn bị đem in. Tác giả đã kịp thời sửa chữa bản thảo theo nội dung và ký hiệu của TCXDVN 356. Chắc chắn rằng những vấn đề quan trọng và cơ bản đã được trình bày theo TCXDVN 356. Tuy vậy có một vài ví dụ dùng số liệu cũ của TCVN 5574 tác giả vẫn để nguyên, vì thấy rằng nó không gây ra nhầm lẫn về nhận thức, không ảnh hưởng đến mức độ chính xác của tài liệu.

Năm 2006 Trường Đại học Xây dựng kỷ niệm 40 năm thành lập và 50 năm đào tạo. Tác giả viết tài liệu này cũng là để góp phần vào lễ kỷ niệm đó.

Vì thời gian có hạn nên tác giả chỉ mới đề cập đến việc tính toán một số tiết diện cột mà chưa đưa thêm các vấn đề khác như xác định nội lực, cấu tạo chi tiết. Hy vọng có thể bổ sung và hoàn chỉnh vào dịp khác.

Tác giả xin hoan nghênh và tỏ lòng biết ơn các bạn đọc chỉ ra, góp ý kiến cho những sai sót của tài liệu để tác giả có thể hoàn thiện hơn.

Tác giả

Chương 1

ĐẠI CƯƠNG VỀ KHUNG VÀ CỘT BÊTÔNG CỐT THÉP

1.1. CÁC BƯỚC THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG

Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép nói chung và kết cấu khung nói riêng thường theo thứ tự các bước sau:

1. Giới thiệu, mô tả kết cấu.
2. Lựa chọn phương án, lập sơ đồ kết cấu.
3. Chọn kích thước sơ bộ các tiết diện, chọn vật liệu.
4. Tính toán các tải trọng, dự kiến các tác động
5. Xác định nội lực, tổ hợp nội lực.
6. Tính toán tiết diện, kiểm tra các điều kiện sử dụng.
7. Thiết kế chi tiết, chọn cấu tạo, thể hiện.

Các bước trên được quy về các giai đoạn thiết kế gồm: Thiết kế cơ sở (sơ bộ), thiết kế kỹ thuật và thiết kế bản vẽ thi công.

Với các công trình lớn thiết kế theo ba giai đoạn trong đó thiết kế cơ sở gồm nội dung các bước 1, 2, 3; thiết kế kỹ thuật gồm nội dung các bước 4, 5, 6 và thiết kế bản vẽ thi công gồm nội dung bước 7.

Với công trình vừa và nhỏ thiết kế theo hai giai đoạn hoặc một giai đoạn (thiết kế trực tiếp bản vẽ thi công) tuy vậy vẫn thực hiện cả 7 bước trong đó có một số bước có thể làm gộp, đơn giản hóa.

Hồ sơ thiết kế gồm có bản thuyết minh và các bản vẽ. Nội dung của các bước có thể được trình bày trong bản thuyết minh hoặc trong các bản vẽ.

Ở bước 1 cần trình bày tên gọi của kết cấu, vị trí (trên mặt bằng kết cấu của công trình), nhiệm vụ, đặc điểm của kết cấu.

Bước 2 là bước khá quan trọng trong đó việc đề xuất các phương án, phân tích và so sánh để chọn được phương án hợp lý có ý nghĩa lớn đến nhiều mặt. Một phương án hợp lý của kết cấu là đảm bảo được yêu cầu của kiến trúc (yêu cầu về sử dụng), bảo đảm độ bền vững, sử dụng tiết kiệm vật liệu và thuận tiện cho thi công.

Việc đề xuất các phương án có thể theo hai cách:

a) Dựa trên nhiệm vụ, đặc điểm của kết cấu mà đề ra các phương án độc lập nhau (do một số người hoặc do một người).

b) Trước tiên đưa ra một phương án, phân tích ưu, nhược điểm của phương án đó, trên cơ sở tìm cách khắc phục nhược điểm mà đề xuất phương án khác.

Việc lập sơ đồ kết cấu một cách đúng đắn là rất cần thiết. Đối với cả ngôi nhà thì đó là việc bố trí kết cấu tổng thể và vẽ mặt bằng kết cấu. Đối với kết cấu khung thì đó là xác định hình dạng, liên kết, các kích thước cơ bản. Khi lập sơ đồ kết cấu trước hết cần quan tâm tới ổn định tổng thể của chúng, sau đó mới xem xét đến sự làm việc của từng bộ phận. Trong việc lập sơ đồ khung thì vấn đề khung phẳng hoặc khung không gian là quan trọng, vấn đề này được đề cập ở mục 1.2.

Một số vấn đề về tổ hợp nội lực và chọn kích thước tiết diện được trình bày ở mục 1.3 và 1.4.

Nội dung chính của tài liệu này bao gồm việc tính toán tiết diện theo hai dạng bài toán: tính toán cốt thép hoặc kiểm tra.

Tính toán cốt thép là khi biết nội lực và kích thước tiết diện cần xác định lượng cốt thép cần thiết, đủ khả năng chịu lực.

Tính toán kiểm tra là khi đã biết tiết diện và cốt thép cần kiểm tra xem tiết diện có đủ khả năng chịu được nội lực cho trước hay không.

Việc chọn kích thước ở bước 3 là sơ bộ, có thể là hợp lý hoặc chưa. Để đánh giá kích thước tiết diện đã chọn là hợp lý hay không cần phải căn cứ vào kết quả tính toán cốt thép hoặc kết quả kiểm tra. Nếu kích thước đã chọn là quá bất hợp lý (quá bé hoặc quá lớn) thì cần phải chọn lại và tính toán lại.

1.2. SƠ ĐỒ KẾT CẤU KHUNG

Khung gồm có các cột, các dầm liên kết với nhau và liên kết với móng. Trong sơ đồ khung các cột và dầm được thay bằng đường trục của nó.

Về hình học và sự làm việc, phân biệt khung phẳng và khung không gian.

Khung gọi là phẳng khi trục các bộ phận của nó cùng nằm trong một mặt phẳng và các tải trọng tác dụng trong mặt phẳng đó. Mặt phẳng đó được gọi là mặt phẳng khung hoặc mặt phẳng uốn.

Khung là không gian khi trục các bộ phận không cùng nằm trong mặt phẳng hoặc tuy cùng nằm trong một mặt phẳng nhưng có chịu tải trọng tác dụng ngoài mặt phẳng khung.

Trong kết cấu nhà, khung thường được cấu tạo thành hệ không gian (khối khung). Hệ khung không gian có thể được xem là gồm các khung phẳng liên kết với nhau bằng các dầm, ngoài mặt phẳng khung.

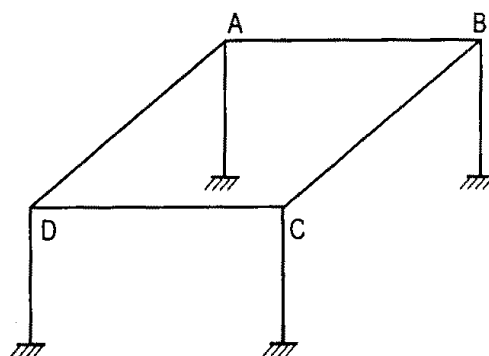
Tùy theo phương án kết cấu chịu lực chính của nhà mà hệ khung có thể thuộc về nhà khung hoặc nhà kết hợp.

Với nhà khung, hệ khung chịu toàn bộ tải trọng đứng và tải trọng ngang.

Với nhà kết hợp (với lõi cứng, vách cứng) khung chịu phần tải trọng đứng trực tiếp truyền vào nó và chịu phần tải trọng ngang được phân phối cho nó.

Tuy hệ khung là không gian nhưng về sự làm việc và tính toán có thể theo sơ đồ không gian hoặc theo sơ đồ phẳng tùy thuộc vào tải trọng tác dụng và mức độ gần đúng có thể chấp nhận được.

Để phân biệt trường hợp làm việc của khung là phẳng hay không gian, xét trường hợp hệ khung đơn giản gồm 4 cột A, B, C, D và 4 dầm liên kết các đầu cột (hình 1.1). Khảo sát các trường hợp khung chịu tải trọng đứng và ngang.

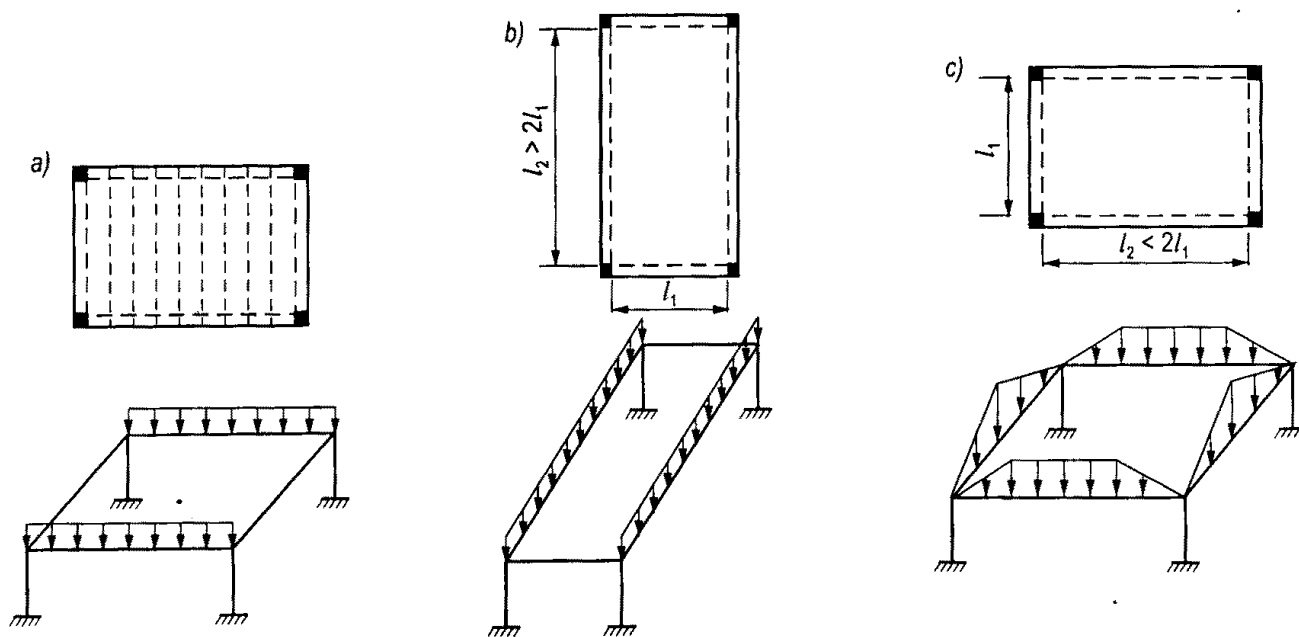


Hình 1.1. Hệ khung đơn giản

a) Khung chịu tải trọng đứng

Tải trọng trên sàn truyền vào khung tùy thuộc vào kết cấu sàn theo các trường hợp sau:

Trường hợp 1. Sàn lắp ghép dùng panen đặt theo một phương (hình 1.2a), tải trọng từ panen chỉ truyền lên hai khung phẳng song song, hai khung này làm việc theo khung phẳng, các dầm vuông góc với các khung này chỉ đóng vai trò liên kết, không chịu lực.



Hình 1.2. Các trường hợp sàn truyền tải trọng đứng vào khung.

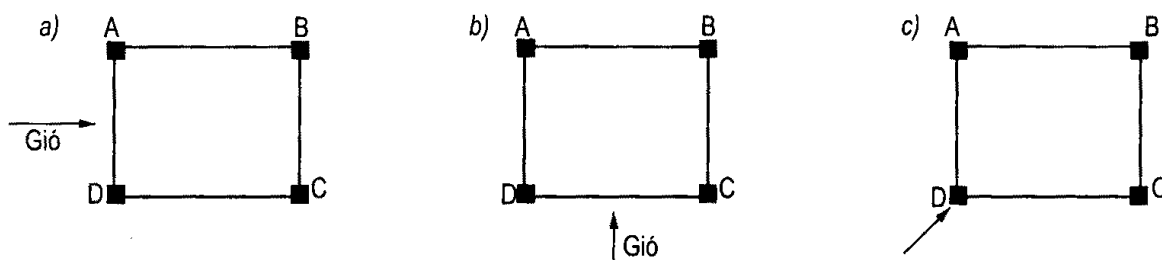
Trường hợp 2. Khi bản sàn là toàn khối kê lên 4 dầm mà tỷ số giữa các cạnh bản $\frac{l_2}{l_1} > 2$, xem gần đúng bản chịu uốn một phương, tải trọng từ bản truyền lên hai khung đối diện, mỗi khung làm việc theo khung phẳng (hình 1.2b).

Trường hợp 3. Bản kê lên 4 dầm mà tỷ số cạnh bản $\frac{l_2}{l_1} < 2$, bản chịu uốn theo hai phương, truyền tải trọng lên cả 4 dầm, hệ khung làm việc không gian (hình 1.2c).

Trường hợp 4. Khi dùng thêm các dầm phụ (dầm sàn) để đỡ bản sàn, dầm phụ kê lên dầm khung. Tùy theo sơ đồ bố trí dầm phụ mà xét khung làm việc phẳng hoặc không gian.

b) Khung chịu tải trọng ngang (gió)

Tùy theo phương của tải trọng. Khi xét tải trọng gió theo phương ngang (hình 1.3a) thì các khung AB và DC làm việc theo khung phẳng. Khi xét gió theo phương dọc (hình 1.3b) thì hai khung AD và BC làm việc theo khung phẳng, còn khi xét gió theo phương xiên thì hệ khung làm việc không gian. Chú ý rằng khi xét tác dụng của gió người ta xem sàn là cứng vô cùng trong mặt phẳng của nó nên sàn làm được nhiệm vụ truyền tải trọng gió vào các khung.

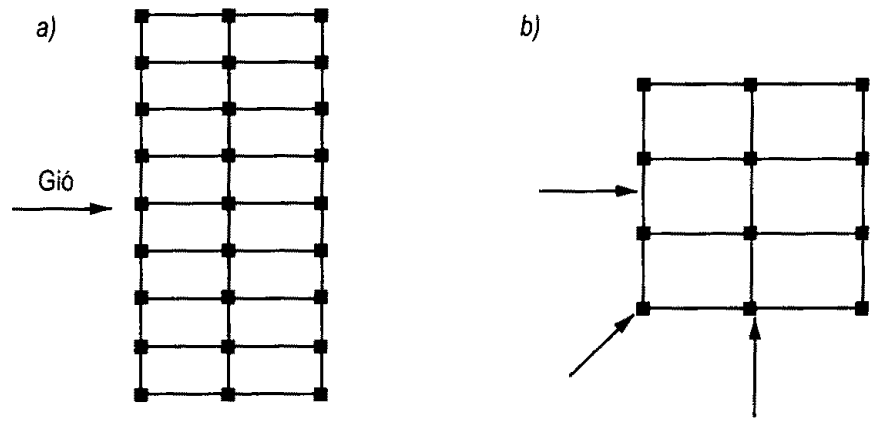


Hình 1.3. Các trường hợp hệ khung chịu tải trọng ngang

Với hệ khung của toàn nhà cũng tiến hành phân tích như trên để xem xét là khung làm việc theo phẳng hoặc theo không gian. Từ chỗ phân tích sự làm việc của sàn để quyết định cách truyền tải trọng đúng. Khi mà có thể xem toàn bộ tải trọng đứng trên sàn chỉ truyền lên các khung ngang (hoặc khung dọc) thì các khung ấy được xem là làm việc theo khung phẳng dưới tác dụng của tải trọng đứng. Ngược lại thì phải truyền tải trọng đứng lên cả các khung dọc và ngang và có khung không gian.

