QUY PHẠM ANH QUỐC BS 8110-1997

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS
TRUNG TAM ÑAO TAO XAY DÖNG VIETCONS
CHÖÔNG TRÌNH - MOI NGAY MOT CUON SACH

KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

BRITISH STANDARD

BS 8110 : 1997

STRUCTURAL USE OF CONCRETE

Part 1. Code of practice for design and construction
Part 2. Code of practice for special circumstances
Part 3. Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns.

BSi

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

LỜI GIỚI THIỆU

Quy phạm Anh Quốc BS 8110 là tài liệu có tên đầy đủ bằng tiếng Anh là "Structural Use of Concrete". Quy phạm này được biên soạn bởi Ủy ban kỹ thuật (Technical Committee) thuộc Viện tiêu chuẩn Anh (British Standard Institution).

Viện tiêu chuẩn Anh (BSI) là một cơ quan độc lập chuyên nghiên cứu, soạn thảo và ban hành các tiêu chuẩn, quy phạm Anh Quốc. Viện tiêu chuẩn Anh là thành viên của Vương quốc Anh trong Tổ chức quốc tế về tiêu chuẩn hóa (International Organization for Standardization).

Việc soạn thảo các tiêu chuẩn quy phạm xây dựng Anh quốc do Uỷ ban tiêu chuẩn kết cấu nhà và công trình (Civil Engineering and Building Structures Standards Committee – CSB) giao cho Uỷ ban kỹ thuật (Technical Committee CSB/39) với sự tham gia của các đơn vị như : Hiệp hội các kỹ sư tư vấn (Association of Consulting Engineers), Các nhà công nghiệp cốt liệu Anh (British Aggegate Construction Materials Industries), Hiệp hội bê tông và xi măng (Cement and Concrete Association), Hiệp hội các nhà chế tạo cốt thép Anh (British Reinforcement Manufactures' Association), Viện các kỹ sư kết cấu (Institution of Structural Engineers), v.v...

Vào năm 1957, Viện tiêu chuẩn Anh đã đưa ra áp dụng quy phạm CP 114 – 1957. Theo quy phạm này, phương pháp tính toán và thiết kế kết cấu bê tông cốt thép là phương pháp hệ số tải trọng (load factor method). Phương pháp này còn có tên gọi là phương pháp tính toán kết cấu theo tải trọng cực hạn. Các phương pháp này có liên quan các khái niệm "tải trọng làm việc" (working load) và "tải trọng sử dụng" (service load), khái niệm "ứng suất làm việc" (working stress) và "ứng suất sử dụng" (service stress). Theo đó, ứng suất làm việc không được lớn hơn ứng suất cho phép (được xác định từ việc giảm độ bền của vật liệu bằng các hệ số an toàn). Phương pháp này sử dụng tải trọng cực hạn (tăng tải trọng làm việc bằng hệ số an toàn) để đảm bảo rằng độ bền của kết cấu (tính theo độ bền vật liệu) đủ để chịu các tải trọng đó.

Năm 1972, Viện tiêu chuẩn Anh ban hành tập quy phạm CP 110 – 1972 dùng cho kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Phương pháp tính toán và thiết kế được áp dụng trong quy phạm này là phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn và nó được phát triển trên cơ sở của phương pháp hệ số tải trọng. Thay vì hệ số an toàn được gộp chung thành một hệ số đơn giản, hệ số an toàn được phân thành các hệ số an toàn riêng cho vật liệu và tải trọng. Hệ thống đơn vị đo lường thể hiện trong quy phạm đều tuân theo hệ thống đơn vị đo lường quốc tế (SI).

Năm 1985, Viện tiêu chuẩn Anh ban hành quy phạm BS 8110 – 1985 gồm 3 phần 1, 2 và 3. Trong quy phạm này có một số thay đổi để phù hợp với các quy phạm năm 1978 (Model Code) của Uỷ ban bê tông châu Âu (Euro – international Concrete Committee – CEB). Ví dụ như : đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép chịu nén, trong đó ứng suất giới hạn thiết kế của cốt thép chịu kéo và chịu nén bằng nhau; biểu đồ khối ứng suất chữ nhật tương đương trong bê tông vùng nén đã đưa đến sự đơn giản hơn đường cong ứng suất – biến dạng ngắn hạn theo thiết kế trên suốt chiều cao trục trung hòa, v.v...

Quy phạm BS 8110 – 1985 đã được soát xét, sửa đổi và bổ sung lần thứ 2 vào năm 1989. Trong lần sửa đổi và bổ sung này, các chương mục đã được sắp xếp lại, nội dung được đơn

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

giản hóa, nhất là các chương về vật liệu (chương 6) vì một số nội dung đã có trong tiêu chuẩn BS 5328.

Trên nền BS 8110 – 1985, sau khi soát xét, sửa đổi và cập nhật thêm, Viện tiêu chuẩn Anh ban hành quy phạm BS 8110 – 1997. Toàn bộ nội dung của quy phạm này đã được Trung Tâm Khoa học Công nghệ và Kỹ thuật xây dựng (Công ty tư vấn xây dựng tổng hợp – Bộ Xây dựng) biên dịch ra tiếng Việt trong khuôn khổ đề tài nghiên cứu khoa học công nghệ "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép theo quy phạm Anh Quốc BS 8110. Biên dịch, đối chiếu với tiêu chuẩn Việt Nam" (mã số TC 29).

Trong bối cảnh hội nhập khu vực và thế giới của Việt Nam, đặc biệt là trong công tác tư vấn đầu tư và xây dựng cho các công trình có vốn đầu tư nước ngoài, việc tìm hiểu các thông tin có liên quan đến những tiêu chuẩn quy phạm của nước ngoài đã trở thành nhu cầu hết sức cần thiết. Để phục vụ cho nhu cầu của các kỹ sư làm công tác tư vấn và thi công xây dựng Việt Nam, chúng tôi đã trích một phần của đề tài khoa học công nghệ nói trên – phần bản dịch ra tiếng Việt – để xuất bản thành ấn phẩm riêng.

Có thể thấy rằng ngôn ngữ trong tiêu chuẩn quy phạm nói chung hết sức cô đọng và bao hàm nhiều vấn đề có liên quan. Do đó, trong quá trình tìm hiểu và chuyển tải các nội dung của quy phạm BS 8110 ra tiếng Việt, chúng tôi cố gắng tuân thủ các nguyên tắc :

a) Diễn đạt đơn giản và rõ ràng nội dung của các điều khoản trong quy phạm;

b) Các mục, các điều khoản hoặc các nội dung có liên quan đến điều kiện địa phương của Anh Quốc (đóng băng, tan băng, các loại vật liệu tự nhiên ở Anh, v.v....) và không phù hợp với điều kiện ở Việt Nam đã được chúng tôi lược bỏ và không thể hiện trong bản dịch này;

c) Các thuật ngữ tương đương đã sử dụng phổ biến tại Việt Nam được sử dụng tối đa. Những thuật ngữ khác đều có phần chú giải bằng nguyên bản tiếng Anh khi nó xuất hiện để người sử dụng có thể đối chiếu khi cần thiết;

d) Một số sai sót trong bản gốc BS 8110 – 1997 do chúng tôi phát hiện được trong quá trình biên dịch cũng được hiệu chỉnh ngay;

Sau cùng, chúng tôi xin chân thành cám ơn TS. Trần Công Vinh (Ove Arup & Partners – Consulting Engineers), cố vấn dự án ODA của Vương Quốc Anh cho Việt Nam "Strengthening of Building Research Standards and Quality Assurance for the Department of Science and Technology – Ministry of Construction" đã cung cấp cho chúng tôi nguyên bản quy phạm BS 8110 – 1997. Chúng tôi cũng bày tỏ lòng cảm ơn sâu sắc đến Vụ Khoa học Công nghệ (Bộ Xây dựng) đã quan tâm, cung cấp kinh phí cho đề tài nghiên cứu khoa học này.

Xin chân thành cảm ơn Nhà xuất bản Xây dựng đã biên tập cẩn thận và xuất bản để phục vụ đông đảo bạn đọc.

Mặc dù đã cố gắng rất nhiều, song không thể tránh khỏi những sai sót trong bản dịch. Tác giả vô cùng cảm ơn mọi ý kiến góp ý của các độc giả, các đồng nghiệp gần xa. Mọi ý kiến góp ý xin gửi về địa chỉ : Trung tâm Khoa học Công nghệ và Kỹ thuật xây dựng, 49 Pasteur (lầu 4), Q1, TP. Hồ Chí Minh; Email : cstc@hcm.vnn.vn.

Tác giả bản dịch

TS. Nguyễn Trung Hòa

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

PHẦN 1
QUY PHẠM THỰC HÀNH VỀ THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG

Chương 1
KHÁI QUÁT

1.1 – PHẠM VI ÁP DỤNG

Phần 1 của quy phạm BS 8110 đưa ra các chỉ dẫn về việc sử dụng kết cấu bê tông cho nhà và công trình, ngoại trừ các kết cấu cầu và kết cấu bê tông được chế tạo từ xi măng alumin hàm lượng cao.

Các chỉ dẫn về độ bền vững được soạn thảo với giả thiết rằng toàn bộ các cấu kiện chịu lực như bản sàn, cột, tường là cấu kiện bê tông. Khi cấu kiện bê tông (ví dụ, bản sàn) sử dụng phối hợp với các cấu kiện chịu lực làm bằng vật liệu khác theo các nguyên tắc tương tự, nhưng có đủ độ bền vững bằng các biện pháp khác, thì có thể không bắt buộc phải tuân theo những điều ràng buộc của quy phạm này.

Ghi chú 1: Có thể sử dụng những điều khoản nào đó của quy phạm này cho các sản phẩm bê tông đúc sẵn (ví dụ, lề đường và đường ống), song chúng không thể thay thế cho các yêu cầu riêng của các loại sản phẩm này.

1.2 – TÀI LIỆU THAM KHẢO

1.2.1– Các tài liệu tiêu chuẩn

Phần 1 của quy phạm BS 8110 liên quan chặt chẽ đến các nội dung trong các ấn phẩm chuyên ngành. Các tài liệu tiêu chuẩn sẽ được trích dẫn tại các điểm thích hợp và được liệt kê ở phần cuối của quy phạm này. Sự sửa đổi hay bổ sung các điều khoản của các ấn phẩm tiêu chuẩn nói trên chỉ được thực hiện trong các lần soát xét của quy phạm BS 8110.

1.2.2 – Các thông tin tham khảo

Phần 1 của quy phạm BS 8110 có liên quan đến các thông tin hoặc các chỉ dẫn của các ấn phẩm khác. Lần xuất bản của các ấn phẩm đó nằm trong thời điểm thông qua quy phạm này thì chúng cũng được liệt kê ở phần cuối của tài liệu này, nhưng có thể tham khảo những ấn phẩm trên ở lần xuất bản gần đây nhất.

1.3 – CÁC ĐỊNH NGHĨA

Trong quy phạm BS 8110 áp dụng các định nghĩa sau đây.

1.3.1 – Tổng quát

1.3.1.1 – Tải trọng giới hạn thiết kế[1]

Tải trọng thiết kế dùng cho trạng thái giới hạn về độ bền[2].

1.3.1.2 – Tải trọng sử dụng thiết kế

Tải trọng thiết kế dùng cho trạng thái giới hạn về sử dụng.

1.3.2 – Các thuật ngữ dùng cho sàn phẳng

1.3.2.1 – Sàn phẳng

Sàn không dầm được đỡ bởi các cột, có hay không có mũ cột. Sàn phẳng có thể đặc hay có các hốc lõm hình thành theo các sườn của sàn sườn ô cờ theo hai hướng (bản sườn hai phương hoặc sàn có hốc dưới trần).

---

[1] Tải trọng thiết kế bằng tải trọng đặc trưng nhân với hệ số an toàn riêng về tải trọng (γ_f).

[2] Tải trọng giới hạn thiết kế và tải trọng sử dụng thiết kế tương tự như tải trọng tính toán khi tính theo trạng thái giới hạn I và II theo TCVN 5574 – 1991 (Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế) – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

1.3.2.2 – Mũ cột

Phần mở rộng cục bộ của đầu cột để đỡ sàn vượt qua vùng có diện tích lớn hơn tiết diện cột.

1.3.2.3 – Bản mũ cột

Phần dày thêm của bản sàn trong vùng cột.

1.3.3 – Các thuật ngữ về chu vi (xem *3.7.7*)

1.3.3.1 – Chu vi

Đường bao của hình chữ nhật nhỏ nhất bao quanh vùng chất tải, gần sát hơn với cạnh của vùng chất tải so với khoảng cách quy định l_p (nhân với 0,75d).

Ghi chú : xem mục *3.7.7.8* đối với trường hợp chất tải gần với cạnh tự do và hình 3.16 đối với các trường hợp điển hình.

1.3.3.2 – Vùng phá hoại

Vùng sàn bao bởi hai chu vi 1,5d về mỗi phía.

Ghi chú : xem mục *3.3.7.8* dành cho tải trọng đặt gần cạnh tự do.

1.3.3.3 – Chiều dài tính toán của chu vi

Chiều dài tính toán của chu vi bị giảm đi khi có ảnh hưởng của lỗ hay các cạnh ngoài.

1.3.3.4 – Chiều cao tính toán (d)

Chiều cao tính toán trung bình đối với tất cả cốt thép đi qua chu vi.

1.3.3.5 – Diện tích cốt thép tính toán

Tổng diện tích các cốt thép chịu kéo ở mỗi phía, đi qua và kéo ra bên ngoài vùng một khoảng ít nhất bằng chiều cao tính toán (xem mục *1.3.3.4*) hoặc bằng 12 lần kích cỡ của thanh thép.

Ghi chú: Hàm lượng (%) cốt thép tính toán được dùng để tính toán ứng suất cắt giới hạn v_c :

$$v_c = \frac{100 \times \text{diện tích cốt thép tính toán}}{ud}$$

u – chu vi ngoài của vùng xem xét;

d – theo định nghĩa trong mục *1.3.3.4*

1.3.4 – Các thuật ngữ về tường (xem *3.9*)

1.3.4.1 – Tường

Cấu kiện chịu lực thẳng đứng có chiều dài lớn hơn 4 lần chiều dày của chúng.

1.3.4.2 – Tường không giằng

Tường mà tự bản thân nó giữ ổn định theo phương ngang.

1.3.4.3 – Tường có giằng

Tường có các gối tựa ngang chịu các lực tác dụng theo phương ngang.

1.3.4.4 – Các gối tựa ngang

Cấu kiện (có thể là cột chống, bệ đỡ, sàn, tường ngang hoặc các cấu kiện nằm ngang hay thẳng đứng khác) có khả năng truyền lực ngang từ các tường có giằng sang các giằng chịu lực chính hoặc móng.

1.3.4.5 – Giằng chịu lực chính

Các điểm vững chắc, các tường chịu cắt hay các giằng giữ ổn định ngang cho tổng thể kết cấu.