Với tải trọng ngang, thường người ta dựa vào mặt bằng kết cấu nhà để xét trường hợp bất lợi của tải trọng. Khi mặt bằng nhà hẹp mà dài, độ cứng tổng thể của nhà theo phương ngang là khá bé so với phương dọc. Lúc này tác dụng của gió theo phương ngang sẽ bất lợi hơn do đó chỉ xét gió theo phương ngang (hình 1.4a) và mỗi khung ngang được tính theo khung phẳng, chịu tác dụng của phần tải trọng gió phân phối cho nó.

Hình 1.4. Các trường hợp bất lợi của gió đối với kết cấu nhà



Khi mặt bằng kết cấu nhà có dạng gần vuông, độ cứng tổng thể của nhà theo hai phương gần bằng nhau thì phải xét tác dụng của gió theo ba trường hợp: ngang, dọc và xiên (hình 1.4b). Với gió dọc và ngang nhà các khung làm việc phẳng còn với gió xiên, khung làm việc không gian.

Tính toán nội lực khung phẳng là bài toán kết cấu thông thường, có thể giải bằng nhiều phương pháp khác nhau. Hiện nay các bài toán khung phẳng chủ yếu được giải nhờ việc sử dụng các phần mềm tính toán trên máy tính.

Tính toán nội lực khung không gian là khá phức tạp và thường chỉ có thể giải nhờ các chương trình khá mạnh. Có thể giải gần đúng bài toán khung không gian bằng cách đưa về bài toán phẳng theo cách phân chia hệ khung thành các khung dọc và khung ngang, trên mỗi khung xếp đặt các tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên khung đó. Giải toàn bộ các khung dọc và khung ngang theo trường hợp khung phẳng. Nội lực trong dầm của khung nào là của dầm đó còn nội lực trong cột là bằng tổng nội lực trong cột ấy của hai khung giao nhau.

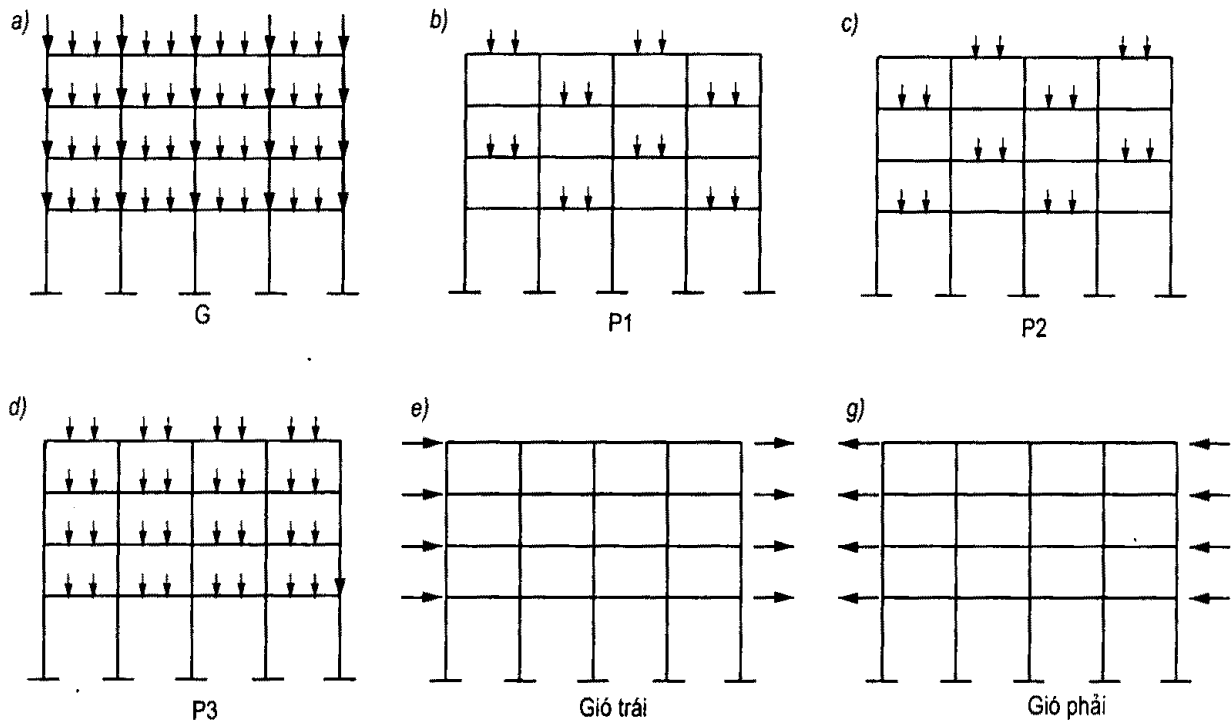
1.3. TỔ HỢP NỘI LỰC KHUNG

1.3.1. Đại cương về tổ hợp nội lực

Khi tính toán nội lực khung cần tính riêng nội lực do tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) và nội lực do các trường hợp khác nhau của tải trọng tạm thời (hoạt tải). Cuối cùng cần tổ hợp để tìm ra các giá trị nội lực bất lợi.

Với các khung phẳng thuộc kết cấu nhà dân dụng, trong tổ hợp cơ bản cần xét 6 trường hợp tải trọng sau:

1. Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) (hình 1.5a).
2. Tải trọng tạm thời cách tầng cách nhịp trường hợp 1 (hình 1.5b).
3. Tải trọng tạm thời cách tầng cách nhịp trường hợp 2 (hình 15.c).
4. Tải trọng tạm thời trên toàn bộ dầm (hình 1.5d).
5. Tải trọng gió từ trái sang (hình 1.5e).
6. Tải trọng gió từ phải sang (hình 1.5g).



Hình 1.5. Các trường hợp tải trọng tính khung phẳng.

Với kết cấu khung nhà công nghiệp, trong tổ hợp cơ bản còn phải xét thêm tải trọng do cầu trục (gồm tác dụng thẳng đứng và tác dụng ngang) tác dụng ở một phía hay hai phía của cột đang xét.

Tính toán khung với tổ hợp đặc biệt còn cần xét thêm nội lực do các tải trọng đặc biệt (động đất, cháy nổ...).

Tổ hợp nội lực là một phép cộng có lựa chọn nhằm tìm ra những giá trị nội lực bất lợi để tính toán cốt thép hoặc để kiểm tra khả năng chịu lực. Việc tổ hợp nội lực (hoặc tổ hợp tải trọng) được tiến hành theo các tiêu chuẩn thiết kế. Tiêu chuẩn của các nước quy định cách tổ hợp có khác nhau.

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737 -1995 về Tải trọng và tác động quy định hai tổ hợp cơ bản. Tổ hợp cơ bản 1 gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực do một trường hợp của hoạt tải (có lựa chọn). Tổ hợp cơ bản hai gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực do ít nhất hai hoạt tải (có lựa chọn trường hợp bất lợi) trong đó nội lực của hoạt tải được nhân với hệ số tổ hợp 0,9. Khi trong tổ hợp có xét đến tải trọng cầu trục thì còn cần chú ý hệ số tổ hợp khi xét sự hoạt động đồng thời của một, hai hay bốn cầu trục. Trong mỗi tổ hợp, tùy theo trạng thái giới hạn được dùng để tính toán mà còn dùng hệ số độ tin cậy (hệ số vượt tải) của tải trọng. (Tải trọng tính toán bằng tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số độ tin cậy).

Tiêu chuẩn thiết kế của Anh, Pháp, Mỹ không đưa riêng hệ số độ tin cậy mà ghép chung vào hệ số tổ hợp. Các nội lực được xác định theo tải trọng tiêu chuẩn, ký hiệu như sau:

G - nội lực do tải trọng thường xuyên, trong đó một vài tiêu chuẩn thiết kế còn phân biệt G_{max} là trường hợp bất lợi (gây ra tác dụng cùng dấu với nội lực do hoạt tải) và G_{min} là trường hợp có lợi (gây ra tác dụng ngược dấu với nội lực do hoạt tải).

P_i ($i = 1, 2 \dots n$) - nội lực do các hoạt tải.

Nội lực tổ hợp ký hiệu là S được tính với các hệ số tổ hợp khác nhau.

Khi chỉ xét tác dụng của một hoạt tải sàn P_k (như tổ hợp cơ bản 1 của TCVN) thì các hệ số trong các tiêu chuẩn như sau:

Tiêu chuẩn Pháp BEAL - 99:

$$S_1 = 1,35G_{max} + G_{min} + 1,5P_k$$

Tiêu chuẩn Anh BS8110:

$$S_1 = 1,4G_{max} + G_{min} + 1,6P_k$$

Tiêu chuẩn Mỹ - ACI 318:

$$S_1 = 1,4G + 1,7P_k$$

Khi xét tác dụng của cả hoạt tải sàn P_k và hoạt tải gió P_w thì:

Tiêu chuẩn Pháp:

$$S_2 = 1,35G + 1,5P_k + P_w$$

Hoặc:

$$S_2 = G + 1,5P_w + 1,3\psi_0P_k$$

$$\psi_0 = 0,77 \div 0,9.$$

Tiêu chuẩn Anh:

$$S_2 = 1,2G + 1,2P_k + 1,2P_w$$

Tiêu chuẩn Mỹ:

$$S_2 = 0,75(1,4G + 1,7P_k) + 1,6P_w$$

Cần chú ý rằng hệ số trong tổ hợp nội lực được lấy cao hơn chưa khẳng định được là độ an toàn của kết cấu sẽ cao hơn vì rằng độ an toàn còn phụ thuộc vào giá trị cường độ của vật liệu được dùng trong tính toán (hoặc hệ số độ tin cậy đối với cường độ vật liệu). Cùng một loại bê tông và một loại thép thì cường độ để tính toán trong các tiêu chuẩn có giá trị khác nhau. Chính vì điều này các cán bộ thiết kế cần lưu ý khi sử dụng các tiêu chuẩn. Đã xác định nội lực theo tiêu chuẩn nào thì phải lấy cường độ vật liệu theo tiêu chuẩn tương ứng để tính toán, nếu không thì có thể gặp phải những nhầm lẫn đáng tiếc.

1.3.2. Tổ hợp nội lực khung phẳng theo TCVN

Việc tổ hợp nội lực cơ bản của kết cấu khung phẳng được giới thiệu khá chi tiết trong nhiều tài liệu và giáo trình. Ở đây chỉ trình bày một số vấn đề cơ bản.

Tổ hợp nội lực được lập riêng cho cột và dầm. Với cột cần tiến hành tổ hợp đồng thời lực dọc N và mômen uốn M cho từng tiết diện vì rằng khi tính toán cốt thép cần sử dụng cùng lúc cả N và M. Với mômen M cần quy định chiều dương và trong bảng tổ hợp giá trị của M được mang dấu đại số.

Trong mỗi tổ hợp, tại mỗi tiết diện cần tổ hợp để tìm ra các cặp nội lực: M_{max} và N tương ứng, M_{min} (giá trị max theo chiều ngược lại) và N tương ứng, N_{max} và M tương ứng. Thí dụ về tổ hợp nội lực của một đoạn cột của khung nhà dân dụng được trình bày ở bảng 1.1, còn thí dụ về tổ hợp nội lực của một tiết diện cột nhà công nghiệp một tầng có cầu trục được trình bày ở bảng 1.2.

Bảng 1.1. Bảng tổ hợp nội lực cột khung nhà dân dụng

Tiết diện	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải			Nội lực do gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
			TH1	TH2	TH3	Trái	Phải	M_{max} N_{tur}	M_{min} N_{tur}	N_{max} M_{tur}	M_{max} N_{tur}	M_{min} N_{tur}	N_{max} M_{tur}
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	M	27	21	-3	18	-36	38	65	-9	45	80	-8	77,4
	N	230	100	39	139	-7	9	239	223	369	328	259	363
B	M	-14	-10	2	-8	37	-35	23	-49	-22	21	-54,5	-53
	N	240	100	39	139	-7,5	6	232	246	379	268	335	370

Ô A7: $M_{max} = 27 + 38 = 65$; $N_{tur} = 230 + 9 = 239$

A8: $M_{min} = 27 - 36 = -9$; $N_{tur} = 230 - 7 = 223$

A9: $N_{max} = 230 + 139 = 369$; $M_{tur} = 27 + 18 = 45$

A10: $M_{max} = 27 + 0,9 (21 + 38) = 80$; $N_{tur} = 230 + 0,9 (100 + 9) = 328$

A11: $M_{min} = 27 + 0,9 (-3 - 36) = -8$; $N_{tur} = 230 + 0,9 (39 - 7) = 259$

A12: $N_{max} = 230 + 0,9 (139 + 9) = 363$; $M_{tur} = 27 + 0,9 (18 + 38) = 77,4$

B12: $N_{max} = 240 + 0,9 (139 + 6) = 370$; $M_{tur} = -14 + 0,9 (-8 - 35) = -53$

Bảng 1.2. Bảng tổ hợp nội lực cột nhà công nghiệp

Tiết diện	Nội lực	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải mái			Nội lực do cầu trục				Nội lực do gió	
			TH1	TH2	TH3	Bên trái		Bên phải		Trái	Phải
						Do D_{max}	Do T_{max}	Do D_{max}	Do T_{max}		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
C	M	0,4	-0,5	0,6	0,1	-20	±2	25	±3	14	-14
	N	118	7	8	15	47	0	56	0	0	0

Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2		
M_{\max} N	M_{\min} N	N_{\max} M	M_{\max} N	M_{\min} N	N_{\max} M
11	12	13	14	15	16
1, 7, 8	1, 5, 6	1, 5, 6, 7, 8	1, 3, 7, 8, 9	1, 2, 5, 6, 10	1, 4, 5, 6, 7, 8, 9
24, 2	-18, 3	7, 4	35	-29,5	19,4
165,6	158	190	150,4	161	196,4

Trong bảng 1.2, hoạt tải mái được xét 3 trường hợp: trường hợp 1 hoạt tải ở phía bên trái; trường hợp 2 hoạt tải ở phía bên phải; trường hợp 3 hoạt tải ở cả hai bên.

Với nội lực do cầu trục lấy hệ số 0,85 khi xét hoạt động đồng thời của 2 cầu trục và 0,7 khi xét 4 cầu trục.

$$\text{Ô C11: } M_{\max} = 0,4 + 0,85 (25 + 3) = 24,2$$

$$N = 118 + 0,85 \times 56 = 165,6$$

$$\text{C12: } M_{\min} = 0,4 + 0,85 (-20 - 2) = -18,3$$

$$N = 118 + 0,85 \times 47 = 158$$

$$\text{C13: } N_{\max} = 118 + 0,7 (47 + 56) = 190$$

$$M = 0,4 + 0,7 (-20 + 2 + 25 + 3) = 7,4$$

$$\text{C14: } M_{\max} = 0,4 + 0,9 [0,6 + 0,85 (25+3) + 14] = 35$$

$$N = 118 + 0,9 [8 + 0,85 \times 56] = 150,4$$

$$\text{C15: } M_{\min} = 0,4 + 0,9 [-0,5 - 0,85(20+2) - 14] = -29,5$$

$$N = 118 + 0,9 [7 + 0,85 \times 47] = 161$$

$$\text{C16: } N_{\max} = 118 + 0,9 [15 + 0,7 (47 + 56)] = 196,4$$

$$M = 0,4 + 0,9 [0,1 + 0,7 (-20 + 2 + 25 + 3) + 14] = 19,4$$

Khi tổ hợp nội lực cột thường người ta chỉ chú trọng đến các cặp nội lực gồm M và N tác dụng đồng thời mà bỏ qua lực cắt với nhận xét là lực cắt trong cột khá bé, riêng bê tông đủ khả năng chịu mà không cần tính toán cốt thép ngang (để chịu lực cắt). Với tiết diện ở chân cột còn phải tổ hợp thêm lực cắt để có số liệu khi tính móng. Với những tiết diện khác, nếu thấy rằng lực cắt là đáng kể, cần phải tính toán cốt thép ngang thì cũng cần tổ hợp thêm lực cắt.

Với dầm khung, nội lực chủ yếu là mômen uốn M và lực cắt Q, ngoài ra còn có lực dọc N (nén hoặc kéo). Thông thường đối với dầm có thể bỏ qua ảnh hưởng của lực nén nếu $N_n \leq 0,1 R_b b h_0$ và bỏ qua ảnh hưởng của lực kéo N_k nếu $N_k \leq 0,1 R_{bt} b h_0$. (R_b và R_{bt} là cường độ tính toán của bê tông về nén và kéo) và chỉ tổ hợp nội lực M và Q. Cần tổ hợp riêng M và Q để vẽ biểu đồ bao của M và của Q. Với dầm không tổ hợp M và Q

tương ứng vì M và Q được dùng riêng để tính toán cốt thép dọc và cốt thép ngang (không dùng đồng thời như M và N ở trong cột). Tổ hợp nội lực của một đoạn dầm khung được trình bày ở bảng 1.3, 1.4 và trên hình 1.6.

Bảng 1.3. Tổ hợp mômen của dầm khung

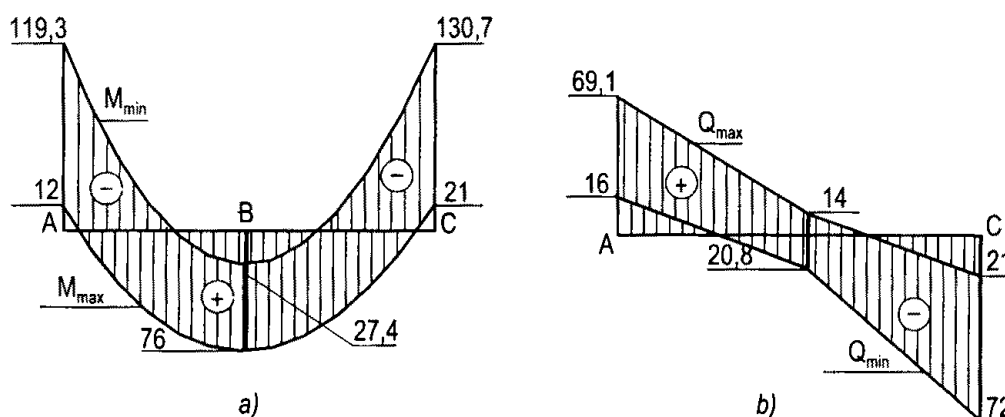
Tiết diện	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải sàn			Nội lực do gió		Tổ hợp CBI		Tổ hợp CB2	
		TH 1	TH 2	TH 3	Trái	Phải	M_{\max}	M_{\min}	M_{\max}	M_{\min}
A	-50	-25	-20	-45	38	-32	-12	-95	-	-119,3
B	40	36	-10	26	3	-4	76	30	75,1	27,4
C	-56	-22	-24	-46	-37	35	-21	-102	-	-130,7

Bảng 1.4. Tổ hợp lực cắt của dầm khung

Tiết diện	Nội lực do tĩnh tải	Nội lực do hoạt tải			Nội lực do gió		Tổ hợp CBI		Tổ hợp CB2	
		TH 1	TH 2	TH 3	Trái	Phải	Q_{\max}	Q_{\min}	Q_{\max}	Q_{\min}
A	34	24	-8	16	15	-12	58	22	69,1	16
B	-1	-2	-8	-10	15	-12	14	-13	-	-20,8
C	-36	-20	-8	-28	15	-12	-21	-64	-	-72

Cần chú ý rằng M_{\max} và M_{\min} cũng như Q_{\max} và Q_{\min} được thể hiện với dấu đại số và có thể là khác dấu hoặc cùng dấu.

Hình bao mômen và hình bao lực cắt của đoạn dầm được thể hiện trên hình 1.6.



Hình 1.6. Hình bao mômen và lực cắt của dầm khung

Cần chú ý rằng, để vẽ được hình bao mômen chính xác hơn thì cần tính thêm giá trị M_{\max} , M_{\min} cho một số tiết diện nữa ở khoảng giữa của dầm. Hình bao lực cắt vẽ ở hình 1.6b ứng với trường hợp đoạn dầm không chịu tải trọng tập trung. Nếu trên đoạn dầm có tải trọng tập trung thì biểu đồ lực cắt có bước nhảy tại nơi đặt lực tập trung, cần xác định thêm Q_{\max} , Q_{\min} tại các tiết diện đó.

Trong trường hợp nếu xét thấy không thể bỏ qua lực dọc N khi tính toán dầm thì cần phải tổ hợp mômen M trong dầm cùng với lực dọc N như đối với cột.

1.3.3. Tổ hợp nội lực khung không gian

So với việc tổ hợp nội lực khung phẳng thì tổ hợp nội lực khung không gian là phức tạp hơn rất nhiều vì phải xét đồng thời đến 6 thành phần nội lực.

1.3.3.1. Tổ hợp nội lực dầm

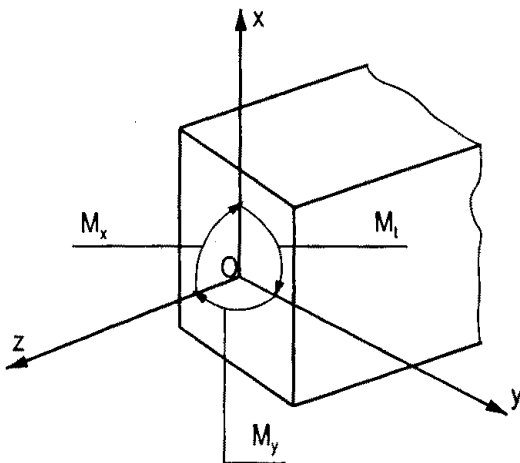
Gắn các trục $Oxyz$ vào dầm như trên hình 1.7. Thông thường cần quan tâm tới M_x , Q_x là nội lực tác dụng trong mặt phẳng xOz mà có thể bỏ qua M_y , Q_y tác dụng trong mặt yOz . Tuy vậy với khung không gian còn cần chú ý đến mômen xoắn M_t tác dụng trong mặt phẳng xOy (vuông góc với trục dầm).

Khi xét thấy không thể bỏ qua mômen xoắn M_t thì cần tổ hợp nó cùng với mômen uốn để tính toán hoặc kiểm tra cốt thép chịu đồng thời uốn và xoắn.

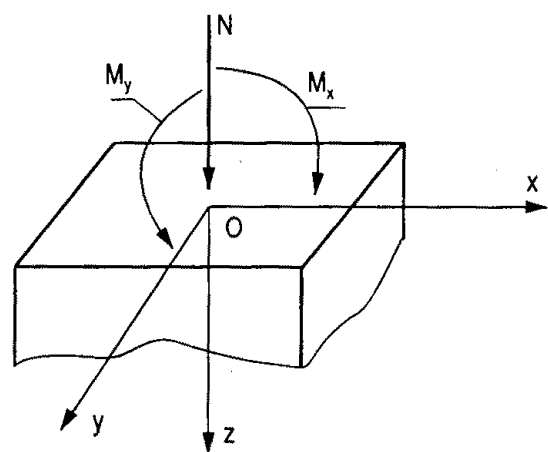
1.3.3.2. Tổ hợp nội lực cột

Gắn trục $Oxyz$ vào cột như trên hình 1.8. Tổ hợp nội lực cần quan tâm gồm lực dọc N và các mômen M_x , M_y . Ngoài ra trong những trường hợp cần thiết còn phải xét đến lực cắt Q_x , Q_y và mômen xoắn M_t .

Để xác định được các giá trị bất lợi của M_x , M_y và N cần phải chú ý phân tích sơ đồ khi tính với tải trọng đứng và tải trọng ngang.



Hình 1.7. Các mômen trong dầm khung không gian

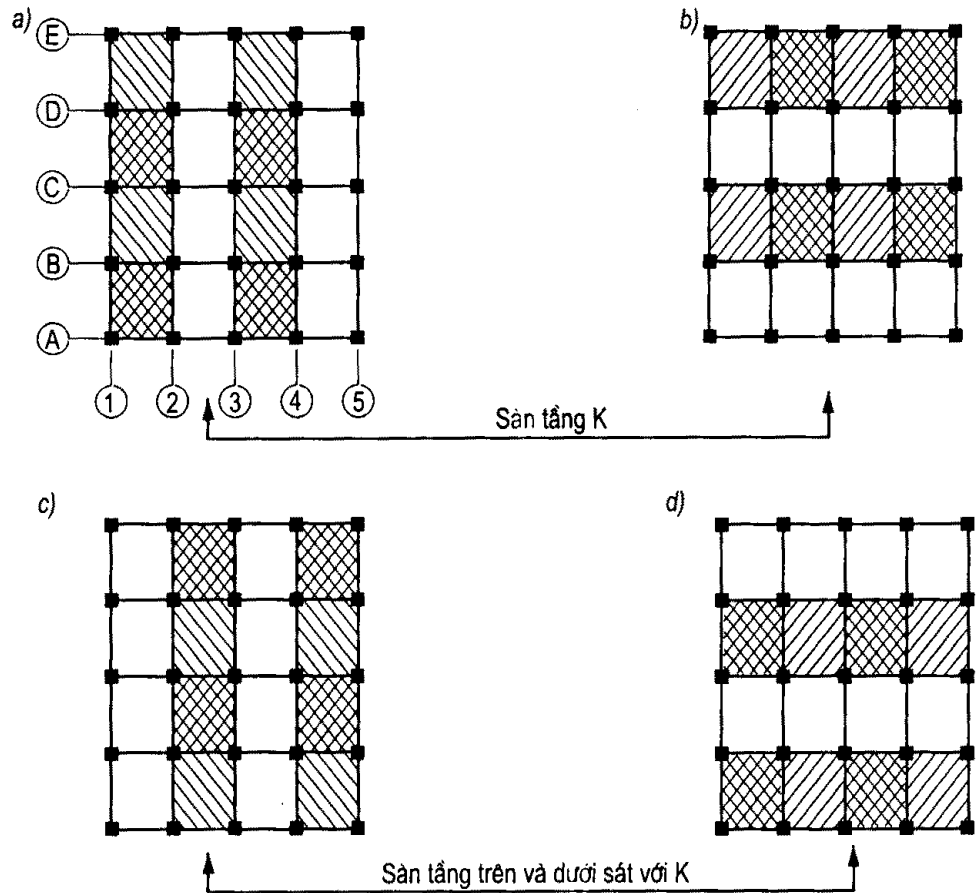


Hình 1.8. Nội lực chủ yếu trong cột khung không gian

a) Với hoạt tải đứng trên sàn

Lấy ví dụ mặt bằng kết cấu với 2 sàn thuộc hai tầng liên tiếp như trên hình 1.9. Tương tự như trường hợp xếp hoạt tải cách tầng cách nhịp ở hình 1.5b, c cần xét 4 dạng

chất tải: cách tầng cách nhịp theo phương ngang và cách tầng cách nhịp theo phương dọc. Ở các ô gạch chéo hai phương được chất 100% hoạt tải còn các ô gạch chéo theo một phương được chất 50% hoạt tải. Tuy vậy cách chất tải như thế mới tạo ra sự bất lợi cho cột còn với dầm thì chưa được hoàn toàn. Để có được giá trị bất lợi nhất của mômen dương ở giữa mỗi nhịp dầm thì cần chất 100% hoạt tải lên các ô có gạch chéo. Chú ý rằng nếu chất hoạt tải như vừa nói, khi tổ hợp nội lực để tính cột sẽ có những ô được chất hoạt tải gấp đôi, làm tăng quá mức lực nén trong cột.



Hình 1.9. Sơ đồ chất hoạt tải đứng lên sàn để tính nội lực khung không gian

Ngoài 4 trường hợp chất hoạt tải cách tầng cách nhịp còn xét thêm trường hợp chất hoạt tải lên toàn bộ sàn.

Trong những nhà nhiều tầng có tĩnh tải khá lớn so với hoạt tải ($g \geq 2p$ với g và p là tĩnh tải và hoạt tải trên dầm) và có chiều cao nhà khá lớn (trên 40 mét) thì mômen trong dầm và cột do hoạt tải đứng gây ra là khá bé so với mômen do tĩnh tải và tải trọng gió gây ra. Lúc này có thể tính toán gần đúng bằng cách bỏ qua các trường hợp xếp hoạt tải đứng cách tầng cách nhịp mà gộp toàn bộ hoạt tải sàn và tĩnh tải để tính.