1.3.4.6 – Tường có cốt thép

Tường bê tông có chứa cốt thép với hàm lượng tối thiểu theo quy định tại mục *3.12.5.*

1.3.4.7 – Tường không cốt thép

Tường không có cốt thép hoặc hàm lượng thép không đủ theo yêu cầu tại mục *3.12.5.*

Ghi chú : đối với "tường không cốt thép", sẽ bỏ qua cốt thép khi xem xét độ bền của tường.

1.3.4.8 – Tường dày

Tường có tỷ lệ chiều cao tính toán chia cho chiều dày (l_e/h) không lớn hơn 15 (đối với tường có giằng) hoặc 10 (đối với tường không giằng).

1.3.4.9 – Tường mảnh

Tường khác so với tường dày.

1.3.5 – Các thuật ngữ có liên quan đến bề mặt gối tựa cho cấu kiện đúc sẵn (xem *5.2.3*)

1.3.5.1 – Gối đơn giản

Cấu kiện đặt trực tiếp trên gối tựa, không tính đến ảnh hưởng của thép chờ hay bê tông.

1.3.5.2 – Gối tựa khô

Bề mặt gối tựa không có vật liệu đệm trung gian.

1.3.5.3 – Gối tựa có đệm

Bề mặt gối tựa có đệm trung gian bằng vật liệu kết dính.

1.3.5.4 – Cấu kiện không bị cách ly

Cấu kiện trong trường hợp giả định bị mất gối tựa vẫn có khả năng chịu lực bằng cách truyền tải trọng sang cấu kiện liền kề.

1.3.5.5 – Chiều dài gối tựa

Chiều dài của gối tựa đỡ cấu kiện hay vật liệu đệm trung gian, được đo dọc theo trục gối tựa.

1.3.5.6 – Chiều rộng thực của gối tựa (gối đơn giản)

Chiều rộng của gối tựa (gối đơn giản) sau khi cho phép tính đến phần không có tác dụng và phần không chính xác trong thi công gối tựa (xem hình 5.4).

1.4 – CÁC KÝ HIỆU

Các ký hiệu sau đây áp dụng cho phần 1 của BS 8110.

- γ_f hệ số an toàn riêng đối với tải trọng;
- γ_m hệ số an toàn riêng đối với độ bền vật liệu;
- E_n tải trọng danh nghĩa của đất;
- G_k tĩnh tải đặc trưng[1]
- Q_k hoạt tải đặc trưng
- W_k tải trọng gió đặc trưng
- f_{cu} độ bền đặc trưng của bê tông;
- f_y độ bền đặc trưng của cốt thép;
- f_{pu} độ bền đặc trưng của thép căng ứng suất trước.

Các ký hiệu khác sẽ được định nghĩa ngay khi xuất hiện trong tài liệu.

[1]Tiếng Anh : "Characteristic Dead Load", tương tự như tải trọng tiêu chuẩn theo TCVN 2737 – 1995 (Tải trọng và tác động. Tiêu chuẩn thiết kế) – ND.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 2
ĐỐI TƯỢNG THIẾT KẾ VÀ CÁC CHỈ DẪN CHUNG

2.1 – CƠ SỞ THIẾT KẾ

2.1.1 – Mục đích của thiết kế

Mục đích của thiết kế là hoàn thành thiết kế các kết cấu với xác suất có thể chấp nhận được nhằm thỏa mãn tuổi thọ dự tính của chúng. Với mức độ an toàn thích hợp, kết cấu có thể chịu được toàn bộ tải trọng và biến dạng trong điều kiện xây dựng và sử dụng thông thường, có đủ độ bền lâu và chịu được các tác động xâm thực và cháy.

2.1.2 – Phương pháp thiết kế

Phương pháp thiết kế được kiến nghị trong quy phạm này là phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn. Việc tính toán được thực hiện theo các nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm và kinh nghiệm đã được thừa nhận và chúng cần cho công tác thiết kế nhằm đảm bảo độ bền lâu của kết cấu. Các tính toán không chỉ đơn thuần đảm bảo sự an toàn, khả năng sử dụng mà còn phải đảm bảo sự bền lâu của kết cấu. Sự phù hợp của các loại vật liệu, công tác kiểm tra chất lượng và công tác giám sát có vai trò quan trọng như nhau.

2.1.3 – Tính bền lâu, tay nghề và vật liệu

Có thể thừa nhận rằng thông qua công tác giám định, chất lượng của bê tông, thép và các vật liệu khác, khả năng tay nghề, có thể đáp ứng đầy đủ mức độ an toàn, khả năng sử dụng và độ bền lâu của kết cấu (xem chương *6, 7, 8*).

2.1.4 – Quá trình thiết kế

Công tác thiết kế phải xem xét một cách tổng thể bao gồm thiết kế về độ bền lâu, trong quá trình thi công và sử dụng. Việc hiện thực hóa các đối tượng thiết kế cần phải phù hợp với các tiêu chuẩn nhất định về vật liệu, thi công, khả năng tay nghề cũng như việc bảo trì kết cấu trong quá trình sử dụng.

2.2 – THIẾT KẾ KẾT CẤU

Ghi chú: xem *1.3.1* về định nghĩa tải trọng giới hạn thiết kế và tải trọng sử dụng thiết kế.

2.2.1 – Khái quát

Các kết cấu được thiết kế theo trạng thái giới hạn có chi tiết cấu tạo tốt và được lắp ráp chính xác sẽ có khả năng không đạt đến trạng thái giới hạn, nghĩa là không có khả năng sụp đổ, lật, mất ổn định (trạng thái giới hạn về độ bền), biến dạng, nứt, rung, v.v... (trạng thái giới hạn về sử dụng) và kết cấu sẽ không bị hư hỏng quá mức dưới tác động của môi trường trong suốt quá trình sử dụng, nghĩa là sẽ đảm bảo độ bền lâu. Phương pháp thông thường là tiến hành thiết kế theo trạng thái giới hạn về độ bền, sau đó kiểm tra các trạng thái giới hạn còn lại xem có đạt được hay không.

2.2.2 – Trạng thái giới hạn về độ bền[1]

2.2.2.1 – Ổn định của kết cấu

Kết cấu phải được thiết kế bằng các phương pháp thích hợp nhằm truyền các tải trọng giới hạn theo thiết kế (tĩnh tải, gió và hoạt tải) một cách an toàn từ cao trình đỡ tải cao nhất xuống móng. Sơ đồ kết cấu và sự tương tác giữa các cấu kiện phải đảm bảo độ bền và ổn định. Người kỹ sư chịu trách nhiệm về sự ổn định tổng thể của kết cấu phải đảm bảo khả năng tương thích của thiết kế và các bộ phận, thậm chí ngay cả khi có một số các bộ phận thiết kế không do người kỹ sư đó thực hiện.

Độ bền thiết kế của vật liệu và các tải trọng thiết kế được nêu trong mục *2.4* phải thích hợp với trạng thái giới hạn về độ bền. Thiết kế phải thỏa mãn yêu cầu sao cho kết cấu không đạt đến trạng thái giới hạn về độ bền do bị phá hoại ở tiết diện bất kỳ, do lật hoặc do mất ổn định dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng nguy hiểm nhất. Việc tính toán phải thực hiện theo khả năng mất ổn định đàn hồi hay dẻo khi cần thiết.

[1] Tiếng Anh : "Ultimate Limit State – ULS".

2.2.2.2 – Độ bền vững[1]

Các kết cấu phải được thiết kế sao cho chúng không quá nhậy với các ảnh hưởng của sự cố. Đặc biệt cần phải tránh các tình huống hư hỏng xảy ra trên vùng nhỏ của kết cấu hoặc phá hoại một bộ phận riêng rẽ có thể dẫn đến sụp đổ các bộ phận chính của kết cấu.

Tính nhậy của kết cấu với các ảnh hưởng của sự cố có thể tránh được nếu lưu ý đến các điểm sau đây.

a) Toàn bộ công trình có khả năng chịu tải trọng ngang giới hạn nêu trong mục *3.1.4.2* tác dụng đồng thời lên mỗi sàn và tầng mái;

b) Toàn bộ công trình được tính toán và thiết kế với các giằng ngang (xem *3.12.3*) :
   1) Giằng xung quanh chu vi;
   2) Giằng bên trong;
   3) Giằng cho các cột và tường.

c) Cần kiểm tra sơ đồ nhà và công trình để phát hiện những cấu kiện chủ chốt bất kỳ bị phá hoại có thể dẫn đến khả năng sụp đổ lan rộng hơn khu vực sát với cấu kiện đang xét. Khi các cấu kiện này được nhận dạng và không có khả năng sửa chữa sơ đồ kết cấu nhằm tránh khả năng phá hoại, thiết kế phải đưa chúng vào trong tính toán. Các kiến nghị về thiết kế cấu kiện chủ chốt được nêu trong mục *2.6* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

d) Công trình được cấu tạo sao cho có thể bỏ cấu kiện chịu lực thẳng đứng (không phải là cấu kiện chủ chốt) mà không làm sụp đổ phần rộng hơn phần được xem xét. Nói chung, điều này được thực hiện bởi điều khoản *3.12.3* về giằng thẳng đứng nhằm bổ sung cho các mục a), b) và c) nêu trên. Có thể có các trường hợp không thích hợp hoặc không có khả năng bố trí các giằng đứng trong các cấu kiện chịu lực thẳng đứng. Khi đó, mỗi giằng này được xem xét kỹ khi loại bỏ và cấu kiện phải được đỡ bởi cấu kiện "bắc cầu" theo các điều khoản của mục *2.6* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

[1] Tiếng Anh : "Robustness" – (ND).

2.2.2.3 – Những nguy cơ đặc biệt

Khi thiết kế cho khu đất, vị trí hay công trình sử dụng đặc biệt (nhà máy xay, nhà máy hóa chất), để kết cấu tồn tại, thậm chí ngay cả khi có hư hỏng, cần phải tính đến ảnh hưởng của những nguy cơ cá biệt hoặc sự cố xảy ra với xác suất cao bất thường. Trong trường hợp này, cần phải áp dụng các hệ số an toàn riêng lớn hơn so với những hệ số đã nêu trong mục *2.4.*

2.2.3 – Trạng thái giới hạn về sử dụng[2]

2.2.3.1 – Khái quát

Các tính chất của vật liệu dùng cho thiết kế và tải trọng thiết kế được nêu trong chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 phù hợp với trạng thái giới hạn về sử dụng. Việc tính toán phải xét đến ảnh hưởng thích hợp như nhiệt độ, từ biến, co ngót, mất ổn định, lún và tải trọng tác dụng theo chu kỳ.

2.2.3.2 – Biến dạng do tải trọng thẳng đứng

Biến dạng của kết cấu hoặc một phần nào đó của kết cấu có thể không làm ảnh hưởng bất lợi đến khả năng chịu lực hoặc hình dáng bên ngoài của chúng. Biến dạng của kết cấu phải tương ứng với mức độ chuyển vị có thể chấp nhận được của các bộ phận khác như các lớp hoàn thiện, vách ngăn, kính, vật liệu ốp; trong một số trường hợp, có thể chấp nhận mức độ sửa chữa nhỏ hay điều chỉnh việc cố định các bộ phận nói trên. Trong những kết cấu đòi hỏi sự chú ý đặc biệt đến việc giới hạn độ võng bằng các giá trị cụ thể, có thể tham khảo mục *3.2* của BS 8110 : Phần 2 : 1985; trong trường hợp ngược lại, biến dạng của kết cấu nói chung sẽ thỏa mãn khi sử dụng tỷ số nhịp/chiều cao tiết diện nêu trong chương 3 đối với cấu kiện bê tông cốt thép.

2.2.3.3 – Phản ứng đối với tải trọng gió

Phải xem xét ảnh hưởng của chuyển vị ngang đến các kết cấu cao và mảnh. Tuy nhiên, gia tốc kết hợp với chuyển vị có thể đạt đến trạng thái

[2] Tiếng Anh : "Serviceability Limit State – SLS" – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

tới hạn nhanh hơn so với bản thân chuyển vị ngang (xem mục *3.2.2* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

2.2.3.4 – Nứt

2.2.3.4.1 – Bê tông cốt thép

Vết nứt có thể khống chế trong phạm vi hợp lý bằng việc chú ý đến chi tiết cấu tạo. Điều đó thường được kiểm soát bằng các quy tắc cấu tạo nêu trong mục *3.12.11*. Trong những kết cấu đòi hỏi sự chú ý đặc biệt đến việc giới hạn độ võng bằng các giá trị cụ thể, có thể tham khảo mục *3.2.4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.2.3.4.2 – Bê tông ứng suất trước

Khi đánh giá sự làm việc của kết cấu hay cấu kiện bê tông ứng suất trước, tính toán ứng suất kéo khi uốn được xác định theo các dạng sau :

Dạng 1 : không có ứng suất kéo khi uốn;

Dạng 2 : có ứng suất kéo khi uốn, nhưng không nhìn thấy vết nứt;

Dạng 3 : có ứng suất kéo khi uốn, nhưng chiều rộng vết nứt bề mặt không lớn hơn 0,1mm đối với cấu kiện trong vùng xâm thực mạnh (ví dụ như tiếp xúc trực tiếp với nước biển) và không lớn hơn 0,2mm đối với các cấu kiện khác.

2.2.3.5 – Rung

Mức độ không tiện nghi hoặc gây cảm giác khó chịu cho con người, sự hư hỏng kết cấu và làm ảnh hưởng xấu đến chức năng chính của công trình là những vấn đề có thể tránh được. Cần phải cách ly những nguồn gây ra rung cho một phần hoặc toàn bộ kết cấu. Các cấu kiện chịu uốn có thể phải xem xét riêng.

Ghi chú : các giới hạn rung được giới thiệu trong các sách chuyên khảo.

2.2.4 – Độ bền lâu

Để đảm bảo độ bền lâu cho kết cấu, cần phải có sự tổng hợp của các mặt thiết kế, vật liệu và thi công.

Điều kiện về môi trường có thể ảnh hưởng đến bê tông phải được xác định ngay trong giai đoạn thiết kế. Công tác thiết kế phải tính đến hình dạng kết cấu và khả năng chống kết cấu, đồng thời cần phải đảm bảo rằng bề mặt kết cấu có khả năng tự thoát nước (xem mục *3.1.5*).

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép được tính toán và thiết kế sao cho đảm bảo khả năng bảo vệ (xem mục *3.3* và *4.1.5*). Có thể xét đến việc sử dụng lớp sơn phủ cốt thép hoặc bê tông, hoặc cả cốt thép lẫn bê tông, nhằm nâng cao độ bền lâu của những phần kết cấu dễ bị xâm thực.

Bê tông phải có chất lượng thích hợp; điều này phụ thuộc vào thành phần và cấp phối vật liệu. Cần tránh một số thành phần bê tông có thể là nguyên nhân làm ảnh hưởng xấu đến độ bền lâu; trong các trường hợp đặc biệt sẽ chỉ định các dạng bê tông đặc biệt nhằm đáp ứng các yêu cầu đặc biệt về độ bền lâu (xem mục *3.1.5* và BS 5328 : Phần 1).