Tổ hợp nội lực cho cột khung không gian cần xét các trường hợp sau:

$$M_x \text{ max, } M_y \text{ và } N_{\text{tương ứng}};$$

$$M_y \text{ max, } M_x \text{ và } N_{\text{tương ứng}};$$

$$N_{\text{max}}, M_x \text{ và } M_y \text{ tương ứng};$$

Trong quá trình tính toán nội lực cần quy định dấu của M_x , M_y ; khi tổ hợp cũng phải chú ý đến dấu. Tuy vậy cột khung không gian thường được bố trí cốt thép đối xứng do đó khi tổ hợp chỉ cần tìm $M_{x \max}$ và $M_{y \max}$ là những mômen lớn nhất về giá trị tuyệt đối mà không cần tìm giá trị lớn nhất của M dương và M âm. Nếu có dự kiến đặt cốt thép không đối xứng thì bắt buộc phải tổ hợp để tìm được các bộ ba nội lực với M_x , M_y có giá trị dương lớn nhất (max) và giá trị âm nhỏ nhất (min - mômen âm có giá trị tuyệt đối lớn nhất).

1.4. ĐẠI CƯƠNG VỀ CỘT

1.4.1. Chiều dài và chiều dài tính toán

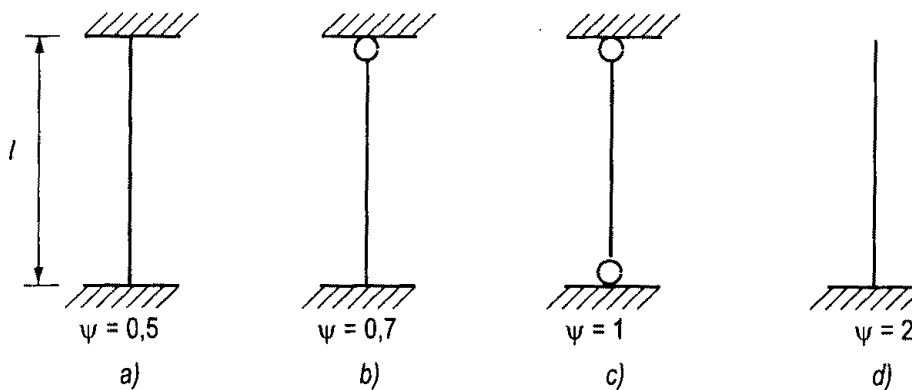
Trong kết cấu khung nhà có thể xem chiều dài mỗi cột được tính từ mái đến móng. Tuy vậy trong tính toán xem mỗi cột chỉ là đoạn cột trong mỗi tầng. Chiều dài thật của cột ký hiệu là l là khoảng cách giữa hai liên kết (liên kết có tác dụng ngăn cản chuyển vị ngang của cột).

Chiều dài tính toán của cột ký hiệu là l_0 , là chiều dài được xác định theo sơ đồ biến dạng của cột, được lấy bằng chiều dài bước sóng khi cột bị mất ổn định vì bị uốn dọc.

$$l_0 = \psi l \quad (1-1)$$

ψ - hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng, cũng tức là phụ thuộc vào liên kết ở hai đầu cột.

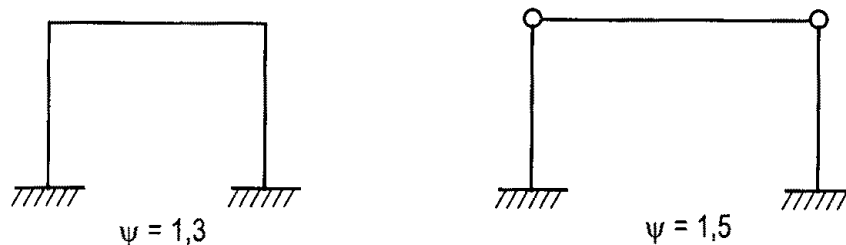
Với các sơ đồ lý tưởng, lấy ψ theo hình 1.10.



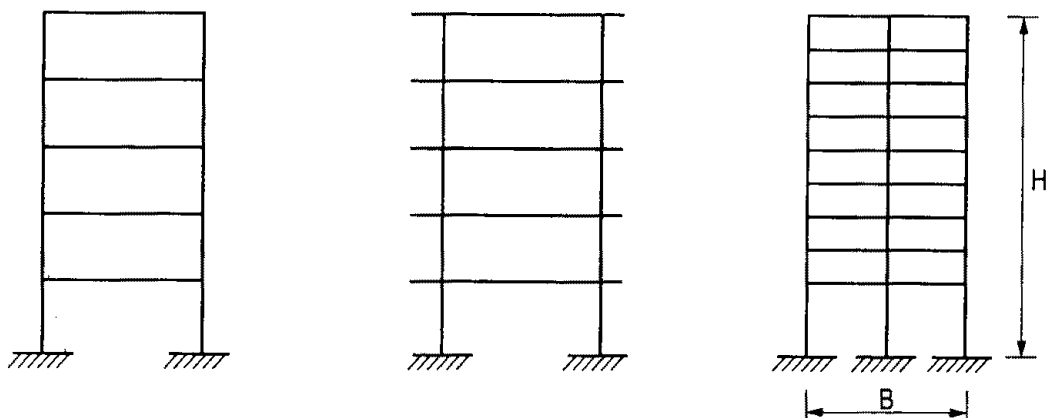
Hình 1.10. Các sơ đồ lý tưởng của cột

Cần chú ý rằng trong sơ đồ lý tưởng ngàm là liên kết cản trở mọi chuyển vị thẳng và xoay, khớp là liên kết cản trở chuyển vị thẳng (xoay được). Các liên kết trong thực tế không giống hoàn toàn với liên kết lý tưởng. Trong kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối, liên kết giữa dầm và cột chỉ có thể xem là liên kết cứng mà không phải là ngàm vì nút khung có thể có chuyển vị ngang và chuyển vị xoay.

Với các kết cấu thực tế, hệ số ψ được lấy trên cơ sở phân tích sơ đồ biến dạng.



Hình 1.11. Khung một tầng một nhịp



Hình 1.12. Khung nhiều tầng 1 nhịp, 2 nhịp

a) Khung một nhịp, nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột

Khi sàn toàn khối:

- Cột tầng dưới cùng $\psi = 1$.
- Cột các tầng trên $\psi = 1,25$.

Khi sàn lắp ghép:

- Cột tầng dưới cùng $\psi = 1,25$.
- Cột các tầng trên $\psi = 1,5$.

b) Khung nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột, có hai nhịp (ba cột) mà tổng hai nhịp B nhỏ hơn một phần ba chiều cao H.

Hệ số ψ lấy theo mục a nhân với 0,85.

c) Khung nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có từ ba nhịp (4 cột) trở lên hoặc có hai nhịp mà tổng hai nhịp lớn hơn 1/3 chiều cao toàn khung:

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

d) Khung đỡ cầu trục, khung nhà công nghiệp một tầng có cột liên kết khớp với kết cấu mái mà mái thì cứng trong mặt phẳng của nó, có khả năng truyền tải trọng ngang, lấy l_0 theo bảng 1.5.

Bảng 1.5. Chiều dài tính toán l_0 của cột nhà một tầng

Đặc trưng				Giá trị l_0 khi tính trong mặt phẳng		
				Khung ngang hoặc vuông góc với trục cầu cạn	Vuông góc với khung ngang hoặc song song với trục cầu cạn khi	
					Có	Không có
				Các giằng trong mặt phẳng của hàng cột dọc hoặc của các gối neo		
Nhà có cầu trục	Khi kể đến tải trọng do cầu trục	Phần cột dưới dầm cầu trục	Không liên tục	$1,5 H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
			Liên tục	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$
		Phần cột trên dầm cầu trục	Không liên tục	$2,0 H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
			Liên tục	$2,0 H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
	Khi không kể đến tải trọng do cầu trục	Phần cột dưới dầm cầu trục	Một nhịp	$1,5 H$	$0,8H_1$	$1,2H$
			Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8H_1$	$1,2H$
		Phần cột trên dầm cầu trục	Không liên tục	$2,5 H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
			Liên tục	$2,0 H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
Nhà không có cầu trục	Cột bậc	Phần cột dưới	Một nhịp	$1,5 H$	$0,8H$	$1,2H$
			Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8H$	$1,2H$
		Phần cột trên		$2,5 H_2$	$2,0H_2$	$2,5H_2$
	Cột có tiết diện không đổi		Một nhịp	$1,5 H$	$0,8H$	$1,2H$
			Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8H$	$1,2H$
	Cầu cạn	Khi có dầm cầu trục		Không liên tục	$2,0 H_1$	$0,8H_1$
Liên tục				$1,5 H_1$	$0,8H_1$	$1,0H_1$
Khi liên kết giữa cột đỡ đường ống và nhịp			Khớp	$2,0H$	$1,0H$	$2,0H$
			Cứng	$1,5H$	$0,7H$	$1,5H$

Ký hiệu:

H - chiều cao toàn bộ của cột tính từ mặt trên móng đến kết cấu ngang (giàn kèo hoặc thanh xiên của dầm đỡ vì kèo) trong mặt phẳng tương ứng;

H_1 - chiều cao phần cột dưới (tính từ mặt trên của móng đến mặt dưới dầm cầu trục).

H_2 - chiều cao phần cột trên (tính từ mặt trên của bậc cột đến kết cấu ngang trong mặt phẳng tương ứng).

Ghi chú: Nếu có liên kết đến đỉnh cột trong nhà có cầu trục, chiều cao tính toán phần cột trên trong mặt phẳng chứa trục hàng cột dọc lấy bằng H_2 .

1.4.2. Tiết diện cột

Hình dáng tiết diện cột thường là chữ nhật, vuông, tròn. Cũng có thể gặp cột có tiết diện chữ T, chữ I hoặc vòng khuyên.

Việc chọn hình dáng, kích thước tiết diện cột dựa vào các yêu cầu về kiến trúc, kết cấu và thi công.

Về kiến trúc, đó là các yêu cầu về thẩm mỹ và yêu cầu về sử dụng không gian. Với các yêu cầu này người thiết kế kiến trúc định ra hình dáng và các kích thước tối đa, tối thiểu có thể chấp nhận được, thảo luận với người thiết kế kết cấu để sơ bộ chọn lựa.

Về kết cấu, kích thước tiết diện cột cần bảo đảm độ bền và độ ổn định. Độ bền sẽ được tính toán hoặc kiểm tra (đây là nội dung chính của tài liệu này).

Về độ ổn định, đó là việc hạn chế độ mảnh λ .

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{gh} \quad (1-2)$$

Trong đó:

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

λ_{gh} - độ mảnh giới hạn, với cột nhà $\lambda_{gh} = 100$.

Về thi công, đó là việc chọn kích thước tiết diện cột thuận tiện cho việc làm và lắp dựng ván khuôn, việc đặt cốt thép và đổ bê tông. Theo yêu cầu này kích thước tiết diện nên chọn là bội số của 2; 5 hoặc 10cm.

Việc chọn kích thước cột theo độ bền (chọn sơ bộ) có thể tiến hành bằng cách tham khảo các kết cấu tương tự (đã được xây dựng hoặc thiết kế), theo kinh nghiệm thiết kế hoặc bằng cách tính toán gần đúng.

Diện tích tiết diện cột là A_0 xác định theo công thức (1-3).

$$A_0 = \frac{k_t N}{R_b} \quad (1-3)$$

Trong đó:

R_b - cường độ tính toán về nén của bê tông. Xem phụ lục 1; 2.

N - lực nén, được tính toán gần đúng như sau:

$$N = m_s q F_s \quad (1-4)$$

F_s - diện tích mặt sàn truyền tải trọng lên cột đang xét;

m_s - số sàn phía trên tiết diện đang xét (kể cả mái);

q - tải trọng tương đương tính trên mỗi mét vuông mặt sàn trong đó gồm tải trọng thường xuyên và tạm thời trên bản sàn, trọng lượng dầm, tường, cột đem tính ra phân bố đều trên sàn. Giá trị q được lấy theo kinh nghiệm thiết kế.

Với nhà có bề dày sàn là bé ($10 \div 14\text{cm}$ kể cả các lớp cấu tạo mặt sàn), có ít tường, kích thước của dầm và cột thuộc loại bé, $q = 10 \div 14\text{kN/m}^2$ ($1 \div 1,4\text{T/m}^2$)

Với nhà có bề dày sàn trung bình ($15 \div 20\text{cm}$), tường, dầm, cột là trung bình hoặc lớn, $q = 15 \div 18\text{kN/m}^2$.

Với nhà có bề dày sàn khá lớn (trên 25cm), cột và dầm đều lớn thì q có thể đến 20kN/m^2 hoặc hơn nữa.

k_t - hệ số xét đến ảnh hưởng khác như mômen uốn, hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột. Xét sự ảnh hưởng này theo sự phân tích và kinh nghiệm của người thiết kế, khi ảnh hưởng của mômen là lớn, độ mảnh cột lớn (l_0 lớn) thì lấy k_t lớn, vào khoảng $1,3 \div 1,5$. Khi ảnh hưởng của mômen là bé thì lấy $k_t = 1,1 \div 1,2$.

Trường hợp thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất thì kích thước của cột còn phải tuân theo điều kiện về hạn chế tỷ số nén $n_c = \frac{N}{R_b A_0}$. Rõ ràng là với n_c bé thì cần tăng hệ số k_t .

Sau khi sơ bộ tính được A_0 thì tiến hành chọn kích thước tiết diện cột. Với tiết diện chữ nhật tỷ lệ giữa cạnh lớn và cạnh bé không quá 4 (nếu tỷ lệ lớn hơn 4 thì phải xem là tấm tường).

Kích thước tiết diện cột được chọn sơ bộ có được xem là hợp lý hay không về mặt chịu lực chỉ được đánh giá sau khi đã tính toán hoặc bố trí cốt thép và dựa vào tỷ lệ phần trăm cốt thép. Nếu phát hiện được kích thước đã chọn là quá bất hợp lý (quá lớn hoặc quá bé) thì nên chọn lại và tính lại.

Trong nhà nhiều tầng, theo chiều cao nhà từ móng đến mái lực nén trong cột giảm dần. Để bảo đảm sự hợp lý về sử dụng vật liệu thì càng lên cao nên giảm khả năng chịu lực của cột. Việc giảm này có thể thực hiện bằng:

- Giảm kích thước tiết diện cột.
- Giảm cốt thép trong cột.
- Giảm mác bê tông.

Trong ba cách trên thì việc giảm cốt thép là đơn giản hơn cả nhưng phạm vi điều chỉnh không lớn. Cách giảm kích thước tiết diện là có vẻ hợp lý hơn về mặt chịu lực nhưng làm phức tạp cho thi công và ảnh hưởng không tốt đến sự làm việc tổng thể của ngôi nhà khi tính toán về giao động. Thông thường thì nên kết hợp cả ba cách trên.