Khả năng tay nghề và bảo dưỡng là những yếu tố cần thiết, đồng thời cần phải có quy định về sai số kích thước, mức độ kiểm tra và giám định thi công công trình. Có thể sử dụng các sơ đồ đảm bảo chất lượng phù hợp (xem mục *2.3, 6.1, 7.1* và *8.1* của quy phạm này và phần hướng dẫn *8.2.5* của BS 5328 : Phần 1 : 1997).

Ghi chú : đối với các môi trường đặc biệt khắc nghiệt, cần có các biện pháp phòng ngừa bổ sung và tham khảo các tài liệu chuyên đề.

2.2.5 – Mỏi

Khi có hoạt tải tác dụng theo chu kỳ lên kết cấu, cần phải xét đến ảnh hưởng của mỏi.

2.2.6 – Khả năng chịu lửa

Kết cấu hay cấu kiện có yêu cầu chịu lửa phải được thiết kế để thỏa mãn yêu cầu về khả năng chịu lửa, khả năng chống truyền nhiệt và chống sụp đổ. Các chỉ dẫn được nêu trong chương 4 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.2.7 – Chống sét

Cốt thép được sử dụng như là một phần của hệ thống chống sét phải phù hợp với BS 6651.

2.3 – GIÁM ĐỊNH THI CÔNG XÂY DỰNG

Nhằm đảm bảo việc thi công phù hợp với thiết kế, cần thiết lập quy trình giám định vật liệu, báo cáo, khả năng tay nghề và công tác thi công.

Các thí nghiệm về cốt thép và các thành phần của bê tông được thực hiện theo các tiêu chuẩn có liên quan; sản xuất và thử nghiệm bê tông phải tuân thủ theo BS 5328. Cần phải sử dụng các sơ đồ đảm bảo chất lượng khi có khả năng áp dụng.

Những điểm cần lưu ý khi thực hiện :

a) khả năng thực hiện thiết kế và cấu tạo chi tiết theo tiêu chuẩn với các sai số kích thước cho phép;
b) có các chỉ dẫn rõ ràng về tiêu chuẩn công tác giám định;
c) có các chỉ dẫn rõ ràng về độ lệch chuẩn cho phép;
d) các yếu tố đánh giá tay nghề, chất lượng kết cấu, độ bền lâu và yếu tố ngoại quan (quan sát bên ngoài) của kết cấu phải thống nhất; và
e) có hệ thống xác nhận chất lượng đáp ứng được yêu cầu ở từng phần kết cấu, đặc biệt là các bộ phận quan trọng.

2.4 – TẢI TRỌNG VÀ CÁC TÍNH CHẤT CỦA VẬT LIỆU

2.4.1 – Tải trọng

2.4.1.1 – Các giá trị đặc trưng của tải trọng

Các tải trọng sau đây được sử dụng trong thiết kế:

a) tĩnh tải đặc trưng G_k, nghĩa là trọng lượng của kết cấu với các lớp hoàn thiện, các chi tiết cố định và các vách ngăn;
b) hoạt tải đặc trưng Q_k; và
c) tải trọng gió đặc trưng, W_k .

Tải trọng đặc trưng trong từng trường hợp là tải trọng xác định và tính toán theo BS 6399 : Phần 1, 2 và 3.

2.4.1.2 – Tải trọng danh nghĩa của đất E_n

Tải trọng danh nghĩa của đất phải lấy phù hợp với thực tế (ví dụ, BS 8004).

2.4.1.3 – Hệ số an toàn riêng cho tải trọng γ_f

Tải trọng thiết kế đối với tải trọng và trạng thái giới hạn đã cho được tìm từ :

$G_k \gamma_f$ hoặc $Q_k \gamma_f$ hoặc $W_k \gamma_f$ hoặc $E_n \gamma_f$

trong đó :

γ_f – là hệ số an toàn riêng. Hệ số này xét đến khả năng tăng tải trọng mà ta chưa tính đến, khả năng đánh giá chưa đúng tác dụng của tải trọng, khả năng phân bố lại ứng suất, khả năng thay đổi kích thước và tầm quan trọng của trạng thái giới hạn đang xét. Giá trị γ_f cũng đảm bảo rằng các yêu cầu sử dụng nói chung sẽ thỏa mãn bằng các quy tắc đơn giản.

2.4.1.4 – Các tải trọng thi công

Trong thiết kế phải xét đến những trường hợp chất tải trong quá trình xây lắp và không phá vỡ sự tuân thủ của kết cấu đối với các yêu cầu của trạng thái giới hạn.

2.4.2 – Các tính chất của vật liệu

2.4.2.1 – Các độ bền đặc trưng của vật liệu

Ngoại trừ những thuật ngữ đã nêu trong quy phạm này, độ bền đặc trưng là giá trị độ bền khối vuông của bê tông f_{cu} , giới hạn chảy hoặc độ bền kiểm tra của cốt thép f_y, hoặc giới hạn bền f_{pu} của thép căng ứng suất trước với 5% khả năng tất cả các kết quả thử nghiệm thấp hơn các giá trị trên.

2.4.2.2 – Các hệ số an toàn riêng đối với độ bền của vật liệu γ_m

Để tính toán tiết diện, độ bền thiết kế đối với vật liệu và trạng thái giới hạn đã cho được lấy từ độ bền đặc trưng chia cho γ_m , trong đó γ_m là hệ số an toàn riêng cho trong mục *2.4.4.1* và *2.4.6.2*. γ_m là hệ số tính đến sự khác biệt giữa giá trị thực tế và thí nghiệm, các khuyết tật cục bộ và những sai lệch khi đánh giá độ bền tiết diện. Các hệ số này cũng xét đến tầm quan trọng của trạng thái giới hạn đang xét.

2.4.2.3 – Quan hệ ứng suất – biến dạng

Mối quan hệ ứng suất – biến dạng ngắn hạn có thể lấy như sau :

a) đối với bê tông thông thường, lấy theo hình 2.1 với các hệ số γ_m có giá trị thích hợp được nêu trong các mục *2.4.4* hoặc *2.4.6*;
b) đối với cốt thép, lấy theo hình 2.2 với γ_m có các giá trị thích hợp;

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

c) đối với thép căng ứng suất trước, lấy theo hình 2.3 với γ_m có các giá trị thích hợp;

Khi xét đến tải trọng tác dụng dài hạn, đối với cốt thép, có thể sử dụng đường cong ứng suất – biến dạng ngắn hạn; đối với thép căng ứng suất trước, phải trừ giá trị cho phép chùng ứng suất thích hợp. Đối với bê tông, các thông tin về co ngót và từ biến được nêu trong chương 7 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.4.2.4 – Hệ số Poat xông của bê tông

Khi có khả năng tính toán đàn hồi tuyến tính, hệ số Poat xông có thể lấy bằng 0,2.

2.4.3 – Các giá trị tải trọng cho trạng thái giới hạn về độ bền

2.4.3.1 – Tải trọng thiết kế

2.4.3.1.1 – Khái quát

Khi thiết kế toàn bộ hay một phần kết cấu theo trạng thái giới hạn về độ bền, phải xem xét mỗi tổ hợp tải trọng nêu trong bảng 2.1 và việc thiết kế mặt cắt ngang phải dựa vào ứng suất bất lợi nhất được tạo ra.

Bảng 2.1. Các tổ hợp tải trọng và các giá trị γ_f đối với trạng thái giới hạn về độ bền

Tổ hợp tải trọng	Loại tải trọng					
	Tĩnh tải		Hoạt tải		Áp lực đất, nước	Gió
	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi		
1. Tĩnh tải và hoạt tải (gồm cả áp lực đất và nước)	1,4	1,0	1,6	0	1,4	–
2. Tĩnh tải và gió (gồm cả áp lực đất và nước)	1,4	1.0	–	–	1,4	1,4
3. Tĩnh tải, gió và hoạt tải (gồm cả áp lực đất và nước)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

Đối với tổ hợp tải trọng 1 và 2 trong bảng 2.1, hệ số riêng "bất lợi" được áp dụng cho bất cứ tải trọng nào có khuynh hướng dẫn đến điều kiện thiết kế tới hạn nhiều hơn, trong khi đó hệ số "có lợi" được áp dụng cho tải trọng bất kỳ có khuynh hướng dẫn đến điều kiện tới hạn ít hơn tại tiết diện đang xét. Đối với tổ hợp tải trọng 2 và 3, xem mục *3.1.4.2* dành cho tải trọng ngang tối thiểu.

2.4.3.1.2 – Hệ số riêng đối với áp lực đất

Kích thước và ổn định tổng thể của tường chắn đất và kết cấu móng phải được xác định bởi các quy trình địa kỹ thuật phù hợp mà chúng chưa được xét đến trong quy phạm này. Tuy nhiên, để thiết lập các kích thước tiết diện và diện tích cốt thép nhằm đảm bảo an toàn và khả năng sử dụng mà không cần phải tính toán quá nhiều, trong thiết kế thông thường, có thể áp dụng các giá trị γ_f có khả năng so sánh với giá trị áp dụng cho các hình thức chất tải khác.

Hệ số γ_f có thể áp dụng cho toàn bộ áp lực nước và đất, trừ khi chúng được xác định trực tiếp từ tải trọng tính toán (đã có hệ số). Trong trường hợp này, áp lực tìm được phải cân bằng với tải trọng giới hạn thiết kế khác. Khi áp dụng hệ số, sẽ không có sự phân biệt giữa tải trọng bất lợi hay có lợi.

Khi có điều kiện khảo sát chi tiết về đất nền, phải tính đến khả năng tương tác giữa kết cấu và đất nền khi đánh giá áp lực đất. Bằng các quy trình khác nhau, có thể xác định được các giá trị giới hạn thiết kế của áp lực đất và nước. Trong trường hợp này, cần xem xét thêm điều kiện kết cấu dưới tác động của các tải trọng sử dụng. Cách giải quyết này cũng được kiến nghị cho tất cả các tình huống thiết kế có những đặc điểm riêng. Các chỉ dẫn chi tiết được nêu trong chương 2 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.4.3.2 – Ảnh hưởng của tải trọng đặc biệt và phá hỏng cục bộ

Nếu trong thiết kế cần phải xét đến ảnh hưởng của sự quá tải do sử dụng sai mục đích hoặc có sự cố, hệ số γ_f có thể lấy bằng 1,05 cho các tải trọng đã xác định và chỉ cần xét đến các tải trọng có khả năng tác dụng đồng thời. Hơn nữa, khi xét đến khả năng ổn định liên tục của kết cấu sau khi có sự phá hỏng cục bộ, có thể lấy γ_f bằng 1,05. Các tải trọng được xem xét phải có khả năng xuất hiện trước khi có những biện pháp sửa chữa tạm thời hay định kỳ ảnh hưởng của sự cố phá hỏng.

Trong những trường hợp đặc biệt trên, các tải trọng sau đây phải đưa vào trong tính toán :

a) tĩnh tải;

b) 1/3 tải trọng gió;

c) đối với công trình dùng làm kho tàng hay sản xuất công nghiệp hoặc có hoạt tải tác dụng thường xuyên, lấy 100% hoạt tải. Đối với các dạng công trình khác thì lấy bằng 1/3 hoạt tải.

2.4.3.3 – Ảnh hưởng của từ biến, co ngót và nhiệt độ

Đối với trạng thái giới hạn về độ bền, các ảnh hưởng này thường nhỏ và không cần thiết phải tính toán.

2.4.4 – Độ bền của vật liệu đối với trạng thái giới hạn về độ bền

2.4.4.1 – Độ bền thiết kế

Khi đánh giá độ bền của kết cấu hay các bộ phận của chúng hoặc các tiết diện ngang, các giá trị hệ số γ_m có thể lấy theo bảng 2.2.

Bảng 2.2. Giá trị γ_m đối với trạng thái giới hạn về độ bền

Cốt thép	1,05
Bê tông chịu uốn hay chịu lực dọc trục	1,50
Độ bền cắt khi không có cốt thép chịu cắt	1,25
Độ bền dính kết	1,4
Các loại khác (ví dụ : ứng suất tiếp xúc)	≥ 1,5

Phương pháp đánh giá chi tiết hơn về hệ số γ_m được nêu trong chương 2 của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Trong các chương *3, 4* và *5* của quy phạm này, các giá trị trên được dùng để lập thành các bảng khác nhau kết hợp với trạng thái giới hạn về độ bền.

2.4.4.2 – Ảnh hưởng của tải trọng đặc biệt và phá hỏng cục bộ

Khi xét đến các ảnh hưởng này, hệ số γ_m có thể lấy bằng 1,3 đối với bê tông chịu uốn và 1,0 đối với cốt thép.

2.4.5 – Tải trọng thiết kế đối với trạng thái giới hạn về sử dụng

Đối với trạng thái giới hạn về sử dụng, các tải trọng thiết kế phải phù hợp với trạng thái giới hạn về sử dụng và chúng được bàn đến trong mục *3.3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.4.6 – Các tính chất của vật liệu đối với trạng thái giới hạn về sử dụng

2.4.6.1 – Khái quát

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn về sử dụng, các tính chất của vật liệu (mô đun đàn hồi, từ biến, co ngót v.v...) phải chọn phù hợp với trạng thái giới hạn về sử dụng và chúng được bàn đến trong mục *3.2* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

2.4.6.2 – Tiêu chuẩn ứng suất kéo đối với bê tông ứng suất trước

Trong đánh giá độ bền khi nứt đối với cấu kiện loại 2, hệ số γ_m có thể lấy bằng 1,3 đối với bê tông chịu kéo khi uốn. Ứng suất thiết kế cho phép cho trong mục *4.3.4.3.*

2.4.7 – Các tính chất của vật liệu đối với độ bền lâu

Độ bền lâu là vấn đề phối hợp đặc trưng của các vật liệu thành phần với đặc trưng của bê tông, trong đó yêu cầu đặc trưng của bê tông cao hơn so với vật liệu thành phần. Vấn đề này được hướng dẫn trong các chương mục của quy phạm này và của BS 5328 như sau :

a) Độ bền lâu và các vật liệu thành phần
   1) Cloride và ăn mòn thép (xem 4.4.1 và 5.2.2 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
   2) Phá vỡ do nhiều sulphat (xem 5.2.3 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
   3) Phá vỡ do phản ứng alkali – silica (xem 5.2.4 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
   4) Cốt liệu có độ co ngót cao khi khô (xem 4.3.4 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
   5) Cốt liệu và chống cháy (xem chương 4 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 và mục 4.3.8 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);

b) Độ bền lâu và các đặc trưng của bê tông
   1) Chất lượng bê tông và lớp bảo vệ cốt thép (xem *3.1.5, 3.3* và *4.12.3* của quy

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

phạm này và mục 5 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);

2) Bê tông tạo khí để chịu tác dụng của đóng và tan băng (xem 4.3.3 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
3) Bê tông chịu xâm thực của hóa chất (xem *5.3.4* của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
4) Các tính chất của bê tông và độ bền lâu (xem chương *5* của BS 5328: Phần 1: 1997);
5) Khả năng chịu lửa (xem chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 và mục *4.3.8*, *6.2* của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
6) Bê tông cốt liệu nhẹ (xem chương *5* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

2.5 – PHÂN TÍCH

2.5.1 – Khái quát

Công việc phân tích và tính toán kết cấu trong thiết kế có thể chia thành hai giai đoạn sau:

a) phân tích kết cấu;
b) phân tích tiết diện.

Khi phân tích kết cấu hay một bộ phận của nó, để xác định sự phân bố lực trong phạm vi kết cấu, có thể giả thiết rằng các tính chất của vật liệu gắn với các đặc trưng về độ bền của chúng mà không cần để ý đến trạng thái giới hạn nào đang được xem xét. Khi phân tích tiết diện ngang bất kỳ trong phạm vi kết cấu, có thể thừa nhận rằng các tính chất của vật liệu gắn với độ bền thiết kế của chúng và phù hợp với trạng thái giới hạn đang xét.

Các phương pháp phân tích được áp dụng trên cơ sở mô tả chính xác sự làm việc của kết cấu, có tính khả thi và hợp lý. Các phương pháp và các giả thiết được đưa ra trong chương này nói chung là phù hợp, nhưng trong một số trường hợp, nếu có những đánh giá chi tiết hơn về sự làm việc của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng thì càng phù hợp.

2.5.2 – Phân tích kết cấu

Mục đích đầu tiên của việc phân tích kết cấu là tìm được các kết quả nội lực và mô men trên toàn bộ kết cấu. Các nội lực trên phải cân bằng với tải trọng thiết kế đối với tổ hợp tải trọng.

Dưới tác dụng của tải trọng giới hạn thiết kế, bất kỳ sự phân bố lại nào của nội lực và mô men cũng phải tương ứng với tính dẻo của các cấu kiện có liên quan. Nói chung, nó phải thỏa mãn với biểu đồ bao của nội lực và mô men bằng các phân tích đàn hồi tuyến tính của toàn bộ hay một phần kết cấu và sử dụng các phương pháp được mô tả trong chương *3* và *4* để cho phép phân bố lại nội lực và tính đến khả năng ảnh hưởng mất ổn định. Các phương pháp đàn hồi khác cũng được phép sử dụng (ví dụ, phân tích đường chảy dẻo).

Đối với tải trọng sử dụng thiết kế, phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính thường cho các kết quả thỏa mãn về nội lực và mô men.

Khi dùng phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính, độ cứng tương đối của cấu kiện phải dựa trên những cơ sở sau đây.

a) Tiết diện bê tông : toàn bộ tiết diện bê tông, bỏ qua cốt thép.
b) Tiết diện toàn phần[1] : toàn bộ tiết diện bê tông, bao gồm cốt thép trên cơ sở tỷ lệ mô đun.
c) Tiết diện quy đổi[2] : vùng nén của tiết diện bê tông kết hợp với cốt thép trên cơ sở tỷ lệ mô đun.

Trong phần b) và c) có thể giả thiết tỷ lệ mô đun bằng 15 khi không có các thông tin đáng tin cậy hơn.

Phương pháp gần đúng thích hợp được phép sử dụng cho mọi kết cấu.

2.5.3 – Phân tích tiết diện ở trạng thái giới hạn về độ bền

Độ bền của tiết diện ở trạng thái giới hạn về độ bền dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn và dài hạn có thể tìm được từ độ bền thiết kế của vật liệu cho trong mục *2.4.4.1* và từ các đường cong ứng suất – biến dạng ngắn hạn cho trên các hình 2.1 đến 2.3. Trong trường hợp thanh căng ứng suất trước, mô đun đàn hồi cho trên hình 2.3 lấy theo thông tin của BS 4486 và BS 5896.

[1] Tiếng Anh : "The Gross Section" – (ND).
[2] Tiếng Anh : "The Transpormed Section" – (ND).

2.5.4 – Phân tích tiết diện ở trạng thái giới hạn về sử dụng

Sự làm việc của tiết diện ở trạng thái giới hạn về sử dụng được đánh giá trên cơ sở giả thiết tiết diện phẳng và quan hệ ứng suất – biến dạng của cả cốt thép lẫn bê tông là tuyến tính.

Cho phép thực hiện tính toán ảnh hưởng của từ biến, co ngót, nứt và tổn thất ứng suất khi cần thiết.

Mô đun đàn hồi của cốt thép lấy bằng 200kN/mm^2. Thông tin về sự lựa chọn mô đun đàn hồi của bê tông có thể lấy theo chương *7* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

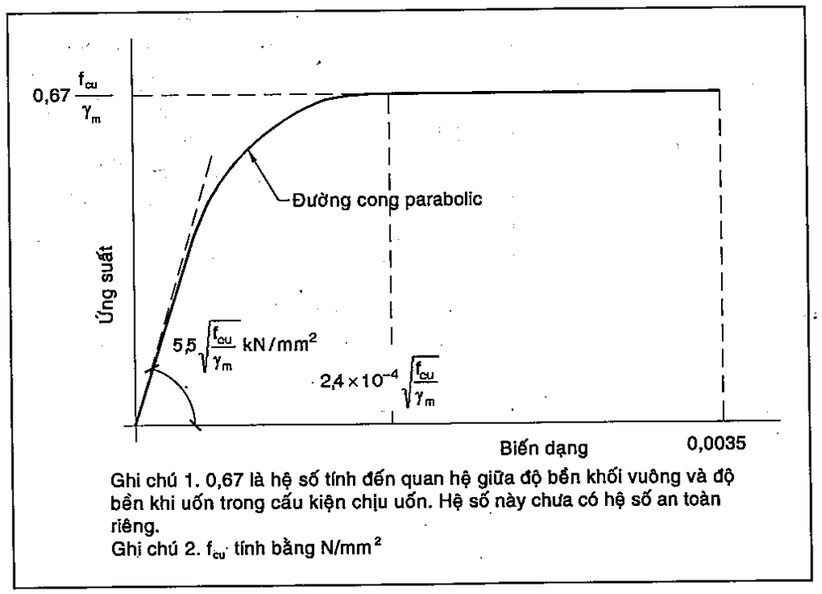
2.6 – THIẾT KẾ DỰA TRÊN CƠ SỞ THÍ NGHIỆM

2.6.1 – Thí nghiệm mô hình

Thiết kế xem như thỏa mãn trên cơ sở các kết quả từ thí nghiệm mô hình thích hợp gắn với việc phân tích mô hình nhằm dự báo sự làm việc thực tế của kết cấu. Công tác này do các kỹ sư thực hiện với những kinh nghiệm sử dụng các thiết bị phù hợp.

2.6.2 – Thí nghiệm nguyên mẫu

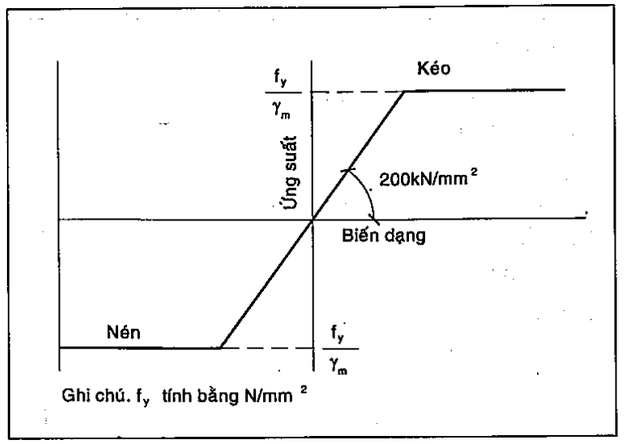
Thiết kế có thể xem như thỏa mãn nếu các cơ sở phân tích hay thực nghiệm về thiết kế có sự chứng minh bằng thí nghiệm trên nguyên mẫu các đơn nguyên hay kết cấu có liên quan đến việc nghiên cứu thiết kế đặc biệt.



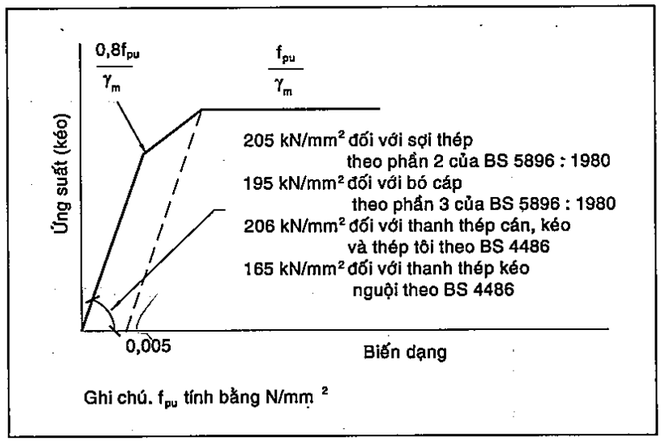
Ghi chú 1. 0,67 là hệ số tính đến quan hệ giữa độ bền khối vuông và độ bền khi uốn trong cấu kiện chịu uốn. Hệ số này chưa có hệ số an toàn riêng.
Ghi chú 2. f_{cu} tính bằng N/mm^2

Hình 2.1. Đường cong ứng suất – biến dạng ngắn hạn dùng cho thiết kế đối với bê tông thông thường

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 2.2. *Đường ứng suất – biến dạng ngắn hạn dùng cho thiết kế đối với cốt thép.*



Hình 2.3. *Đường cong ứng suất – biến dạng ngắn hạn dùng cho thiết kế đối với thanh căng ứng suất trước.*

Chương 3
THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO BÊ TÔNG CỐT THÉP

Ghi chú : các loại kết cấu cầu, tường chắn nước, ống khói và một số kết cấu khác thích hợp với các quy phạm khác. Đối với dầm cao và các cấu kiện đặc biệt khác, có thể dùng các tài liệu chuyên khảo liên quan để thiết kế nhằm đáp ứng với các điều khoản của chương 2.

3.1 – NHỮNG CƠ SỞ THIẾT KẾ VÀ ĐỘ BỀN CỦA VẬT LIỆU

3.1.1 – Khái quát

Chương này nêu ra những phương pháp phân tích và thiết kế nhằm đảm bảo cho kết cấu bê tông cốt thép đáp ứng các mục đích đã nêu trong chương 2.

Có thể dùng các phương pháp khác nếu chứng minh được chúng thỏa mãn cho các loại kết cấu và cấu kiện đang xem xét. Các chỉ dẫn thiết kế dựa trên cơ sở giả thiết dùng bê tông cốt liệu thông thường. Khi sử dụng bê tông cốt liệu nhẹ, có thể xem chương *5* của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Trong trường hợp các giả thiết của chương này có thể không phù hợp, người kỹ sư có thể thực hiện theo các phương pháp khác phù hợp hơn khi xét đến bản chất của kết cấu đang xét.

3.1.2 – Những cơ sở thiết kế bê tông cốt thép

Trạng thái giới hạn về độ bền là giả thiết trạng thái giới hạn tới hạn[1]; trạng thái giới hạn sử dụng về độ võng và vết nứt sẽ không đạt được điều kiện sử dụng bình thường nếu không tuân theo các chỉ dẫn về tỷ lệ nhịp/chiều cao tiết diện và khoảng cách cốt thép.

3.1.3 – Các phương pháp chuyển đổi (trạng thái giới hạn về sử dụng)

Các phương pháp thay thế cho *3.1.2* (độ võng và bề rộng vết nứt được tính toán theo các phương pháp nêu trong chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

[1]Tiếng Anh : "The Critical Limit State" – (ND).

3.1.4 – Độ bền vững

3.1.4.1 – Kiểm tra tổng thể tính nguyên vẹn của kết cấu

Phải tiến hành kiểm tra cẩn thận và có những tác động phù hợp nhằm đảm bảo trong sơ đồ kết cấu không có khuyết tật và có đủ khả năng truyền tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng gió từ cao trình gối tựa cao nhất xuống đến móng một cách an toàn.

3.1.4.2 – Tải trọng ngang ước lượng[2]

Tất cả các công trình phải có khả năng chịu được tải trọng ngang giới hạn ước lượng theo thiết kế tác dụng đồng thời trên mỗi tầng sàn và mái. Tải trọng này lấy bằng 1,5% trọng lượng của kết cấu nằm giữa nửa chiều cao của tầng dưới và nửa chiều cao của tầng trên hoặc mặt phẳng mái (nghĩa là tải trọng gió giới hạn theo thiết kế không được nhỏ hơn giá trị này khi xét đến tổ hợp tải trọng 2 hoặc 3 (xem mục *2.4.3.1*).

3.1.4.3 – Điều khoản về giằng

Khi các kết cấu có những bộ phận chịu lực bằng bê tông, phải tính toán và thiết kế giằng ngang và giằng đứng theo mục *3.12.3*.

3.1.4.4 – Các cấu kiện chủ chốt và các kết cấu bắc cầu[3]

Khi cần có các cấu kiện chủ chốt và các kết cấu bắc cầu, các kết cấu này phải thiết kế theo mục *2.6* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

3.1.4.5 – Bảo vệ kết cấu chống lại sự va đập của xe cộ

Tại các cấu kiện thẳng đứng đặc biệt nguy hiểm khi có sự va đập của xe cộ, cần phải có biện

[2] Tiếng Anh: "Notional Horizontal Load" – (ND).
[3] Tiếng Anh: "Key Elements and Bridging Structures" – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

pháp bảo vệ bổ sung như cọc, bờ đất hay các cơ cấu khác.

3.1.4.6 – Lưu đồ quy trình thiết kế

Hình 3.1 tóm tắt quy trình thiết kế do quy phạm này đặt ra nhằm đảm bảo độ bền vững.

3.1.5 – Độ bền lâu của bê tông chịu lực

3.1.5.1 – Khái quát

Các cấu kiện bê tông bền lâu là cấu kiện được thiết kế và thi công với mục tiêu bảo vệ kim loại nằm trong bê tông khỏi bị ăn mòn và đảm bảo thỏa mãn về tuổi thọ của kết cấu trong môi trường làm việc.

Để đạt được mục đích này, cần phải xét đến nhiều yếu tố có liên quan trong các giai đoạn thiết kế và quá trình thi công khác nhau. Vì vậy, trong giai đoạn thiết kế phải xét đến hình dáng kết cấu, lớp bảo vệ kim loại và phải xét đến điều kiện môi trường (xem mục *3.3.4.1*). Nếu môi trường thuộc dạng xâm thực đặc biệt, trong giai đoạn thiết kế cần phải xét đến loại xi măng được sử dụng cho kết cấu.

Các đặc trưng ảnh hưởng xấu đến độ bền lâu của bê tông là tốc độ thẩm thấu vào bê tông và khả năng chấp nhận các chất đó của bê tông như oxy, cacbon, dioxide, ion chloride và các chất có hại khác. Các đặc trưng đó bị chi phối bởi các thành phần và quy trình được sử dụng khi chế tạo bê tông (xem chương *5* của BS 5328 : Phần 1 : 1997 và mục *2.4.7* của quy phạm này).

Các yếu tố ảnh hưởng đến độ bền lâu gồm :

a) lớp bảo vệ kim loại nằm trong bê tông (xem *3.3* và *4.12.3*);
b) điều kiện tiếp xúc bên ngoài (xem *3.3.4*);
c) loại xi măng (xem *4.2* và *5.3.4* của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
d) loại cốt liệu (xem *4.3* và *5.2* của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
e) hàm lượng xi măng và tỷ lệ nước/xi măng của bê tông (xem *3.3.5* của quy phạm này và mục 5.4 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
f) loại và liều lượng phụ gia (xem 4.4 và 5.3.3 của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
g) khả năng tay nghề để đảm bảo lớp bảo vệ theo thiết kế, đầm nén và bảo dưỡng có hiệu quả (xem *6.2*);
h) liên kết và mối nối (xem *6.2.9* và *6.2.10*).