1.4.3. Cốt thép trong cột

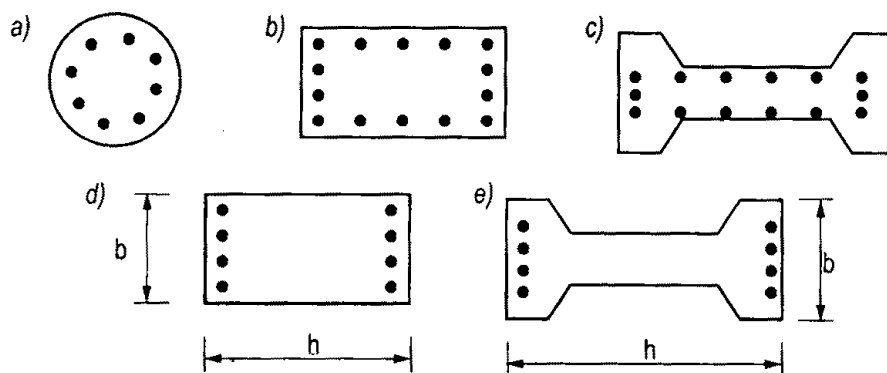
Cốt thép trong cột gồm cốt thép dọc chịu lực, cốt thép dọc cấu tạo và cốt thép ngang.

1.4.3.1. Cốt thép dọc chịu lực

Đó là các cốt thép được tính toán hoặc được kiểm tra để chịu nội lực trong cột. Thường dùng các loại thép có cường độ tính toán $R_s = 260 \div 400\text{MPa}$ ($2600 \div 4000\text{kG/cm}^2$), đường kính thanh thép $12 \div 40\text{mm}$. Khi cạnh tiết diện cột lớn hơn 200mm , đường kính cốt thép phải từ 16mm trở lên (trừ trường hợp cốt thép tính được quá bé, chỉ cần đặt theo yêu cầu tối thiểu).

Trong tiết diện tròn cốt thép được đặt đều theo chu vi (hình 1.13a). Trong tiết diện vuông, chữ nhật, chữ T hoặc chữ I có hai cách đặt:

- Đặt theo chu vi (hình 1.13b, c).
- Đặt tập trung trên cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn (cạnh b - hình 1.13d, e).



Hình 1.13. Các cách đặt cốt thép dọc chịu lực

Trường hợp cột vừa chịu nén vừa chịu uốn trong một mặt phẳng đối xứng (nén lệch tâm phẳng) thì đặt cốt thép tập trung trên cạnh b là hợp lý về mặt chịu lực vì cốt thép phát huy được tối đa khả năng của nó. Đặt cốt thép theo chu vi thích hợp cho cột làm việc không gian (bị uốn theo hai phương - nén lệch tâm xiên). Trường hợp nén lệch tâm phẳng cũng có thể đặt cốt thép theo chu vi để thuận tiện cho thi công và cũng để khỏi phải đặt thêm cốt thép cấu tạo trên cạnh h (cạnh song song với mặt phẳng uốn).

Đặt A_{st} - diện tích tiết diện toàn bộ cốt thép chịu lực.

A_b - diện tích tiết diện bê tông.

$$\mu_s = \frac{A_{st}}{A_b} \text{ hoặc } \mu_s \% = \frac{100A_{st}}{A_b}$$

μ_s - tỷ lệ cốt thép.

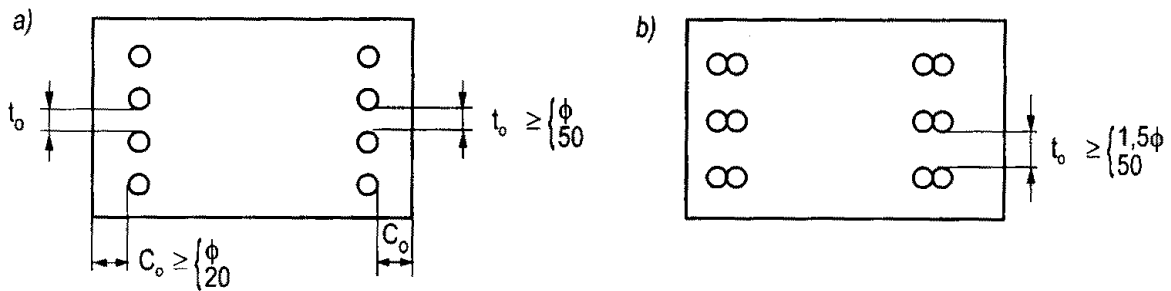
Điều kiện hạn chế là:

$$\mu_{\min} \leq \mu_s \leq \mu_{\max} \quad (1.5)$$

μ_{\min} - tỷ lệ cốt thép tối thiểu, thường lấy $\mu_{\min} = 0,005 = 0,5\%$.

μ_{\max} - tỷ lệ cốt thép tối đa. Trong một số tiêu chuẩn thiết kế lấy $\mu_{\max} = 0,06 = 0,6\%$.

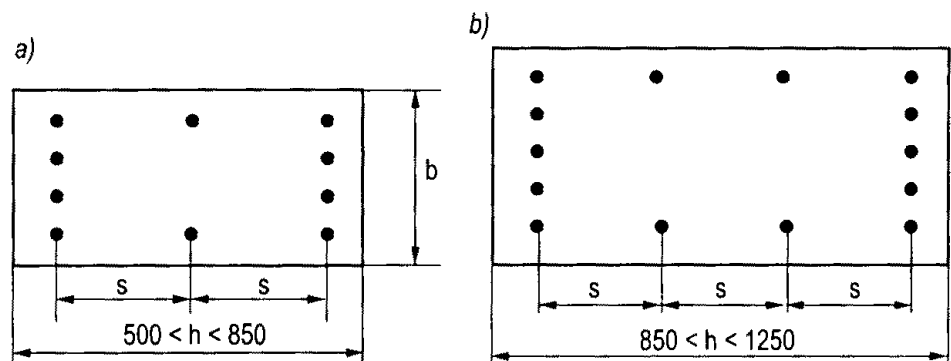
Khi bố trí cốt thép dọc cần đảm bảo điều kiện về chiều dày lớp bảo vệ và khoảng hở giữa các thanh cốt thép. Trong mọi trường hợp chiều dày lớp bảo vệ (c_0) và khoảng hở giữa các thanh cốt thép (t_0) không được nhỏ hơn đường kính thanh (ϕ) (hình 1.14a). Ngoài ra với cột có chiều cao tiết diện h từ 250mm trở lên thì chiều dày lớp bảo vệ không nhỏ hơn 20mm. Với cốt thép có vị trí đứng khi đổ bê tông khoảng hở giữa các thanh không nhỏ hơn 50mm. Trong điều kiện kích thước tiết diện bị hạn chế mà buộc phải đặt nhiều cốt thép thì được phép đặt cốt thép thành đôi, ghép sát vào nhau theo phương chuyển động của vữa bê tông khi đổ, lúc này khe hở giữa các đôi cốt thép không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính thanh (hình 1.14b).



Hình 1.14. Lớp bảo vệ và khoảng hở của cốt thép

1.4.3.2. Cốt thép dọc cấu tạo

Trong trường hợp cốt thép dọc chịu lực được đặt tập trung trên cạnh b mà cạnh $h > 500$ mm thì dọc theo cạnh h cần đặt cốt thép dọc cấu tạo có đường kính từ 12 ÷ 16mm. Khoảng cách giữa các trục các thanh cốt thép đo dọc theo cạnh h là s không được lớn hơn 400mm. Diện tích thanh cốt dọc cấu tạo không nhỏ hơn $0,001sb_1$ với $b_1 = \min(0,5b$ và 200mm).



Hình 1.15.
Cốt thép dọc cấu tạo

1.4.3.3. Cốt thép ngang

Cốt thép ngang của cột khi dùng khung cốt buộc là những cốt đai khép kín và những thanh neo được uốn móc chuẩn ở hai đầu. Cốt thép ngang trong cột có nhiệm vụ liên kết với các cốt thép dọc thành khung chắc chắn, giữ đúng vị trí cốt thép khi thi công, giữ ổn định cho cốt thép dọc chịu nén. Khi chịu nén, cốt thép dọc có thể bị cong, phá vỡ lớp bê tông bảo vệ và bật ra khỏi bê tông. Cốt đai giữ cho cốt dọc không bị cong và bật ra ngoài, lúc này cốt thép đai chịu kéo và nếu nó không được neo chắc chắn thì có thể bị bung ra hoặc cốt đai quá bé thì có thể bị kéo đứt.

Đường kính cốt thép đai $\phi_{\text{đai}} \geq 0,25\phi_{\text{dọc max}}$ (có tiêu chuẩn quy định $\phi_{\text{đai}} \geq 0,3\phi_{\text{dọc}}$).

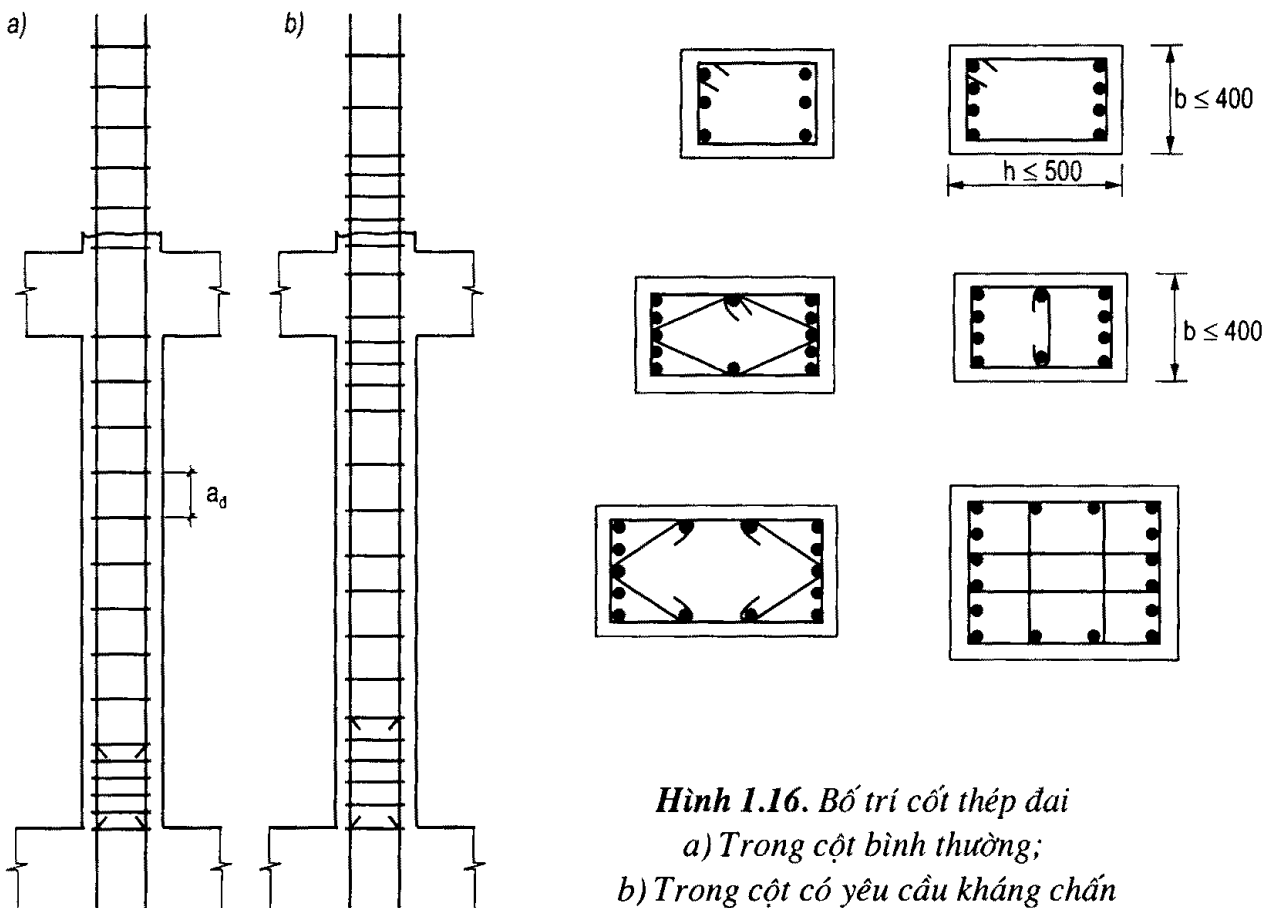
Bố trí cốt thép đai dọc theo chiều cao cột tùy thuộc vào kết cấu có yêu cầu chống động đất (kháng chấn) hay không.

Với kết cấu bình thường (không kháng chấn) khoảng cách của cốt thép đai trong toàn bộ cột (trừ đoạn nối buộc cốt thép dọc) là $a_d \leq \alpha_d \phi_{\text{dọc min}}$. Lấy $\alpha_d = 15$ khi tỷ số cốt thép $\mu_s \leq 0,03$ và $\alpha_d = 10$, khi $\mu_s > 0,03$, đồng thời $a_d \leq 400\text{mm}$.

Trong vùng nối cốt thép dọc cần phải đặt cốt thép đai dày hơn với khoảng cách không quá $10\phi_{\text{dọc min}}$. Trong đoạn nối buộc cốt thép dọc phải có ít nhất 4 cốt đai (hình 1.16a).

Với kết cấu có yêu cầu kháng chấn cốt thép đai cần được đặt dày hơn trong đoạn gắn sát với nút khung. Mức độ đặt dày của cốt đai phụ thuộc vào cấp chống động đất của công trình (hình 1.16b). Ngoài ra còn có yêu cầu đặt cốt đai cho cột ở trong phạm vi nút khung khi nút khung có dầm liên kết từ 3 mặt bên trở xuống.

Về hình dạng, cốt đai phải bao quanh toàn bộ các cốt thép dọc và ít nhất cách một thanh cốt thép dọc có một thanh đặt vào góc của cốt đai (hình 1.16). Trường hợp cạnh $b \leq 400\text{mm}$ mà trên đó đặt 4 thanh cốt thép dọc thì có thể không tuân theo quy định vừa nêu. (Tiêu chuẩn Pháp BAEL quy định mọi thanh cốt thép dọc có $\phi \geq 20$ đều phải được neo giữ bằng cốt thép đai để không thể bị uốn cong bật ra khỏi bê tông).