Mức độ tiếp xúc với môi trường dự tính của bê tông trong suốt thời gian sử dụng phải được xem xét cùng với các yếu tố khác có liên quan như cấp phối hỗn hợp bê tông, khả năng về tay nghề và thiết kế.

3.1.5.2 – Thiết kế độ bền lâu

3.1.5.2.1 – Thiết kế và cấu tạo kết cấu

Do nhiều quá trình phá hoại bê tông chỉ xảy ra khi có nước nên cần phải thiết kế kết cấu sao cho có thể hạn chế đến mức tối thiểu sự hấp thụ nước và hạn chế tiếp xúc với môi trường ẩm ướt. Hình dáng và cấu tạo kết cấu phải có khả năng tự thoát nước tốt, tránh đọng nước.

Phải hạn chế đến mức tối thiểu vết nứt có khả năng đọng nước hoặc tạo thành dòng chảy.

Bê tông bị phá huỷ mạnh do tác dụng của hóa chất hay điều kiện khí hậu khi tiết diện kết cấu khá mỏng, khi tiết diện chỉ chịu áp lực thủy tĩnh từ một phía, khi một phần tiết diện nằm trong các góc hay các cạnh của cấu kiện. Có thể tăng thêm tuổi thọ của kết cấu bằng cách thiết kế tăng cường lớp bảo vệ cốt thép tại các góc, cắt góc hay sử dụng tiết diện tròn hoặc xử lý bề mặt nhằm tránh hay giảm bớt sự xâm nhập của nước, cacbon dioxide hay các hóa chất xâm thực.

Khi kích thước nhỏ nhất của một lần đổ bê tông lớn hơn 600mm, đặc biệt khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp bê tông lớn hơn hay bằng 400kg/m^3, phải xét đến biện pháp làm giảm nhiệt độ hoặc giảm nhiệt độ cao nhất như dùng vật liệu ít tỏa nhiệt khi thuỷ hóa.

Số lượng và tốc độ tỏa nhiệt có liên quan đến hàm lượng xi măng và thành phần hóa trong xi măng Portland, thành phần hóa và số lượng của xỉ lò cao hạt tròn (g.g.b.f.s – ground granulated blasfurnace slag) hay tro nhiên liệu phun (p.f.a – pulverized fuel ash) trong xi măng hỗn hợp, hoặc được phối hợp trong hỗn hợp bê tông. Các yếu tố này có thể ảnh hưởng đến tốc độ phát triển cường độ, giới hạn độ bền và các tính chất khác của bê tông,

3.1.5.2.2 – Chiều dày lớp bảo vệ và chất lượng bê tông

Thiết kế bảo vệ cốt thép trong bê tông chống lại tác dụng ăn mòn trong môi trường kiềm được thực hiện bằng cách đảm bảo chiều dày phù hợp với bê tông có chất lượng tốt.

Bảng 3.4 và 4.8 đưa ra các giá trị giới hạn chiều dày danh định của lớp bảo vệ đối với bê tông cốt liệu thông thường và tất cả các loại cốt thép. Đối với thép căng ứng suất trước, giá trị này còn phụ thuộc vào điều kiện môi trường tiếp xúc được mô tả trong mục *3.3.4* và phụ thuộc vào các đặc trưng của hỗn hợp bê tông.

3.1.5.2.3 – Các tính chất khác

Khi thấy cốt liệu có ảnh hưởng xấu đến tính chất cơ lý của bê tông hoặc chúng tương tác với cốt thép, phải xét đến các yếu tố này trong thiết kế kết cấu và khả năng tay nghề thi công. Ví dụ, mô đun đàn hồi chủ yếu phụ thuộc vào cốt liệu được sử dụng (xem chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

3.1.5.2.4 – Bê tông không có cốt thép

Bảng 6 và 7 của BS 5328 : Phần 1 : 1997 đưa ra các giá trị về tỷ lệ nước / xi măng tối đa, hàm lượng xi măng tối thiểu và cấp độ bền thấp nhất của bê tông nhằm đảm bảo tuổi thọ lâu dài của chúng trong điều kiện môi trường tiếp xúc tương ứng.

Đối với bê tông dùng cốt liệu có trọng lượng thông thường, sử dụng cho móng và bản sàn của nhà thấp tầng trong điều kiện đất nền không bị xâm thực (xem loại sulphat 1, bảng 7 của BS 5328 : Phần 1 : 1997), phải dùng cấp độ bền tối thiểu C10 với hàm lượng xi măng tối thiểu không nhỏ hơn 175kg/m^3 đối với hỗn hợp bê tông được thiết kế hoặc 210kg/m^3 đối với các dạng bê tông khác.

Khi cấu kiện được thiết kế như cấu kiện không có cốt thép nhưng có chứa các thanh cốt thép, cấu kiện đó có thể xem như cấu kiện không có cốt thép và cho phép có những vết hỏng lớp bê tông bảo vệ do ảnh hưởng ăn mòn cốt thép.

3.1.6 – Tải trọng

Các giá trị của tải trọng giới hạn thiết kế và các giá trị tải trọng sử dụng thiết kế dùng cho thiết kế được nêu ra trong mục *2.4.3* và *2.4.5*.

3.1.7– Độ bền của vật liệu

3.1.7.1 – Khái quát

Độ bền thiết kế của vật liệu đối với trạng thái giới hạn về độ bền được thể hiện dưới dạng bảng biểu và các phương trình với các thành phần của độ bền đặc trưng và các hệ số an toàn riêng.

3.1.7.2 – Chọn cấp độ bền nén của bê tông

Cấp độ bền của bê tông được lựa chọn từ các cấp độ bền đã cho trong các mục 6 và 8.5 của BS 5328 : Phần 1 : 1997 có tính đến các yếu tố sau đây :

a) có đủ độ bền theo yêu cầu của trạng thái giới hạn đã nêu trong chương 2;
b) độ bền lâu (xem *3.1.5* và *3.3* của quy phạm này, mục 4 và 8.5 của BS 5328 : Phần 1 : 1997 và bảng 3 và 6 của BS 5328 : Phần 2 : 1997);
c) đặc trưng đặc biệt quan trọng khác.

Đối với bê tông cốt thép, cấp độ bền thấp nhất là C15 khi bê tông chế tạo với cốt liệu nhẹ và C25 với bê tông với cốt liệu thông thường.

3.1.7.3 – Tuổi cho phép đối với bê tông

Thiết kế dựa trên đặc trưng độ bền ở 28 ngày tuổi, ngoại trừ khi chứng minh được độ bền cao hơn đối với kết cấu đặc biệt.

3.1.7.4 – Đặc trưng độ bền của cốt thép

Đặc trưng độ bền của cốt thép được nêu trong BS 4449, BS 4482 và BS 4483 và được trình bày trong bảng 3.1. Thiết kế có thể dựa vào đặc trưng độ bền phù hợp hay giá trị thấp hơn nếu cần thiết giảm độ võng và khống chế vết nứt.

Bảng 3.1 – Độ bền của cốt thép

Tên gọi	Đặc trưng độ bền f_y, N/mm^2
Thép cán nóng	250
Thép có giới hạn chảy cao (cán nóng hay gia công nguội)	460

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

năng sử dụng cốt liệu có kích cỡ danh nghĩa lớn nhất bằng 14mm hay 10mm.

3.3.1.4– Đổ bê tông trên bề mặt không bằng phẳng

Trong trường hợp này, nói chung lớp bảo vệ danh nghĩa sẽ được tăng lên so với các giá trị đã nêu ở bảng 3.3 nhằm đảm bảo lớp bảo vệ tối thiểu. Với lý do đó, lớp bảo vệ danh nghĩa khi đổ bê tông trực tiếp trên mặt đất nói chung không được nhỏ hơn 75mm. Khi đổ bê tông trên lớp đá dăm, lớp bảo vệ danh nghĩa không được nhỏ hơn 40mm (bao gồm cả lớp đá dăm).

3.3.2 – Đầu mút các thanh thép thẳng

Không có yêu cầu lớp bảo vệ đối với đầu mút các thanh thép thẳng nằm trong sàn hay mái khi các đầu thanh thép không lộ ra ngoài trời hoặc không tiếp xúc với nước ngưng tụ.

3.3.3 – Lớp bảo vệ chống ăn mòn

Lớp bảo vệ chống ăn mòn cốt thép phụ thuộc vào điều kiện tiếp xúc và chất lượng của bê tông khi đổ và bảo dưỡng ngay sau khi chúng bao quanh cốt thép. Bảng 3.4 đưa ra các giá trị giới hạn lớp bảo vệ danh nghĩa của bê tông được chế tạo với cốt liệu thông thường và là hàm số của các yếu tố đó. Có thể có những trường hợp cần bảo vệ cốt thép đặc biệt hơn và các giá trị giới hạn lớp bảo vệ danh nghĩa không nằm trong các giá trị đã nêu trong *3.3.4*. Các thông tin khác được nêu trong *3.1.5*.

3.3.4 – Các điều kiện tiếp xúc

Các điều kiện tiếp xúc trong quá trình sử dụng được liệt kê trong bảng 3.3 và được mô tả trong bảng 3.2.

3.3.5– Phương pháp chọn bê tông theo độ bền lâu

3.3.5.1 – Cấp phối hỗn hợp bê tông

Bê tông đáp ứng các yêu cầu của bảng 3.3 có thể chỉ định làm hỗn hợp bê tông theo thiết kế hoặc hỗn hợp bê tông theo thiết kế phải tuân theo BS 5328 : Phần 2. Để đơn giản hóa, việc lựa chọn cấp độ bền thấp nhất trong bảng 3.4 có thể thực hiện bằng tính toán thành phần cấp phối cho hỗn hợp bê tông theo BS 5328 : Phần 2, nghĩa là RC30 cho C30, RC35 cho C35, RC40 cho C40, RC45 cho C45 và RC50 cho C50 (xem bảng 6 của BS 5328 : Phần 2 : 1997). Sử dụng tính toán thành phần cấp phối trên sẽ bảo đảm tỷ lệ nước / xi măng tương ứng và hàm lượng tối thiểu của xi măng và chúng là một phần của điều kiện kỹ thuật và không thể tách rời nhau. Đối với các loại cốt liệu có kích thước danh nghĩa lớn nhất khác 20mm, phải điều chỉnh hàm lượng xi măng. Các yêu cầu bổ sung cũng được quy định đối với các điều kiện xâm thực hóa – lý và phải phù hợp với mục *5* của BS 5328 : Phần 1 : 1997.

Ghi chú : Các hỗn hợp bê tông theo tính toán cấp phối thường không áp dụng cho bê tông đúc sẵn hoặc bê tông đổ tại chỗ cho cọc và tường chắn trong đất.

Bảng 3.2 – Phân loại điều kiện môi trường tiếp xúc

Môi trường	Điều kiện môi trường tiếp xúc
Ôn hòa	Bề mặt bê tông được bảo vệ để chịu tác dụng của thời tiết và các điều kiện xâm thực
Bình thường	Bề mặt bê tông tiếp xúc với bên ngoài, nhưng được che mưa; Bề mặt bê tông liên tục ngập trong nước không xâm thực; Bê tông tiếp xúc với đất nền không xâm thực (xem loại sulphat 1, bảng 7a trong BS 5328 : Phần 1 : 1997); Bê tông bị đọng nước.
Khắc nghiệt	Bề mặt bê tông bị mưa nhiều, khô và ẩm ướt xen lẫn nhau hoặc đọng nước.
Rất khắc nghiệt	Bề mặt bê tông đôi khi tiếp xúc với hơi nước biển.
Cực kỳ khắc nghiệt	Bề mặt bê tông thường xuyên tiếp xúc với hơi nước biển; Bê tông trong vùng biển có hoạt động của thuỷ triều và nằm dưới 1m so với mực nước thấp nhất.
Mài mòn[1)]	Bề mặt bê tông bị tác động mài mòn, ví dụ : máy móc, xe tải bánh sắt, nước đá khối

[1)] Đối với sàn, xem BS 8204
Ghi chú 1. Đối với những điều kiện nước và đất nền có xâm thực, xem 5.3.4 của BS 5328 : Phần 1 : 1987
Ghi chú 2. Đối với môi trường biển, xem BS 6349.

3.3.5.2 – Giảm hàm lượng xi măng cho phép

Khi hỗn hợp bê tông có tỷ lệ nước / xi măng thấp hơn đáng kể so với các giá trị lớn nhất nêu trong bảng 3.3 (các giá trị ứng với độ linh động bình thường) và cả hai thành phần này được chế tạo và sử dụng dưới sự giám sát chặt chẽ, có thể giảm hàm lượng xi măng và khi đó phải đáp ứng các yêu cầu sau đây :

a) giảm hàm lượng xi măng không được lớn hơn 10% so với các giá trị tương ứng trong bảng 3.3;
b) tỷ lệ nước/xi măng giảm tương ứng không ít hơn tỷ lệ giảm hàm lượng xi măng tính theo phần trăm (%);
c) hỗn hợp bê tông sau khi trộn phải đổ và đầm đúng cách;
d) thiết lập hệ thống kiểm soát nhằm đảm bảo cho bê tông khi đổ đáp ứng được các giới hạn giảm hàm lượng xi măng.

Bảng 3.3 – Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ cốt thép (bao gồm cả thanh thép nối) để đáp ứng các yêu cầu về độ bền lâu

Các điều kiện tiếp xúc (xem *3.3.4*)	Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ (mm)				
Ôn hòa	25	20	20[1)]	20[1)]	20[1)]
Bình thường	-	35	30	25	20
Khắc nghiệt	-	-	40	30	25
Rất khắc nghiệt	-	-	50	40	30
Cực kỳ khắc nghiệt	-	-	-	-	50
Mài mòn					
Tỷ lệ nước tự do/xi măng lớn nhất	0,65	0,6	0,55	0,50	0,45
Hàm lượng xi măng tối thiểu (kg/m^3)	275	300	325	350	400
Cấp độ bền thấp nhất của bê tông	C30	C35	C40	C45	C50

[1)] Chiều dày lớp bảo vệ có thể giảm xuống 15mm khi cốt liệu có kích thước danh nghĩa lớn nhất không lớn hơn 15mm.
Ghi chú 1. Bảng này liên quan đến cốt liệu thông thường với kích thước danh nghĩa 20mm. Việc điều chỉnh hàm lượng tối thiểu của xi măng cho các cốt liệu khác với kích thước danh nghĩa lớn nhất 20mm được mô tả chi tiết trong bảng 8 của BS 5328 : Phần 1 : 1997.
Ghi chú 2. Sử dụng xi măng bền sulphat phải tuân theo BS 4027. Xi măng này có khả năng chống sự dịch chuyển Ion Chloride rất thấp. Nếu dùng chúng vào kết cấu bê tông cốt thép trong điều kiện rất khắc nghiệt hoặc cực kỳ khắc nghiệt thì chiều dày lớp bảo vệ đã nêu trong bảng 3.3 phải tăng thêm 10mm.
Ghi chú 3. Chiều dày lớp bảo vệ không được nhỏ hơn các giá trị danh nghĩa tương ứng với phạm trù môi trường có liên quan cộng với giá trị hao hụt chiều dày lớp bảo vệ do bị mài mòn.