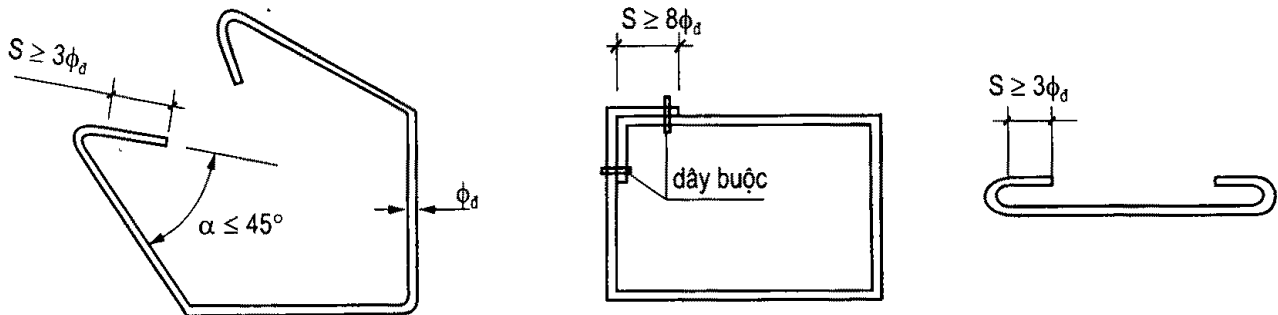


Hình 1.16. Bố trí cốt thép đai

a) Trong cột bình thường;

b) Trong cột có yêu cầu kháng chấn

Cốt đai làm việc chịu kéo do đó đầu mút phải được neo chắc chắn, thường làm móc neo gập $\alpha \leq 45^\circ$ với đoạn thẳng đầu mút $S \geq 3\phi_{\text{đai}}$. Trường hợp làm neo gập 90° thì đoạn thẳng $S \geq 8\phi_{\text{đai}}$ và cần dùng dây thép buộc đầu mút vào với thanh cốt đai, tránh cho khi cốt đai chịu kéo mút bật ra ngoài (hình 1.17). Khi dùng thanh neo đơn, hai đầu phải có móc neo tiêu chuẩn với $S \geq 3\phi_{\text{đai}}$.



Hình 1.17. Neo cốt thép đai

1.5. NỘI LỰC VÀ ĐỘ LỆCH TÂM

1.5.1. Nén đúng tâm và nén lệch tâm

Cột chịu lực nén N là chủ yếu. Ngoài ra cột còn có thể bị uốn theo một phương hoặc hai phương.

Khi cột chỉ chịu một lực nén N đặt đúng dọc theo trục của nó, cột chịu nén đúng tâm. Thực ra nén đúng tâm chỉ là trường hợp lý tưởng, trong thực tế rất ít khi gặp. Khả năng chịu lực của cột chịu nén đúng tâm là N_0 được xác định theo công thức:

$$N_0 = \varphi(R_b A_b + R_{sc} A_{st}) \quad (1-6)$$

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

A_b, A_{st} - diện tích tiết diện bê tông và của toàn bộ cốt thép dọc.

$\varphi \leq 1$ - hệ số giảm khả năng chịu lực do uốn dọc (hệ số uốn dọc). Xác định φ theo công thức thực nghiệm (1.7), dùng được khi $14 < \lambda \leq 104$.

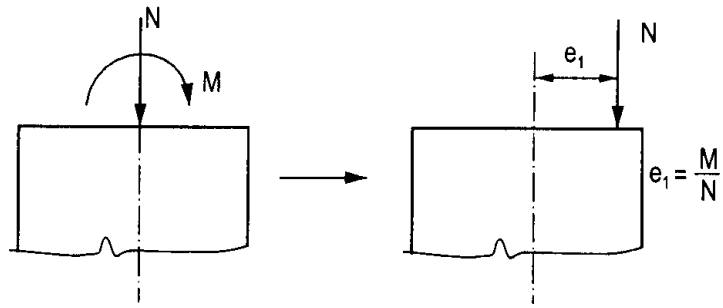
$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda \quad (1-7)$$

$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}}$ - độ mảnh của cột (xem công thức (1-2)).

Khi $\lambda \leq 14$, bỏ qua ảnh hưởng uốn dọc, lấy $\varphi = 1$.

Cột vừa chịu nén N vừa chịu uốn M được đổi thành sơ đồ lực nén đặt lệch tâm (hình 1.18) và được gọi là cột chịu nén lệch tâm. Giá trị $e_1 = \frac{M}{N}$ được gọi là độ lệch tâm tĩnh học.

Khi mômen uốn M tác dụng trong mặt phẳng chứa trục đối xứng của tiết diện có trường hợp nén lệch tâm phẳng, khi M không nằm trong mặt phẳng đối xứng vừa nêu, có trường hợp nén lệch tâm xiên.



Hình 1.18. Sơ đồ cột chịu nén lệch tâm

1.5.2. Độ lệch tâm và lệch tâm ngẫu nhiên

Ngoài độ lệch tâm $e_1 = \frac{M}{N}$, trong tính toán còn cần kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a gây ra bởi những nhân tố chưa xét đến được như sai lệch do thi công, bê tông không đồng nhất v.v... Quy định về việc xét độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a trong các tiêu chuẩn thiết kế là khác nhau.

a) Theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574 - 1991, (tiêu chuẩn cũ) độ lệch tâm ban đầu e_0 để tính toán là:

$$e_0 = e_1 + e_a \quad (1-8)$$

Đối với các cấu kiện chịu nén có sơ đồ tĩnh định hoặc là bộ phận của kết cấu siêu tĩnh nhưng chịu lực nén trực tiếp đặt lên nó thì giá trị e_a lấy không nhỏ hơn 1/25 chiều cao tiết diện và không nhỏ hơn các trị số sau:

20mm đối với cột và các tấm tường có chiều dày từ 250mm trở lên.

15mm đối với các tấm có chiều dày 150 ÷ 250 mm

10mm đối với các tấm có chiều dày dưới 150mm

Đối với các bộ phận của kết cấu siêu tĩnh không chịu lực nén trực tiếp cho phép bỏ qua độ lệch tâm ngẫu nhiên ($e_a = 0$).

b) Theo tiêu chuẩn TCXDVN 356 : 2005, độ lệch tâm e_a trong mọi trường hợp lấy không nhỏ hơn 1/600 chiều dài cấu kiện và 1/30 chiều cao tiết diện. Độ lệch tâm ban đầu e_0 lấy như sau:

- Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh:

$$e_0 = \max (e_1 ; e_a) \quad (1-9)$$

- Với cấu kiện tĩnh định, xác định e_0 theo công thức (1-8).

c) Tiêu chuẩn Pháp BAEL - 99 lấy $e_a = \max (l/250; 20\text{mm})$ và tính e_0 theo (1-8).

d) Tiêu chuẩn Anh BS 8110 quy định độ lệch tâm e_0 không nhỏ hơn độ lệch tâm tối thiểu bằng giá trị lớn hơn trong hai giá trị 1/20 chiều cao tiết diện và 20mm.

1.5.3. Ảnh hưởng của uốn dọc

Cột có độ mảnh lớn có thể bị uốn dọc làm cho nó bị cong (hình 1.19). Lúc này lực nén N gây ra thêm một mômen thứ cấp $M_2 = Ne_2$ với e_2 là chuyển vị tương đối của tiết diện đang xét so với vị trí đặt lực N .

Mômen uốn từ M tăng lên thành $M_1 = M + M_2$. Việc tăng M như vậy là tương đương với việc tăng độ lệch tâm từ e_0 thành $e'_0 = e_0 + e_2$.

Tiêu chuẩn thiết kế của các nước xét việc tăng độ lệch tâm này theo các cách khác nhau.

a) Tiêu chuẩn của Pháp BAEL và của Anh BS 8110 đưa ra công thức thực nghiệm xác định e_2 .

Tiêu chuẩn Pháp:

$$e_2 = 0,0003 \frac{l_0^2}{h} (2 + \alpha_t \rho_t)$$

α_t và ρ_t là các hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn và từ biến của bê tông ($\alpha_t = 0,7 \div 1$; $\rho_t = 2 \div 1,5$)

Tiêu chuẩn Anh:
$$e_2 = \frac{1}{2000} Kh \left(\frac{l_0}{c} \right)^2$$

$k \leq 1$ hệ số phụ thuộc mức độ chịu nén của tiết diện.

c - cạnh bé của tiết diện.

b) Tiêu chuẩn của Nga, Trung Quốc, Việt Nam xét việc tăng độ lệch tâm theo hệ số nhân.

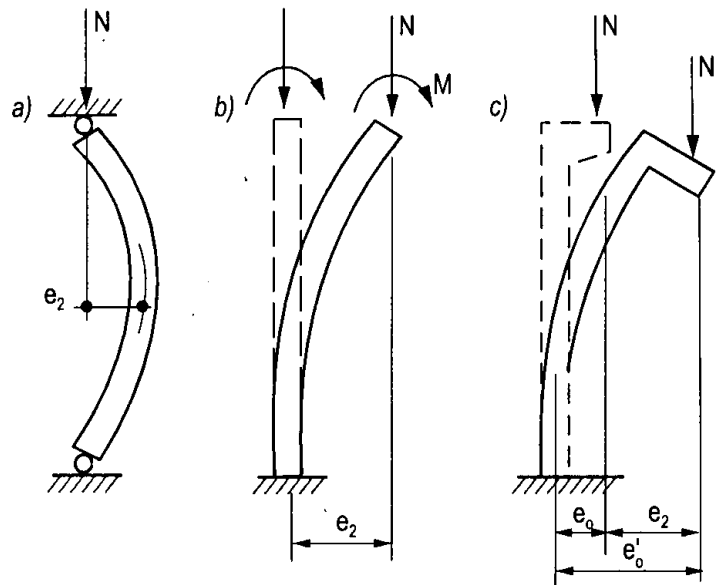
$$e'_0 = e_0 + e_2 = \left(1 + \frac{e_2}{e_0} \right) e_0 = \eta e_0 \quad (1-10)$$

$\eta \geq 1$ - hệ số xét đến uốn dọc.

Trong lý thuyết ổn định đã chứng minh được công thức xác định η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (1-11)$$

N_{cr} - lực nén tới hạn. Cũng trong lý thuyết ổn định đã chứng minh công thức Ôle (Euler) đối với cấu kiện bằng vật liệu đàn hồi, đồng nhất:



Hình 1.19. Ảnh hưởng của uốn dọc

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} \quad (1-12)$$

E - môđun đàn hồi của vật liệu;

J - mômen quán tính của tiết diện.

EJ - độ cứng chống uốn của tiết diện.

Để tính toán cấu kiện bê tông cốt thép người ta không dùng công thức (1-12) mà dùng các công thức thực nghiệm. Có khá nhiều công thức như vậy với các mức độ gần đúng khác nhau trong đó tính toán N_{cr} theo cường độ chịu nén R_b hoặc theo môđun đàn hồi E_b của bê tông, có kể hoặc không kể đến độ lệch tâm và sự có mặt của cốt thép.

Công thức theo cường độ chịu nén R_b .

$$N_{cr} = \frac{4800R_b J}{l_0^2} = \frac{400R_b A_b h^2}{l_0^2} \quad (1-13)$$

$A_b = bh$ - diện tích tiết diện chữ nhật.

Công thức tính theo môđun đàn hồi E_b :

$$N_{cr} = \frac{2,5E_b J}{l_0^2} \quad (1-14)$$

Công thức tính theo R_b có kể độ lệch tâm và cốt thép:

$$N_{cr} = C_s R_b A_b \frac{h^2}{l_0^2} \quad (1-15)$$

$$C_s = \frac{66000}{R + 350} \left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0,16} + 200\mu_s + 1 \right)$$

Trong đó:

R - mác thiết kế của bê tông theo cường độ chịu nén trung bình (kG/cm^2);

μ_s - tỷ lệ cốt thép.

Công thức tính theo E_b có kể đến độ lệch tâm, cốt thép và tác dụng dài hạn của lực nén.

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left(J \frac{V_e}{K_d} + \alpha_s J_s \right) \quad (1-16a)$$

V_e - hệ số kể đến độ lệch tâm:

$$V_e = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{h}} + 0,1 \quad (1-17a)$$

K_d - hệ số kể đến tác dụng dài hạn của lực nén:

$$K_d = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}y}{M + Ny} \quad (1-17b)$$

y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) của tiết diện.

M_{dh}, N_{dh} - phần nội lực do tải trọng dài hạn gây ra.

$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}$ với E_s là môđun đàn hồi của cốt thép.

J_s - mômen quán tính của tiết diện cốt thép.

Tiêu chuẩn TCXDVN 356 - 2005 cho công thức tính N_{cr} trên cơ sở của công thức (1-16a) với các hệ số chi tiết hơn.

$$N_{cr} = \frac{C_b E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s \right] \quad (1-16b)$$

Trong đó:

δ_e lấy bằng tỷ số $\frac{e_0}{h}$ nhưng không nhỏ hơn δ_{emin}

$$\delta_{emin} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b \quad (R_b : \text{MPa})$$

φ_p - hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép ứng lực trước đến độ cứng của cấu kiện. ($\varphi_p \geq 1$ - khi không có cốt thép ứng lực trước $\varphi_p = 1$).

C_b - hệ số. Với bê tông nặng và bê tông hạt nhỏ nhóm A lấy $C_b = 6,4$.

Với bê tông hạt nhỏ nhóm B lấy $C_b = 5,6$.

φ_l - hệ số, xác định theo công thức:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M}$$

β - hệ số, với bê tông nặng $\beta = 1$; bê tông hạt nhỏ nhóm A: $\beta = 1,3$; nhóm B: $\beta = 1,5$.

M - mômen lấy đối với mép tiết diện chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn do tác dụng của toàn bộ tải trọng.

M_l - Như trên, do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn.

Tiêu chuẩn của Trung Quốc GBJ10 - 98 tuy cũng xét sự tăng độ lệch tâm bằng hệ số nhân η nhưng không dùng công thức (1-11) mà xác định η bằng công thức thực nghiệm:

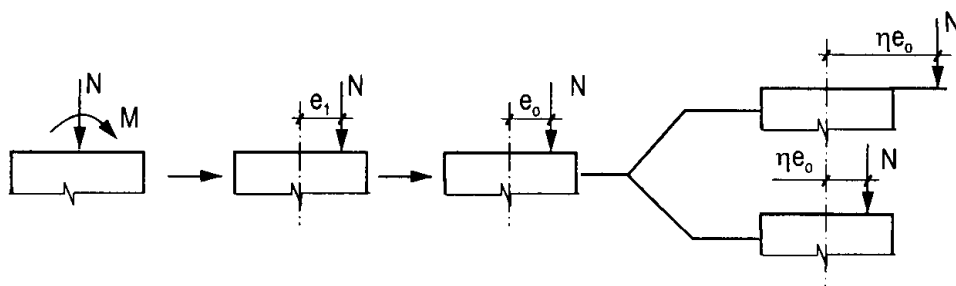
$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_1}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2$$

$$\zeta_1 = \frac{0,5R_b A_b}{N}; \zeta_2 = 1,15 - 0,01 \frac{l_0}{h}$$

A_b - diện tích tiết diện.

Với những cột ngắn, có độ mảnh bé, $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 14$, có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy $e_2 = 0$ hoặc $\eta = 1$.

Quá trình xét sự tăng độ lệch tâm thể hiện trên hình 1.20.