Bảng 3.4 – Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ cốt thép (bao gồm cả thanh nối) đáp ứng thời gian quy định về chống cháy (xem ghi chú 1 và 2)

Khả năng chống cháy (h)	Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ (mm)						
	Dầm [1)]		Sàn		Sườn		Cột [1)]
	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục	
0,5	20[2)]	20[2)]	20[2)]	20[2)]	20[2)]	20[2)]	20[2)]
1	20[2)]	20[2)]	20	20	20	20[2)]	20[2)]
1,5	20	20[2)]	25	20	35	20	20
2	40	30	35	25	45	35	25
3	60	40	45	35	55	45	25
4	70	50	55	45	65	55	25

[1)] Với mục đích đánh giá chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ đối với dầm và cột, chiều dày lớp bảo vệ thanh thép chủ lấy theo bảng 4.2 và 4.3 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 có thể giảm đối với cốt đai có đường kính 10mm và chiều dày lớp bảo vệ trong khoảng 8mm đến 12mm (xem *3.3.6*).
[2)] Chiều dày lớp bảo vệ có thể giảm xuống 15mm khi kích thước danh nghĩa lớn nhất của cốt liệu không lớn hơn 15mm (xem *3.3.1.3*).
Ghi chú 1. Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ liên quan đến kích thước tối thiểu của cấu kiện đã cho trên hình 3.2. Khi cần sử dụng các cấu kiện nhỏ hơn, chỉ dẫn về việc tăng chiều dày lớp bảo vệ được nêu trong chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.
Ghi chú 2. Các trường hợp nằm dưới đường kẻ đậm để chú ý đến các biện pháp bổ sung nhằm giảm nguy cơ nứt vỡ (xem chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

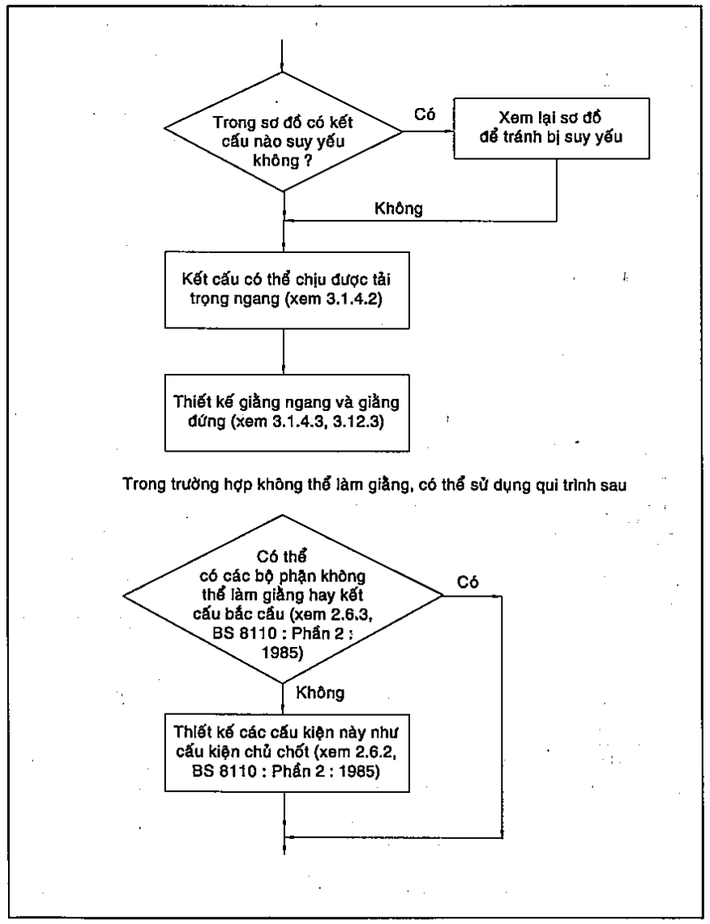
Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.3.5.3– Giảm cấp độ bền cho phép của bê tông

Khi bản chất của vật liệu cấp phối khó phù hợp với độ bền của bê tông đã nêu trong bảng 3.3 và chế độ kiểm soát tổng hợp được thiết lập nhằm đảm bảo sự dính kết với tỷ lệ nước tự do/xi măng và hàm lượng xi măng, có thể giảm độ bền bê tông C30, C35, C40 và C45 không nhiều hơn 5 (nghĩa là tương ứng với C25, C30, C35 và C40).

3.3.6 – Lớp bảo vệ chống cháy

Lớp bảo vệ chống ăn mòn có thể không đủ theo yêu cầu chống cháy. Các giá trị trong bảng 3.4 và hình 3.2 sẽ đảm bảo thỏa mãn các yêu cầu chống cháy. Bảng này dựa vào các chỉ dẫn nêu trong chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985; tuy nhiên, phải điều chỉnh chiều dày lớp bảo vệ đã nêu trong bảng theo chiều dày lớp bảo vệ cho tất cả các thanh thép (bao gồm thanh thép nối) đối với dầm và cột. Kích thước tối thiểu của cấu kiện để chống cháy cũng được nêu trên hình 3.2. Trong một số trường hợp, khi xử lý thiết kế chi tiết hơn sẽ tiết kiệm đáng kể. Chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 nêu các thông tin khác về thiết kế chống cháy bao gồm cả thông tin về biện pháp xử lý bề mặt nhằm cải thiện khả năng chống cháy.



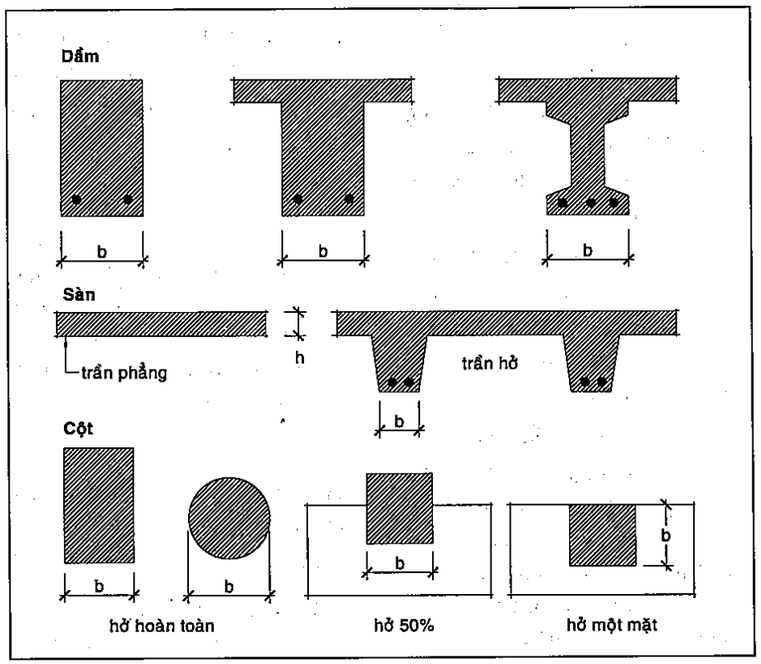
Hình 3.1. *Lưu đồ quy trình thiết kế*

3.3.7– Kiểm tra lớp bảo vệ

Yêu cầu về tay nghề của công nhân sẽ đảm bảo lắp đặt chính xác cốt thép và đảm bảo được chiều dày lớp bảo vệ. Các chỉ dẫn về vấn đề này được nêu trong *mục 7.3*.

Ghi chú : Các thông tin khác về lớp bảo vệ được nêu trong các mục sau :

a) độ bền lâu (xem *3.1.5* của quy phạm này và mục *5* của BS 5328 : Phần 1 : 1997);
b) bê tông ứng suất trước (xem *4.12.3*);
c) kiểm tra lớp bảo vệ (xem *7.3*);
d) chống cháy (xem chương 4 của BS 8110 : Phần 2 : 1985);
e) bê tông cốt liệu nhẹ (xem chương *5* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).



Hình 3.2 . *Kích thước tối thiểu của các cấu kiện bê tông cốt thép chống cháy*

Khả năng chịu lửa (h)	Bề rộng dầm nhỏ nhất (b), mm	Bề rộng sườn (b), mm	Bề dày tối thiểu của sàn (h), mm	Chiều rộng cột (b)			Bề dày tối thiểu của tường		
				Hở hoàn toàn, mm	Hở 50%, mm	Hở một mặt, mm	p<0,4%, mm	0,4%<p<1%, mm	p>1% mm
0,5	200	125	75	150	125	100	150	100	75
1	200	125	95	200	160	120	150	120	75
1,5	200	125	110	250	200	140	175	140	100
2	200	125	125	300	200	160	-	160	100
3	240	150	150	400	300	200	-	200	150
4	280	175	170	450	350	240	-	240	180

Ghi chú 1. Các kích thước ở trên có liên quan đến chiều dày lớp bảo vệ đã cho trong bảng 3.4 và 4.9;
Ghi chú 2. p là diện tích cốt thép so với diện tích bê tông.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.4 – DẦM

3.4.1 – Khái quát

3.4.1.1 – Các giới hạn thiết kế

Mục này liên quan đến thiết kế dầm có tỷ lệ bình thường, không xét đến dầm cao với tỷ lệ nhịp thông thuỷ/chiều cao tính toán tiết diện dầm nhỏ hơn 2 lần.

Ghi chú: Về thiết kế dầm cao, có thể tham khảo trong các tài liệu riêng.

3.4.1.2 – Nhịp tính toán của dầm đơn giản

Nhịp tính toán của dầm đơn giản có thể lấy bằng giá trị nhỏ hơn của khoảng cách giữa các tâm gối đỡ, hoặc khoảng cách thông thủy giữa các gối tựa cộng thêm chiều cao tính toán.

3.4.1.3 – Nhịp tính toán của cấu kiện liên tục

Nhịp tính toán của cấu kiện liên tục có thể lấy bằng khoảng cách giữa tâm các gối tựa. Tâm gối tựa tại đầu ngàm có thể lấy tại một nửa chiều cao tính toán tính từ mặt gối tựa.

3.4.1.4 – Chiều dài tính toán của dầm công xon

Chiều dài tính toán của dầm công xon có thể lấy bằng chiều dài của nó tính đến mặt gối tựa cộng thêm một nửa chiều cao tính toán của dầm, ngoại trừ khi dầm công xon là một đầu của dầm liên tục thì chiều dài tính toán của công xon bằng chiều dài của nó tính đến tâm gối tựa.

3.4.1.5 – Chiều rộng tính toán của dầm có bản cánh

Trong khi chưa có phương pháp xác định chính xác hơn, chiều rộng tính toán của dầm có bản cánh có thể lấy như sau :

a) đối với dầm chữ T : bề rộng sườn + $l_z/5$ hoặc bề rộng thực của phần bản cánh nếu nó nhỏ hơn;
b) đối với dầm chữ L: bề rộng sườn + $l_z/10$ hoặc bề rộng thực của phần bản cánh nếu nó nhỏ hơn;

trong đó l_z là khoảng cách giữa các điểm mô men bằng không (đối với dầm liên tục, có thể lấy bằng 0,7 lần nhịp tính toán).

3.4.1.6 – Các giới hạn độ mảnh đối với dầm giữ ổn định ngang

Khoảng cách thông thuỷ giữa các liên kết không được vượt quá :

a) đối với dầm đơn giản hay dầm liên tục : $60b_c$ hoặc $250\,b_c^2/d$ nếu nhỏ hơn;
b) đối với dầm công xon chỉ có các liên kết ngang ở gối tựa : $25b_c$ hoặc $100\,b_c^2/d$ nếu nhỏ hơn;

trong đó :

b_c bề rộng của mặt dầm chịu nén, được đo bằng trung điểm giữa các liên kết (hoặc bề rộng mặt chịu nén của dầm công xon);
d chiều cao tính toán (không nhất thiết phải lớn hơn chiều cao tính toán bất kỳ để chịu tải trọng giới hạn thiết kế khi không có cốt thép chịu nén).

3.4.2 – Dầm liên tục

Dầm liên tục có thể phân tích, tính toán theo chương 2 hoặc thiết kế và cấu tạo để chịu mô men và lực cắt nêu trong *3.2.1.2* hay *3.4.3*.

3.4.3 – Dầm liên tục với các nhịp xấp xỉ bằng nhau chịu tải trọng phân bố đều : mô men và lực cắt

Có thể dùng bảng 3.5 để tính toán mô men uốn và lực cắt giới hạn thiết kế theo các điều khoản sau đây :

a) hoạt tải đặc trưng Q_k không được lớn hơn tĩnh tải đặc trưng G_k;
b) các tải trọng phải là phân bố đều trên dầm có 3 nhịp trở lên;
c) sự thay đổi chiều dài các nhịp không được vượt quá 15% nhịp dài nhất.

Bảng 3.5 – Mô men uốn và lực cắt giới hạn thiết kế

	Tại gối tựa phía ngoài	Gần giữa nhịp đầu	Tại gối tựa bên trong đầu tiên	Ở giữa các nhịp bên trong	Tại các gối tựa bên trong
Mô men	0	0,09Fl	–0,11Fl	0,07Fl	–0,08Fl
Lực cắt	0,45F	–	0,06F	–	0,55F

Ghi chú. l là nhịp tính toán; F là tải trọng giới hạn tính toán tổng cộng $(1,4G_k+1,6Q_k)$;
Không thực hiện phân bố lại mô men từ các giá trị của bảng này.

3.4.4 – Khả năng chịu mô men thiết kế của dầm

3.4.4.1 – Phân tích tiết diện

Khi tính toán xác định khả năng chịu mô men giới hạn của tiết diện, phải có các giả thiết sau đây :

a) Sự phân bố biến dạng trong vùng bê tông chịu nén và biến dạng trong cốt thép chịu kéo hoặc nén được xác định từ giả thiết tiết diện phẳng;
b) Ứng suất trong bê tông khi nén có thể xác định từ đường cong ứng suất – biến dạng trên hình 2.1 với $\gamma_m = 1,5$. Khi đó, có thể dùng biểu đồ ứng suất đơn giản hóa được minh họa trên hình 3.3;
c) Độ bền của bê tông vùng kéo được bỏ qua;
d) Ứng suất trong cốt thép xác định từ đường cong ứng suất – biến dạng trên hình 2.2 với $\gamma_m = 1,05$;
e) Khi thiết kế tiết diện chỉ chịu uốn, không được giả thiết cánh tay đòn lớn hơn 0,95 lần chiều cao tính toán.

Khi phân tích tiết diện ngang của dầm chịu lực dọc nhỏ, có thể bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc giới hạn thiết kế nếu giá trị của nó không lớn hơn $0,1f_{cu}$ lần diện tích tiết diện ngang.

3.4.4.2 – Các biểu đồ dùng cho thiết kế

Các biểu đồ trong BS 8110 : Phần 3 dùng cho thiết kế bao gồm các biểu đồ dựa trên các hình 2.1, 2.2 và các giả thiết theo mục *3.4.4.1*, có thể dùng để thiết kế dầm chỉ có cốt thép chịu kéo hoặc có cốt thép chịu kéo và chịu nén.

3.4.4.3 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho các mục đích của mục *3.4.4.*

A_s diện tích cốt thép chịu kéo.
A_s' diện tích cốt thép chịu nén.
b bề rộng hay bề rộng tính toán của tiết diện hoặc của phần cánh trong vùng chịu nén.
b_w bề rộng trung bình của sườn dầm có bản cánh.
d chiều cao tính toán của cốt thép chịu kéo.
d' chiều cao tính toán của cốt thép chịu nén.
h_f bề dày của bản cánh.
M mô men giới hạn thiết kế.
x chiều cao trục trung hòa.
z cánh tay đòn.
β_b tỷ lệ :

$$\beta_b = \frac{\text{Mô men tại tiết diện sau khi phân bố lại}}{\text{Mô men tại tiết diện trước khi phân bố lại}}$$

từ biểu đồ mô men lớn nhất tương ứng.

3.4.4.4 – Công thức thiết kế đối với dầm chữ nhật

Trên cơ sở khối ứng suất đơn giản hóa trên hình 3.3, các phương trình sau đây có thể áp dụng cho dầm có bản cánh khi trục trung hòa nằm trong phạm vi bản cánh :

$K' = 0,156$ khi phân bố lại mô men không lớn hơn 10% (điều này giới hạn chiều cao trục trung hòa đến d/2); hoặc

$K' = 0,402(\beta_b - 0,4) - 0,18(\beta_b - 0,4)^2$ khi phân bố lại mô men lớn hơn 10%

Và $K = M/bd^2f_{cu}$.

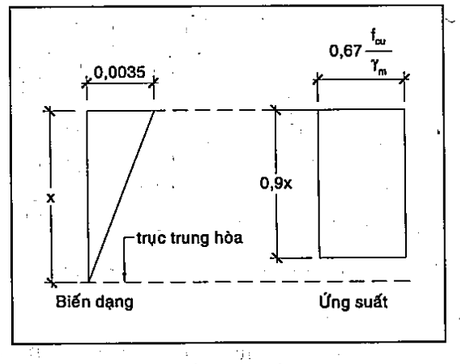
Nếu $K \le K'$, không cần cốt thép chịu nén :

$$z = d\left\{0,5+\sqrt{\left(0,25-\frac{K}{0,9}\right)}\right\}$$

nhưng không lớn hơn 0,95d.

$$x = \frac{d-z}{0,45}$$

$A_s = M/0,95f_yz$



Hình 3.3. *Khối ứng suất đơn giản hóa đối với bê tông ở trạng thái giới hạn*

Nếu $K > K'$, cần phải bố trí cốt thép chịu nén và:

$$x = \frac{d-z}{0,45}$$

$A_s' = (K - K')f_{cu}bd^2/0,95f_y(d - d')$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$A_s = (K'f_{cu}bd^2/0,95f_yz) + A'_s$ (highly yield)

Nếu d'/x lớn hơn 0,43 thì ứng suất nén không được nhỏ hơn $0,95f_y$ và từ hình 2.2 có thể xác định được giá trị này.

3.4.4.5 – Công thức thiết kế đối với dầm có bản cánh khi trục trung hòa nằm phía dưới bản cánh

Khi mô men giới hạn thiết kế nhỏ hơn $\beta_f f_{cu} bd^2$ và không lớn hơn 10% giá trị mô men phân bố lại, diện tích cốt thép chịu kéo được tính toán theo phương trình sau :

$$A_s = \frac{M + 0,1f_{cu}b_w d(0,45d - h_f)}{0,95f_y(d - 0,5h_f)}$$ Phương trình 1

Nếu mômen giới hạn thiết kế lớn hơn $\beta_f f_{cu} bd^2$ hoặc lớn hơn mô men phân bố lại 10%, tiết diện được thiết kế trực tiếp theo các giả thiết trong mục *3.4.4.1*. Giá trị β_f trong biểu thức này là hệ số cho trong bảng 3.6.

Phương trình 1 chỉ được áp dụng khi $h_f < 0,45d$.

Các giá trị nêu trong bảng 3.6 được tính toán từ phương trình sau :

$$\beta_f = 0,45\frac{h_f}{d}\left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(1 - \frac{h_f}{2d}\right) + 0,15\frac{b_w}{b}$$

Phương trình 2

Bảng 3.6 – Giá trị hệ số β_f

b/b_w	d/h_f					
	≤ 2	3	4	5	6	∞
1	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
2	0,15	0,14	0,12	0,12	0,11	0,08
4	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,04
6	0,15	0,13	0,11	0,09	0,08	0,03
8	0,15	0,13	0,10	0,09	0,08	0,02
∞	0,15	0,13	0,10	0,08	0,07	0

3.4.5 – Khả năng chịu cắt thiết kế của dầm

3.4.5.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được dùng cho các nội dung của mục *3.4.5*.

- a_v chiều dài phần cấu kiện cắt qua bởi mặt phẳng phá hoại do lực cắt.
- A_c diện tích tiết diện bê tông.
- A_{sv} tổng tiết diện ngang của các cốt thép đai tại trục trung hòa, tại tiết diện.
- A_{sb} diện tích tiết diện cốt xiên.
- b_v bề rộng tiết diện (đối với dầm có bản cánh, bề rộng này lấy bằng bề rộng trung bình của sườn nằm dưới cánh).
- d chiều cao tính toán của tiết diện.
- f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt đai (không được lấy lớn hơn 460N/mm²).
- M mô men giới hạn thiết kế tại tiết diện đang xét.
- N lực dọc thiết kế.
- s_v khoảng cách giữa các cốt đai dọc theo cấu kiện.
- s_b khoảng cách giữa các cốt xiên.
- V lực cắt thiết kế sinh ra do tải trọng giới hạn.
- V_b khả năng chịu cắt thiết kế của cốt xiên.
- v ứng suất cắt thiết kế tại tiết diện.
- v_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông (xem bảng 3.8).
- v'_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông được điều chỉnh theo lực dọc.
- α góc giữa cốt thép xiên và trục dầm.
- β góc giữa "thanh dàn chịu nén" của hệ cốt thép xiên với trục của dầm.

3.4.5.2 – Ứng suất cắt trong dầm

Ứng suất cắt thiết kế v tại tiết diện bất kỳ phải tính toán từ :

$$v = \frac{V}{b_v d}$$ Phương trình 3

Trong mọi trường hợp, giá trị v không được lớn hơn một trong hai giá trị $0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 5N/mm², kể cả khi có thiết kế cốt thép chịu cắt (giới hạn này bao gồm $\gamma_m = 1,25$).

3.4.5.3 – Cốt thép chịu cắt : hình thức, diện tích và ứng suất

Cốt thép chịu cắt được nêu trong bảng 3.7. Ứng suất trong thanh thép bất kỳ không được vượt quá $0,95f_{yv}$.

3.4.5.4 – Ứng suất cắt của bê tông

Các giá trị ứng suất cắt thiết kế v_c (N/mm²) của bê tông cho trong bảng 3.8.

Thành phần A_s là diện tích cốt thép dọc chịu kéo liên tục trên khoảng cách ít nhất bằng d ở phía ngoài tiết diện đang xét. Tại gối tựa, có thể áp dụng toàn bộ diện tích cốt thép chịu kéo tại tiết diện theo bảng và phải đáp ứng các yêu cầu về cắt và neo cốt thép (xem mục *3.12.9* về các yêu cầu chung và các quy tắc đơn giản hóa).

Tại mối nối dầm – cột toàn khối, khi dầm được thiết kế với giả thiết cột như gối tựa đơn nhưng có cốt thép cấu tạo phía trên nhằm khống chế vết nứt, giá trị v_c có thể tính toán dựa trên cơ sở diện tích cốt thép phía dưới tại gối tựa và các cốt thép này được neo theo các quy tắc cấu tạo đầu gối tựa đơn đã nêu trong các mục *3.12.9.4* và *3.12.10.3.2*. Nếu không thiết kế các đầu neo này thì v_c có thể tính toán trên cơ sở cốt thép phía trên của dầm. Các cốt thép này phải kéo dài thêm vào phía nhịp dầm với khoảng cách ít nhất bằng 3 lần chiều cao tính toán của tiết diện tính từ mặt gối tựa.

Bảng 3.7 – Hình thức và diện tích cốt thép chịu cắt trong dầm

Giá trị v, N/mm²	Hình thức cốt thép chịu cắt	Diện tích cốt thép chịu cắt
Nhỏ hơn $0,5v_c$ trên toàn bộ dầm	Xem ghi chú 1	–
$0,5v_c < v < (v_c + 0,4)$	Cốt đai tối thiểu trên toàn bộ chiều dài của dầm	$A_{sv} \geq 0,4b_v s_v / 0,95f_{yv}$ (xem ghi chú 2)
$(v_c + 0,4) < v < 0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 5N/mm²	Cốt đai hoặc cốt đai kết hợp với cốt thép xiên. Cốt thép xiên không được lớn hơn 50% khả năng chịu cắt.	Khi chỉ có cốt đai $A_{sv} \geq b_v s_v(v - v_c) / 0,95f_{yv}$ Khi có cốt đai và cốt xiên : xem mục *3.4.5.6*

Ghi chú 1. Khi bố trí cốt đai tối thiểu cho tất cả các dầm chịu lực quan trọng, có thể bỏ qua cốt đai trong các cấu kiện thứ yếu như lanh tô, hoặc khi ứng suất cắt nhỏ hơn một nửa v_c.

Ghi chú 2. Cốt đai tối thiểu được bố trí với khả năng chịu cắt thiết kế là 0,4N/mm².

Ghi chú 3. Xem mục *3.4.5.5* để được hướng dẫn về khoảng cách các cốt đai và cốt thép xiên.

3.4.5.5 – *Khoảng cách giữa các cốt thép đai* (xem bảng 3.7)

Khoảng cách giữa các cốt thép đai theo phương nhịp dầm không được lớn hơn 0,75d. Theo phương vuông góc với nhịp dầm, khoảng cách theo phương ngang được bố trí sao cho không có khoảng cách cốt đai nào giữa các thanh thép dọc chịu kéo lớn hơn 150mm tính từ nhánh đứng; trong mọi trường hợp, khoảng cách này không được lớn hơn d.

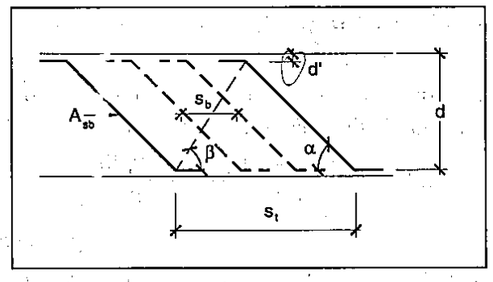
3.4.5.6 – Khả năng chịu cắt của cốt thép xiên

Khả năng chịu cắt của các cốt thép xiên được tính toán với giả thiết rằng cốt thép xiên hình thành nên các cấu kiện chịu kéo với một hay nhiều hệ thanh dàn, trong đó bê tông hình thành nên các cấu kiện chịu nén (xem hình 3.4). Khả năng chịu cắt của hệ thống các thanh thép xiên được cho bởi phương trình sau đây :

$$V_b = A_{sb}(0,95f_{yv})(\cos\alpha + \sin\alpha\cos\beta)\frac{d - d'}{s_b}$$

Phương trình 4

"Thanh dàn" được bố trí sao cho α và β lớn hơn hoặc bằng 45° và sẽ cho giá trị s_t lớn nhất bằng 1,5d. Khả năng chịu cắt của cốt thép đai phải chiếm ít nhất 50% khả năng chịu cắt của tiết diện.



Hình 3.4. Hệ thống các thanh thép xiên

3.4.5.7 – Neo và khả năng chịu lực cục bộ của thanh thép xiên

Các thanh thép xiên phải được kiểm tra về neo (xem *3.12.8.2* và *3.12.8.3*) và về khả năng chịu lực cục bộ (xem *3.12.8.25*).

3.4.5.8 – Độ bền cắt nâng cao của tiết diện gần gối tựa

Sự phá hoại do lực cắt tại tiết diện dầm và dầm công xon không có cốt thép chịu cắt sẽ xảy ra ở trên mặt phẳng nghiêng một góc khoảng 30° so với phương nằm ngang. Nếu góc mặt phẳng phá hoại bị dốc đứng hơn giá trị nói trên (vì tiết diện đang xét (X – X) trên hình 3.5 gần gối tựa hoặc do những nguyên nhân khác), lực cắt để phá hoại sẽ tăng lên.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi thiết kế tiết diện gần với gối tựa, sự nâng cao độ bền cắt có thể kể đến trong tính toán bằng cách tăng khả năng chịu cắt thiết kế của bê tông v_c thành $2dv_c/a_v$ và giá trị v tại mặt gối tựa luôn nhỏ hơn giá trị $0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc $5N/mm^2$ (giới hạn này bao gồm $\gamma_m = 1,25$).

*Trong mọi trường hợp, có thể tính toán giá trị nâng cao nói trên khi tiết diện đang xét ở gần mặt gối tựa hoặc có tải trọng tập trung gần mặt gối tựa một khoảng nhỏ hơn hai lần chiều cao tính toán của tiết diện d. Sự nâng cao khả năng chịu cắt có thể có ở vai cột (xem *5.2.7*) hoặc đài cọc (xem *3.11.4.4*), hoặc khi lực tập trung đặt sát gối tựa của dầm.

Để phát huy tác dụng, cốt thép chịu kéo phải kéo dài về mỗi phía của điểm, tại đó mặt phẳng phá hoại có thể cắt qua, một đoạn ít nhất bằng chiều cao tính toán của tiết diện, hoặc bố trí neo tương đương.

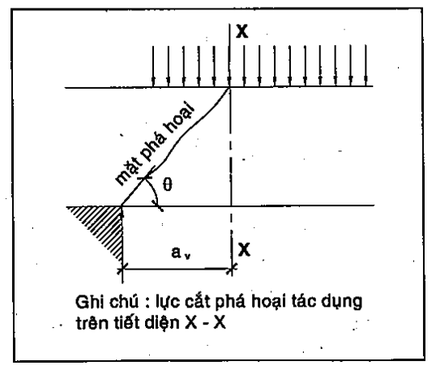
3.4.5.9 – Cốt thép chịu cắt đối với tiết diện gần gối tựa

Nếu cần phải có cốt thép chịu cắt, diện tích tổng cộng của cốt thép này được xác định bởi

$$\Sigma A_{sv} = \frac{a_v b_v (v - 2dv_c/a_v)}{0,95 f_{yv}} \geq \frac{0,4 b_v a_v}{0,95 f_{yv}}$$

Phương trình 5

Cốt thép này được bố trí trong phạm vi giữa $3/4a_v$. Khi a_v nhỏ hơn d, cốt thép chịu cắt theo phương ngang sẽ có hiệu quả hơn so với phương thẳng đứng.