Hình 1.20. Sự tăng độ lệch tâm

Giá trị η tính theo công thức (1-11) là đối với tiết diện có chuyển vị lớn nhất.

Tùy theo vị trí tiết diện tính toán mà có thể lấy giá trị η tương ứng.

Trên hình 1.19a giá trị e_2 lớn nhất ở giữa cột còn trên hình 1.19b, c có e_2 lớn nhất ở chân cột, tại đỉnh cột $e_2 = 0$ tương ứng với $\eta = 1$.

Trong tính toán thực tế, để thiên về an toàn có thể xem gần đúng η là hằng số trong toàn cột. Tuy vậy nếu muốn tính toán chính xác hơn thì cần dựa vào sơ đồ biến dạng bất lợi của cột để lấy giá trị η ứng với từng tiết diện.

Sau khi kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a và ảnh hưởng của uốn dọc η thì mômen uốn đã từ giá trị ban đầu là M tăng lên thành M^*

$$M^* = N \eta e_0 \tag{1-18}$$

1.6. SỰ LÀM VIỆC CỦA TIẾT DIỆN CỘT

1.6.1. Điều kiện về độ bền

Tính toán tiết diện cột theo *phương pháp trạng thái giới hạn*. Điều kiện cơ bản đảm bảo độ bền khi tính theo trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực là:

$$N = N_{gh} \quad (1-19)$$

$$M_u \leq M_{gh} \quad (1-20)$$

N - lực nén được xác định theo tổ hợp nội lực.

N_{gh} - khả năng chịu nén của tiết diện.

$M_u = Ne_u$. Mômen uốn do lực nén N đặt lệch tâm gây ra đối với trục U (không nằm trong mặt phẳng uốn).

e_u - khoảng cách từ điểm đặt lực lệch tâm N đến trục U đã chọn ($e_u > 0$).

M_{gh} - khả năng chịu uốn của tiết diện lấy đối với trục U đã chọn.

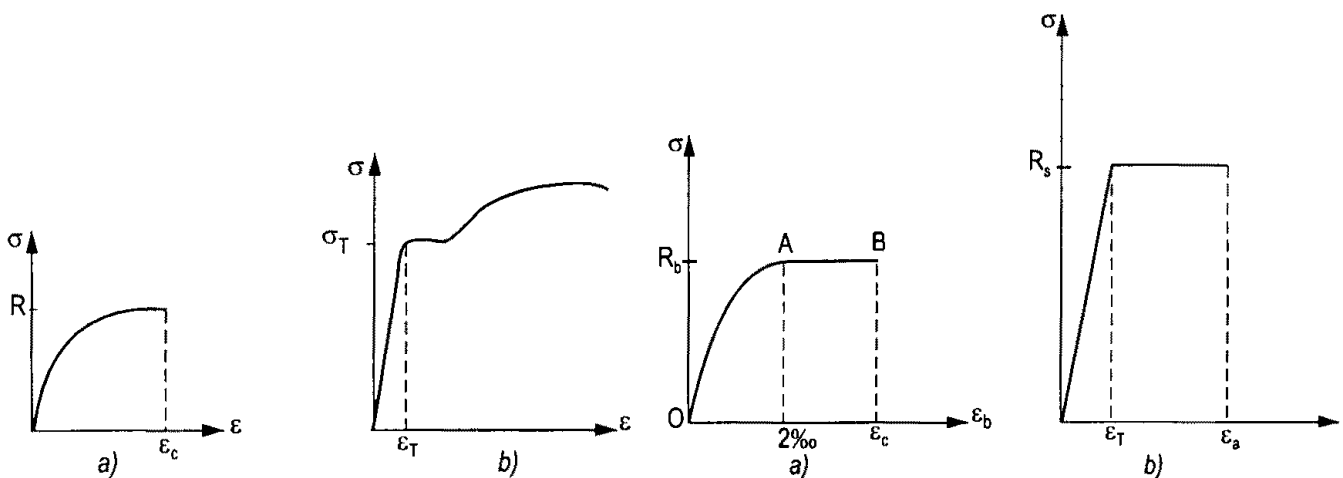
Xác định N_{gh} , M_{gh} dựa vào sự làm việc ở trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực. Trạng thái này được thiết lập trên cơ sở phân tích các kết quả nghiên cứu thực nghiệm, dựa trên các quy luật chi phối sự làm việc và các giả thiết được đề xuất. Từ đó lập ra các biểu thức toán học để tính toán.

Trong bài toán tính cốt thép hoặc bài toán kiểm tra cân thỏa mãn cả hai điều kiện nêu trên trong đó có thể lấy một điều kiện theo dấu đẳng thức (=) còn điều kiện kia theo dấu quy định (\leq). Trường hợp nén đúng tâm chỉ cần một điều kiện (1-19) trong đó $N_{gh} = N_0$ tính theo công thức (1-6).

1.6.2. Các kết quả thực nghiệm

1.6.2.1. Quan hệ ứng suất biến dạng

Kết quả quan trọng nhất của thực nghiệm là quan hệ giữa ứng suất σ và biến dạng tỷ đối ε của vật liệu được giới thiệu trên hình 1.21.



Hình 1.21. Quan hệ giữa ứng suất σ - ε của vật liệu: a) Bê tông; b) Cốt thép dẻo.

Hình 1.22. Quan hệ σ - ε dùng trong tính toán: a) Bê tông; b) Cốt thép.

Để dùng vào tính toán, các quan hệ trên đã được đơn giản hóa và sau khi đã đưa vào các hệ số để xét đến độ an toàn (độ tin cậy) thì biểu đồ ứng suất biến dạng được lấy theo hình 1.22, trong đó:

R_b, R_s - cường độ tính toán của bê tông (về nén) và của cốt thép (về kéo);

$\varepsilon_c, \varepsilon_a$ - biến dạng của bê tông và cốt thép ở trạng thái giới hạn;

$\varepsilon_T = \frac{R_s}{E_s}$ - giới hạn biến dạng đàn hồi của cốt thép, trong đó E_s là mô đun đàn hồi.

Với bê tông, khi chịu nén đúng tâm người ta cho rằng không nên để cho bê tông có biến dạng quá 2‰ và như vậy lấy $\varepsilon_c = 2‰$. Khi trên tiết diện có một vùng chịu kéo một vùng chịu nén, khả năng biến dạng của bê tông ở mép chịu nén tăng lên, tiêu chuẩn của Pháp lấy $\varepsilon_c = 3,5‰$, còn tiêu chuẩn của Mỹ lấy $\varepsilon_c = 3‰$.

Với cốt thép, biến dạng của cốt thép dẻo khi bị kéo đứt là khá lớn (0,1÷0,2). Tuy vậy khi xét sự làm việc của kết cấu bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn một số tiêu chuẩn có quy định hạn chế giá trị của ε_a trong khoảng 10‰.

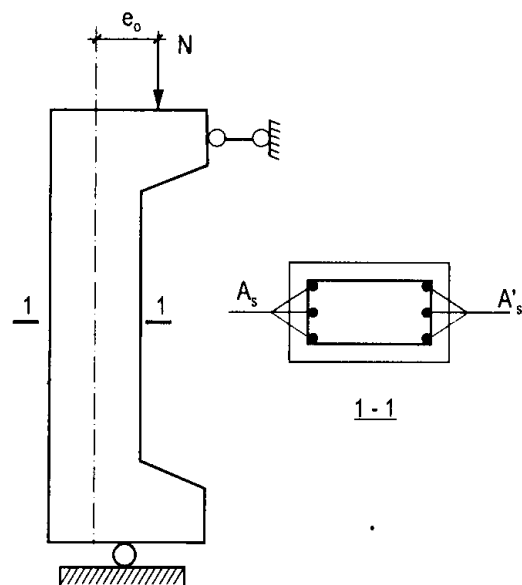
1.6.2.2. Sự làm việc của cấu kiện

Thực nghiệm về sự làm việc của cấu kiện chịu nén lệch tâm được tiến hành theo sơ đồ trên hình 1.23 với lực nén N đặt cách trục một đoạn e_0 . Làm thí nghiệm với các độ lệch tâm e_0 khác nhau và trong mỗi lần thí nghiệm tăng dần lực N cho đến khi cấu kiện bị phá hoại.

Kết quả thực nghiệm cho biết với e_0 bé toàn bộ tiết diện chịu nén và sự phá hoại bắt đầu từ bê tông ở mép chịu nén nhiều hơn. Với e_0 lớn, một phần tiết diện chịu nén, phần còn lại chịu kéo, bê tông chịu kéo có thể bị nứt, sự phá hoại có thể bắt đầu từ vùng bê tông chịu nén hoặc từ cốt thép chịu kéo.

Có hai quan điểm về phá hoại: ứng suất và biến dạng.

Quan điểm về ứng suất cho rằng vật liệu sẽ bị phá hoại khi ứng suất trong nó đạt và vượt cường độ vật liệu. Theo quan điểm này biểu đồ ứng suất dùng



Hình 1.23. Sơ đồ thực nghiệm cấu kiện nén lệch tâm

cho tính toán được thiết lập từ kết quả thực nghiệm và không cần quan tâm đến các giá trị ε_c , ε_a .

Quan điểm về biến dạng cho rằng sự phá hoại được quyết định bởi biến dạng của vật liệu. Theo quan điểm này xuất phát để lập sơ đồ tính toán là biến dạng. Từ sơ đồ biến dạng, dùng các quan hệ ở hình 1.22 để suy ra sơ đồ ứng suất và dùng sơ đồ ứng suất để lập công thức.

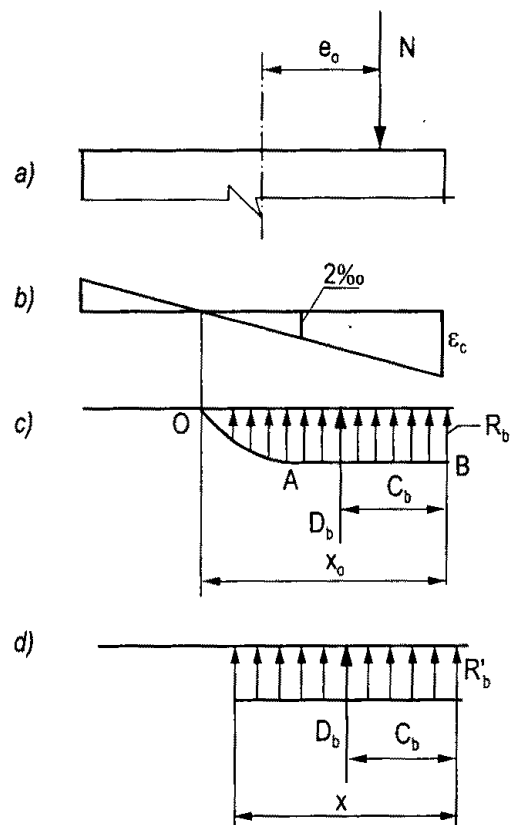
1.6.3. Giả thiết tính toán

Để lập các công thức tính toán tiết diện bê tông cốt thép người ta dùng quy luật về cân bằng lực, ngoài ra để đơn giản hóa công việc tính toán người ta còn dùng giả thiết bỏ qua sự làm việc của bê tông chịu kéo. Riêng với quan điểm về biến dạng còn dùng thêm giả thiết tiết diện phẳng và giả thiết bê tông, cốt thép có cùng biến dạng (tại mỗi vị trí).

1.6.4. Sơ đồ ứng suất bê tông vùng nén

Tuy xuất phát của hai quan điểm có khác nhau nhưng sơ đồ ứng suất trong bê tông vùng nén được lấy giống nhau và đó là một đường cong như trên hình 1.23c. Đường cong đó có dạng của đường cong trên hình 1.21 hoặc 1.22. Cần chú ý rằng hình 1.22 thể hiện quan hệ σ - ε theo hai trục vuông góc còn hình 1.24b và 1.24c thể hiện quan hệ σ - ε theo hai trục song song. Trục trung hòa cách mép chịu nén một đoạn x_0 , tại đó có $\varepsilon = 0$ và $\sigma = 0$, trong đoạn $\varepsilon < 2\text{‰}$, quan hệ σ - ε là đường cong, trong đoạn $\varepsilon > 2\text{‰}$, có σ là hằng số, bằng R_b (đoạn AB trên biểu đồ).

Nhằm đơn giản hóa việc tính toán người ta đã thay biểu đồ có một đoạn cong OA và một đoạn thẳng AB trên hình 1.23c với chiều cao vùng nén thực x_0 bằng biểu đồ hình chữ nhật với chiều cao vùng nén tính đối x và ứng suất tính đối R'_b . Xác định x và R'_b dựa vào hai điều kiện: giá trị của hợp lực D_b và điểm đặt của D_b trong hai biểu đồ là trùng nhau. Trường hợp tiết diện chữ nhật bề rộng b thì hai phương trình để xác định x và R'_b



Hình 1.24. Ứng suất trong bê tông vùng nén:
a) Sơ đồ nội lực; b) Biểu đồ biến dạng;
c) Biểu đồ ứng suất thực; d) Biểu đồ đơn giản hóa.

là: $D_b = R'_b b x$ và $c_b = \frac{x}{2}$ (xem hình 1.24) trong đó D_b và C_b đã được xác định theo R_b

và x_0 . Trong trường hợp chung có thể biểu diễn x theo x_0 và R'_b theo R_b như sau:

$$x = \theta x_0 \text{ và } R'_b = \beta_b R_b \quad (1-21)$$

Giá trị của θ và β_b phụ thuộc hình dạng vùng bê tông chịu nén và ε_c . Với tiết diện chữ nhật có thể lấy $\beta_b = 1$ và $\theta = 0,8 \div 0,85$ khi $\varepsilon_c = 3\text{‰}, \div 3,5\text{‰}$. Với tiết diện chữ T có cánh trong vùng nén lấy $\beta_b = 1$ và $\theta = 0,82 \div 0,88$ với tiết diện tròn $\beta_b = 0,9 \div 0,95$ và $\theta = 0,8 \div 0,85$.

Giá trị θ như vừa nêu dùng ở công thức (1-21) chỉ đúng khi $x_0 \leq h$. Trường hợp nén lệch tâm mà toàn bộ tiết diện chịu nén thì trục trung hòa nằm ngoài tiết diện, $x_0 > h$ và x_0 có thể tăng đến vô cùng trong lúc giới hạn của x chỉ có thể đạt đến tối đa là bằng h . Khi mà $x_0 > h$ và $\theta = 0,85$ có thể dùng tương qua giữa x và x_0 theo biểu thức (1-22) sau đây:

$$x = \frac{(x_0 - 0,85h)h}{x_0 - 0,8235h} \quad (1-22)$$

1.6.5. Ứng suất trong cốt thép

1.6.5.1. Theo quan điểm ứng suất

Với trường hợp cốt thép được đặt tập trung trên các cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn là A_s (chịu kéo hoặc nén ít hơn) và A'_s (chịu nén nhiều hơn) thì các ứng suất tương ứng là σ_s và σ'_s được lấy theo kết quả thực nghiệm như sau (hình 1.25).

a) Với cốt thép A_s . Khi A_s chịu kéo, σ_s đạt giá trị lớn khi cốt thép đặt xa trục trung hòa và ngược lại. Khoảng cách từ A_s đến trục trung hòa là $v_a = h_0 - x_0 = h_0 - \frac{x}{\theta}$. Giá trị lớn nhất mà σ_s có thể đạt đến theo quy ước tính toán là R_s . Để đạt được điều này thì v_a phải lớn hơn một phần nào đó của h_0 , tạm đặt là $\alpha_1 h_0$.

$$v_a = h_0 - \frac{x}{\theta} \geq \alpha_1 h_0 \text{ rút ra } x \leq (1 - \alpha_1)\theta h_0 = \xi_R h_0$$

Vậy điều kiện để σ_s đạt đến R_s là:

$$x \leq \xi_R h_0$$

Người ta xác định giá trị ξ_R bằng thực nghiệm, thấy rằng ξ_R phụ thuộc vào R_s và R_b . Đã có những công thức thực nghiệm để tính toán ξ_R nhưng thường có thể tra bảng ở phụ lục 4.

Khi $x > \xi_R h_0$ thì σ_s chịu kéo chưa đạt R_s hoặc khi x tăng đến một mức nào đó thì σ_s chuyển thành chịu nén. Tiêu chuẩn TCXDVN 356 : 2005 đưa ra công thức thực nghiệm xác định σ_s :

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s \quad (1-23)$$

Công thức (1-23) được dùng cho bê tông có cấp bằng hoặc nhỏ hơn B30, cốt thép nhóm CI, AI, CII, AII, CIII, AIII. ($R_s \leq 400$) và chấp nhận được khi $x \leq h_0$ còn khi $x > h_0$ thì lấy $\sigma_s = -R_s$. Công thức (1-23a) do tác giả đề xuất cho kết quả dùng được khi $\xi_R h_0 \leq x \leq h$ và $R_s \leq 400$.

$$\sigma_s = \left[1 - \frac{2(x - \xi_R h_0)}{h - \xi_R h_0} \right] R_s \quad (1-23a)$$

Trong hai công thức trên tính được $\sigma_s > 0$ là ứng suất kéo còn $\sigma_s < 0$ là ứng suất nén.

b) Với cốt thép A'_s . Với cột chịu nén lệch tâm cốt thép A'_s luôn luôn là chịu nén. Ứng suất trong A'_s là σ'_s sẽ lớn khi khoảng cách từ A'_s đến trục trung hòa là $v'_a = x_0 - a'$ khá lớn và ngược lại. Giá trị lớn nhất mà σ'_s có thể đạt tới là R_{sc} . Để đạt được điều này thì v'_a phải lớn hơn một số lần nào đấy của a' , được đặt là $\gamma_1 a'$:

$$v'_a = x_0 - a' = \frac{x}{\theta} - a' \geq \gamma_1 a'$$

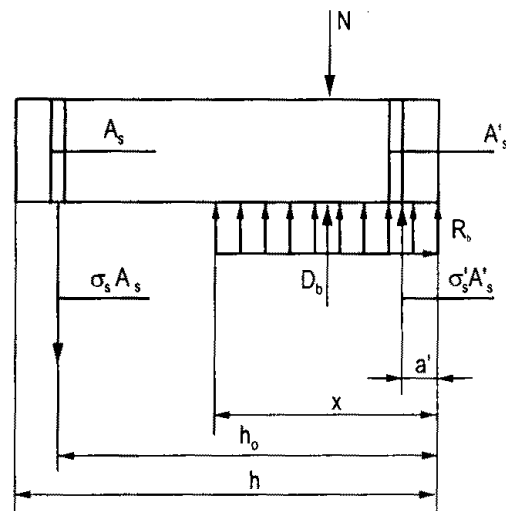
Rút ra: $x \geq (1 + \gamma_1)\theta a' = \delta_1 a'$

Phân tích kết quả thực nghiệm thấy rằng δ_1 phụ thuộc vào R_{sc} và thay đổi trong khoảng 1,5÷2 (δ_1 tăng lên khi R_{sc} tăng). Để đơn giản hóa, chấp nhận giá trị $\delta_1 = 2$ cho mọi loại cốt thép (với $R_{sc} \leq 400\text{MPa}$).

Như vậy điều kiện để σ'_s đạt đến R_{sc} là:

$$x \geq 2a'$$

Khi $x < 2a'$ xem là σ'_s chưa đạt đến R_{sc} : Điều kiện $x \geq 2a'$ được lấy theo tiêu chuẩn TCVN 5574 - 1991. Tiêu chuẩn TCXDVN 356 - 2005 không đưa ra điều kiện cho σ'_s . Trong tài liệu này tác giả vẫn giữ lại điều kiện $x \geq 2a'$ như là một điều kiện để phân biệt các trường hợp tính toán. Việc này chỉ có lợi là làm rõ ràng hơn sự làm việc của tiết diện và cách tính toán.



Hình 1.25. Ứng suất trong cốt thép σ_s, σ'_s

Với cốt thép có $R_s \leq 400\text{MPa}$ lấy $R_{sc} = R_s$.

Với cốt thép có R_s cao hơn 400MPa thì trong một số tiêu chuẩn thiết kế cũng chỉ lấy $R_{sc} \leq 400\text{MPa}$. Lý do là khi chịu nén đúng tâm lấy biến dạng giới hạn của bê tông $\varepsilon_c = 2\text{‰}$ và biến dạng của cốt thép chịu nén tối đa cũng bằng khoảng ấy. Với biến dạng đó ứng suất trong cốt thép (có cường độ khá cao) không vượt qua giá trị.

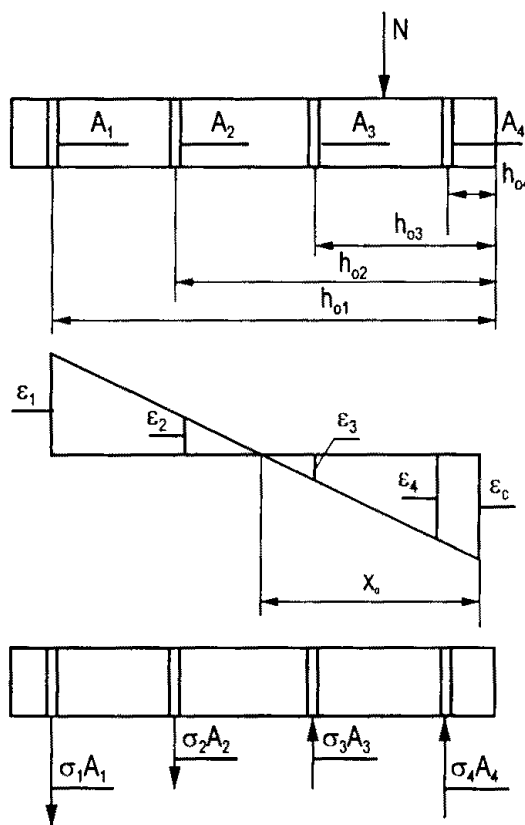
$$\sigma'_c = \varepsilon_c E_s = 0,002 \times 200.000 = 400\text{MPa}$$

(Lấy môđun đàn hồi của thép $E_s = 200.000\text{MPa}$).

Với cốt thép cường độ khá cao (AV, AVI, AVIII) TCXDVN 356 - 2005 cho phép lấy $R_{sc} = 500\text{MPa}$ trong một số trường hợp đặc biệt.

1.6.5.2. Theo quan điểm biến dạng

Xuất phát từ biến dạng của bê tông tại mép vùng nén đã được quy định, dùng giả thiết tiết diện phẳng, khi biết vị trí trục trung hòa (biết x_0) và vị trí của thanh hoặc hàng cốt thép thứ i (h_{oi}) sẽ tính ra được biến dạng của nó là ε_i (hình 1.26).



Hình 1.26. Ứng suất trong cốt thép σ_i được tính theo biến dạng ε_i .

$$\varepsilon_i = \frac{h_{oi} - x_0}{x_0} \varepsilon_c \quad (1-24)$$

Khi: $|\varepsilon_i| \geq \varepsilon_T$ thì $\sigma_i = R_s$ (1-25a)

$|\varepsilon_i| < \varepsilon_T$ thì $\sigma_i = \varepsilon_i E_s$ (1-25b)

Trong đó:
$$\varepsilon_T = \frac{R_s}{E_s}$$

Khi tính được $\varepsilon_i > 0$, σ_i là ứng suất kéo, khi $\varepsilon_i < 0$ có ứng suất nén.

Theo quan điểm biến dạng, để cho σ_i chịu kéo đạt giá trị R_s thì:

$$\varepsilon_i = \frac{h_{oi} - x_0}{x_0} \varepsilon_c \geq \varepsilon_T = \frac{R_s}{E_s}$$

Rút ra:
$$x_0 \leq \xi_T h_{oi} \quad (1-26a)$$

$$\xi_T = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{R_s}{E_s}} \quad (1-26b)$$

Với $x = \theta x_0$ thì điều kiện để σ_i đạt R_s là:

$$x \leq \beta_i h_{oi} \quad (1-27a)$$

$$\beta_i = \theta \xi_T \quad (1-27b)$$

Điều kiện (1-27a) là tương tự điều kiện $x_0 \leq \xi_R h_0$ đã trình bày trong mục 1.6.5.1. với $h_{o1} = h_0$ (xem hình 1.25, 1.26).

Với cốt thép chịu nén, để cho ứng suất σ_i đạt giá trị cường độ tính toán về nén R_{sc} thì:

$$|\varepsilon_i| = -\varepsilon_i = \frac{x_0 - h_{oi}}{x_0} \varepsilon_c \geq \varepsilon_T = \frac{R_{sc}}{E_s}$$

Rút ra:
$$x_0 \geq \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c - \frac{R_{sc}}{E_s}} h_{oi}$$

và:
$$x \geq \delta_2 h_{oi} \quad (1-28a)$$

$$\delta_2 = \frac{\theta \varepsilon_c}{\varepsilon_c - \frac{R_{sc}}{E_s}} \quad (1-28b)$$

Điều kiện (1-28a) là tương tự điều kiện $x \geq 2a'$ trong mục 1.6.5.1 (hình 1.26 và 1.25 cho thấy $h_{o4} = a'$).

1.6.6. Các trường hợp tính toán

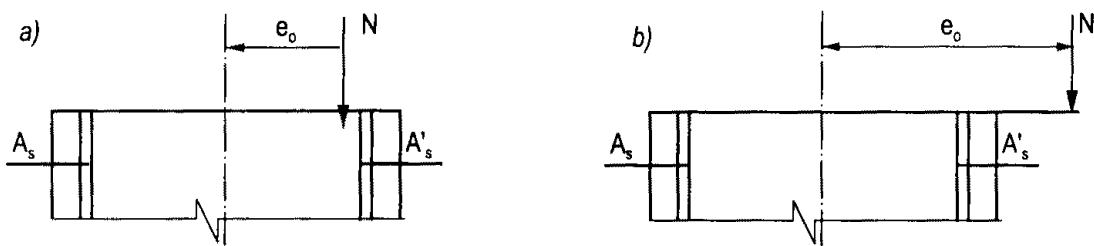
Từ phân tích sự làm việc của tiết diện chịu nén lệch tâm người ta đưa ra các trường hợp tính toán. Trong việc này cũng có các quan điểm khác nhau.

Một số nước Âu Mỹ phân chia ra hai trường hợp dựa vào vùng chịu nén: Tiết diện chịu nén toàn bộ và tiết diện chịu nén một phần.

Tiêu chuẩn thiết kế của Nga, Trung Quốc, Việt Nam phân chia ra hai trường hợp nén lệch tâm lớn và nén lệch tâm bé dựa vào sự làm việc của cốt thép A_s , cũng tức là dựa vào giá trị của chiều cao vùng nén x . Khi $x < \xi_R h_0$ cốt thép A_s chịu kéo, ứng suất σ_s đạt đến R_s , xảy ra sự phá hoại dẻo, có trường hợp nén lệch tâm lớn. Khi $x \geq \xi_R h_0$ cốt thép A_s có thể chịu kéo hoặc nén mà ứng suất trong nó chưa đạt đến R_s hoặc R_{sc} , sự phá hoại bắt đầu từ bê tông vùng nén, có trường hợp nén lệch tâm bé. Tiết diện làm việc theo trường hợp nào là phụ thuộc vào tương quan giữa M , N với kích thước tiết diện và sự bố trí cốt thép. Khi M tương đối lớn tiết diện làm việc gần với trường hợp chịu uốn, có vùng nén và vùng kéo rõ rệt. Nếu cốt thép chịu kéo A_s không quá lớn thì sự phá hoại sẽ bắt đầu từ vùng kéo, có trường hợp nén lệch tâm lớn.

Khi N tương đối lớn, phần lớn tiết diện chịu nén, sự phá hoại bắt đầu từ bê tông phía bị nén nhiều, có trường hợp nén lệch tâm bé.

Cần lưu ý rằng trong tính toán thực hành điều kiện để phân biệt các trường hợp nén lệch tâm chỉ là tương đối. Có một số trường hợp, với tiết diện và điểm đặt lực N đã cho, khi thay đổi cốt thép có thể chuyển sự làm việc của tiết diện từ nén lệch tâm lớn sang nén lệch tâm bé và ngược lại. Khi chuyển như vậy thì giá trị lực dọc giới hạn mà tiết diện chịu được N_{gh} thay đổi theo.



Hình 1.27. Thí dụ về các trường hợp nén lệch tâm

Lấy thí dụ như trên hình 1.27.

Ở hình 1.27a, độ lệch tâm của lực dọc e_0 tương đối bé, thường là trường hợp nén lệch tâm bé với khả năng chịu lực N_1 . Nếu giảm cốt thép A_s tiết diện có thể chuyển sang làm việc theo nén lệch tâm lớn với khả năng $N_2 < N_1$.

Ở hình 1.27b, độ lệch tâm e_0 tương đối lớn, thường tiết diện làm việc theo nén lệch tâm lớn. Tuy vậy nếu tăng cốt thép A_s thì đến một lúc nào đó tiết diện sẽ chuyển sang làm việc theo nén lệch tâm bé (vì ứng suất σ_s trong A_s giảm xuống khi A_s tăng) và lực dọc N tiết diện chịu được sẽ cao hơn.

Việc phân biệt trường hợp nén lệch tâm lớn hay bé chủ yếu dựa vào giá trị chiều cao vùng nén x , chỉ khi không có cách nào để xác định được x thì mới dùng điều kiện bổ trợ, căn cứ vào độ lệch tâm e_0 .