***Hình 3.5.** Phá hoại do lực cắt gần gối tựa*

3.4.5.10 – *Độ bền cắt nâng cao gần gối tựa* (tính gần đúng)

Các quy trình đã nêu trong các mục *3.4.5.8* và *3.4.5.9* có thể dùng cho tất cả các dầm. Tuy nhiên, đối với dầm chịu tải trọng phân bố hoặc tải trọng đặt cách mặt gối tựa một khoảng xa hơn 2d, ứng suất cắt có thể tính toán tại tiết diện cách mặt gối tựa một khoảng bằng d. Giá trị v_c được tính toán theo *3.4.5.4* và cốt thép chịu cắt tương ứng được đánh giá theo bảng 3.8. Nếu số lượng cốt thép chịu cắt này được bố trí tại tiết diện gần gối tựa thì không cần phải kiểm tra thêm về cắt đối với các tiết diện đó.

3.4.5.11 – Dầm có tải trọng đặt ở phía dưới

Khi tải trọng đặt ở sát phía dưới tiết diện, phải bố trí bổ sung thêm cốt thép thẳng đứng vào lượng cốt thép chịu cắt để chịu tải trọng.

3.4.5.12 – Lực cắt và lực dọc trục

Ứng suất cắt thiết kế v'_c của tiết diện chịu cắt và nén dọc trục không có cốt thép chịu cắt được tính toán từ phương trình 6a). Cả hai tổ hợp tải trọng bất lợi và có lợi phải được xét đến (xem bảng 2.1).

$$v'_c = v_c + 0,6\frac{NVh}{A_c M}$$ Phương trình 6a

trong đó :

v_c ứng suất cắt lấy theo bảng 3.8. Giá trị này không được điều chỉnh theo *3.4.5.8*;

N lực dọc trục;

V lực cắt;

M mô men;

A_c diện tích tiết diện bê tông.

Ghi chú : 1. N/A_c ngầm nói đến ứng suất trung bình trong bê tông và tác dụng tại tâm tiết diện.

2. Giá trị Vh/M lấy không lớn hơn 1.

Khi cần tránh vết nứt do lực cắt sinh ra ở trạng thái giới hạn, ứng suất cắt được giới hạn bởi giá trị cho trong phương trình 6b.

$$v'_c = v_c\sqrt{\left[1 + N/\left(A_c v_c\right)\right]}$$ Phương trình 6b

Nếu v lớn hơn v'_c, phải bố trí cốt thép chịu cắt phù hợp với bảng 3.7, trong đó v_c được thay bằng v'_c.

Giá trị v không được lớn hơn $0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc $5N/mm^2$.

Trong trường hợp lực dọc trục là lực kéo, có thể sử dụng phương trình 6a và 6b với N lấy dấu âm.

Bảng 3.8 – Các giá trị ứng suất cắt thiết kế v_c

$100A_s/b_v d$	Chiều cao tính toán của tiết diện, mm							
	125	150	175	200	225	250	300	≥ 400
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
≤ 0,15	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39	0,38	0,36	0,34
0,25	0,53	0,51	0,49	0,47	0,46	0,45	0,43	0,40
0,50	0,67	0,64	0,62	0,60	0,58	0,56	0,54	0,50
0,75	0,77	0,73	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,57
1,00	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,71	0,68	0,63
1,50	0,97	0,92	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,72
2,00	1,06	1,02	0,98	0,95	0,92	0,89	0,86	0,80
≥3,00	1,22	1,16	1,12	1,08	1,05	1,02	0,98	0,91

Ghi chú 1. Các con số trên được thực hiện với $\gamma_m = 1,25$.

Ghi chú 2. Các giá trị trong bảng lấy từ biểu thức sau

$0,79\{100A_s/(b_v d)\}^{1/3}(400/d)^{1/4}/\gamma_m$

trong đó

$100A_s/b_v d$ phải không lớn hơn 3;

400/d phải không nhỏ hơn 1.

Đối với độ bền đặc trưng của bê tông lớn hơn $25N/mm^2$, các giá trị trong bảng này phải nhân với $(f_{cu}/25)^{1/3}$. Giá trị f_{cu} không được lớn hơn 40.

3.4.5.13 – Xoắn

Trong các kết cấu bản – dầm hoặc khung thông thường không cần thiết phải có tính toán đặc biệt, vết nứt do xoắn có thể khống chế bằng các cốt thép chịu cắt. Khi thiết kế có liên quan đến khả năng chống xoắn của cấu kiện thì cần phải có thiết kế về xoắn. Các chỉ dẫn được nêu trong mục 2.4 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

3.4.6 – Võng của dầm

3.4.6.1 – Khái quát

Võng của dầm có thể tính toán và so sánh với các yêu cầu sử dụng nêu trong chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Trong tất cả các trường hợp thông thường, độ võng của dầm sẽ không vượt quá mức nếu tỷ lệ nhịp/chiều cao tiết diện không lớn hơn các tỷ lệ tương ứng đã cho trong bảng *3.4.6.3* và *3.4.6.4*. Khi có khả năng thích hợp, bảng 3.9 có thể thay đổi bằng các bảng 3.10 và 3.11.

3.4.6.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây sẽ được áp dụng cho các nội dung của mục *3.4.6.*

$A_{s\,prov}$ diện tích cốt thép chịu kéo bố trí ở giữa nhịp (tại gối tựa đối với dầm công xon).

$A'_{s\,prov}$ diện tích cốt thép chịu nén.

$A_{s\,req}$ diện tích cốt thép theo yêu cầu tính toán tại giữa nhịp để chịu mô men sinh ra do tải trọng giới hạn thiết kế (tại gối tựa đối với dầm công xon).

b bề rộng tính toán của dầm chữ nhật, bề rộng tính toán phần cánh của dầm có bản cánh hoặc tổng chiều rộng trung bình của bản cánh.

b_w bề rộng trung bình của sườn dầm.

d chiều cao tính toán của tiết diện.

f_s ứng suất sử dụng thiết kế theo tính toán trong cốt thép chịu kéo.

M mô men giới hạn thiết kế ở giữa nhịp hoặc tại gối tựa đối với dầm công xon.

β_b tỷ lệ :

$$\beta_b = \frac{\text{Mô men tại tiết diện sau khi phân bố lại}}{\text{Mô men tại tiết diện trước khi phân bố lại}}$$

từ biểu đồ mô men lớn nhất tương ứng.

3.4.6.3 – Tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện đối với dầm chữ nhật có bản cánh

Các tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện đối với dầm được nêu trong bảng 3.9. Các giá trị trong bảng dựa trên cơ sở giới hạn tổng độ võng bằng nhịp/250 và thông thường nó sẽ đảm bảo

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

phần biến dạng xảy ra sau khi kết thúc thi công. Các vách ngăn sẽ có giới hạn bằng nhịp/500 hoặc 20mm (chọn giá trị nhỏ hơn) đối với các nhịp đến 10m. Các giá trị b_w/b lớn hơn 0,3 được nội suy tuyến tính giữa các giá trị nêu trong bảng 3.9 đối với dầm tiết diện chữ nhật và có thể sử dụng $b_w/b = 0,3$ đối với dầm có bản cánh.

Bảng 3.9 – Tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán đối với dầm chữ nhật hoặc dầm có bản cánh

Điều kiện gối tựa	Tiết diện chữ nhật	Dầm có bản cánh với $b_w/b \le 0,3$
Công xon	7	5,6
Gối tựa đơn giản	20	16,0
Liên tục	26	20,8

3.4.6.4 – Nhịp dài

Đối với những nhịp dầm dài trên 10m, bảng 3.9 chỉ được dùng nếu không nhất thiết phải hạn chế sự tăng độ võng của kết cấu sau khi thi công lớp hoàn thiện và vách ngăn. Khi cần hạn chế độ võng, các giá trị trong bảng 3.9 phải nhân với 10/nhịp, trừ khi thiết kế dầm công xon có sự điều chỉnh bằng tính toán.

3.4.6.5 – Sự thay đổi tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán đối với cốt thép chịu kéo

Độ võng bị ảnh hưởng bởi số lượng cốt thép chịu kéo và ứng suất của chúng. Tỷ lệ nhịp / chiều cao tính toán của tiết diện phải điều chỉnh theo mô men giới hạn thiết kế và ứng suất sử dụng tại giữa nhịp (hoặc tại gối tựa đối với dầm công xon). Các giá trị tỷ lệ nhịp / chiều cao tính toán từ bảng 3.9 phải nhân với hệ số thích hợp trong bảng 3.10.

3.4.6.6 – Sự thay đổi tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán đối với cốt thép chịu nén

Cốt thép chịu nén cũng ảnh hưởng đến độ võng và giá trị tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán từ bảng 3.9 được điều chỉnh bằng hệ số lấy theo bảng 3.10 phải nhân thêm với hệ số lấy theo bảng 3.11.

Bảng 3.10 – Hệ số thay đổi đối với cốt thép chịu kéo

Ứng suất sử dụng	M/bd²								
	0,5	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
100	2,00	2,00	2,00	1,86	1,63	1,36	1,19	1,08	1,01
150	2,00	2,00	1,98	1,69	1,49	1,25	1,11	1,01	0,94
(f_y = 250) 167	2,00	2,00	1,91	1,63	1,44	1,21	1,08	0,99	0,92
200	2,00	1,95	1,76	1,51	1,35	1,14	1,02	0,94	0,88
250	1,90	1,70	1,55	1,34	1,20	1,04	0,94	0,87	0,82
300	1,60	1,44	1,33	1,16	1,06	0,93	0,85	0,80	0,76
(f_y = 460) 307	1,56	1,41	1,30	1,14	1,04	0,91	0,84	0,79	0,76

Ghi chú 1: Các giá trị trong bảng được tính toán từ phương trình

$$\text{Hệ số thay đổi} = 0,55 + \frac{(477 - f_s)}{120\left(0,9 + \frac{M}{bd^2}\right)} \le 2,0 \qquad \text{Phương trình 7}$$

trong đó

M là mô men giới hạn thiết kế tại giữa nhịp hoặc tại gối tựa đối với dầm công xon.

Ghi chú 2. Ứng suất sử dụng thiết kế trong cốt thép chịu kéo của cấu kiện được tính toán từ phương trình sau :

$$f_s = \frac{2f_y A_{s\,req}}{3A_{s\,prov}} \times \frac{1}{\beta_b} \qquad \text{Phương trình 8}$$

Ghi chú 3. Đối với dầm liên tục, nếu chưa biết tỷ lệ (%) phân bố lại mô men, nhưng mô men giới hạn thiết kế tại giữa nhịp đã biết tương tự hay lớn hơn mô men giới hạn đàn hồi, ứng suất f_s trong bảng này có thể lấy bằng $2/3f_y$.

Bảng 3.11 – Hệ số thay đổi đối với cốt thép chịu nén

$100A'_{s\,prov}$ / bd	Hệ số
0,00	1,00
0,15	1,05
0,25	1,08
0,35	1,10
0,50	1,14
0,75	1,20
1,00	1,25
1,50	1,33
2,00	1,40
2,50	1,45
≥3,00	1,50

Ghi chú 1. Các giá trị trong bảng được tính toán từ phương trình sau đây :

$$\text{Hệ số thay đổi đối với cốt thép chịu nén} = 1 + \frac{100A'_{s\,prov}}{bd} \Big/ \left(3 + \frac{100A'_{s\,prov}}{bd}\right) \le 1,5 \qquad \text{Phương trình 9}$$

Ghi chú 2. Diện tích cốt thép chịu nén A'_s trong bảng này bao gồm tất cả các thanh thép trong vùng nén, ngay cả các thanh thép không có tác dụng được buộc với cốt đai.

3.4.6.7 – Độ võng sinh ra do từ biến và co ngót

Tỷ lệ cho phép nhịp / chiều cao tính toán từ bảng 3.9 đến 3.11 đã tính đến biến dạng do từ biến và co ngót thông thường. Nếu chắc chắn biết được từ biến và co ngót của bê tông rất cao (nghĩa là biết được biến dạng co ngót tự do lớn hơn 0,00075 hoặc hệ số từ biến lớn hơn 3) hoặc biết được các điều kiện bất lợi khác thì phải giảm tỷ lệ cho phép nhịp / chiều cao tính toán. Trong mọi trường hợp, không được giảm tỷ lệ này trên 15% (xem chương 7 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 đối với hệ số từ biến).

3.4.7 – Khống chế vết nứt trong dầm

Vết nứt do uốn có thể khống chế được nếu sử dụng các quy tắc nêu trong mục *3.12.11.2* (khoảng cách tối đa giữa các thanh thép trong vùng kéo). Nếu khoảng cách lớn hơn so với khoảng cách theo yêu cầu (nghĩa là giữa các nhóm thanh thép), phải kiểm tra bề rộng vết nứt bằng tính toán (xem chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

3.5 – BẢN ĐẶC ĐỠ BỞI DẦM HAY TƯỜNG

3.5.1 – Thiết kế

Trong trường hợp tổng quát, các chỉ dẫn nêu trong mục *3.4* đối với dầm cũng có thể áp dụng đối với bản đặc, song các mục **3.5.2** đến **3.5.8** phải đưa vào trong tính toán.

3.5.2 – Mô men và các lực

3.5.2.1 – Khái quát

Bổ sung cho các phương pháp dùng cho dầm, mô men và lực cắt sinh ra do tải trọng phân bố và tập trung có thể xác định bằng phương pháp phân tích đàn hồi phù hợp. Phương pháp đường chảy dẻo của Johansen hoặc phương pháp dải của Hillerborg có thể sử dụng, trong đó tỷ lệ giữa mô men gối và mô men nhịp tương tự như kết quả xác định từ lý thuyết đàn hồi.

3.5.2.2 – Phân bố tải trọng tập trung trên bản sàn

Nếu bản sàn được kê đơn giản trên hai cạnh đối diện nhau và chịu một hay nhiều tải trọng tập trung trên một hàng theo hướng của nhịp, phải thiết kế bản để chịu mô men uốn lớn nhất sinh ra do hệ thống chất tải. Mô men uốn do bề rộng tính toán của bản sàn (đo song song với gối tựa) tiếp nhận có thể giả thiết như sau :

a) Đối với bản sàn đặc, bề rộng tính toán có thể lấy bằng tổng bề rộng chất tải và $2,4(1 - x/l)$, trong đó x là khoảng cách ngắn hơn từ gối tựa đến tiết diện đang xét và l là chiều dài nhịp.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

b) Đối với các loại bản sàn khác, ngoại trừ khi có các thiết kế đặc biệt, bề rộng tính toán sẽ phụ thuộc vào tỷ lệ độ cứng uốn ngang và dọc của bản sàn. Khi các độ cứng trên xấp xỉ bằng nhau, có thể sử dụng giá trị bề rộng tính toán đối với bản đặc, nhưng khi tỷ lệ này giảm thì phải lấy giá trị nhỏ hơn. Tuy nhiên, giá trị nhỏ nhất cần lấy là bề rộng chất tải cộng với 4x/l (1 – x/l)m, trong đó x và l được định nghĩa trong mục a) như đối với tiết diện ở giữa nhịp, bề rộng tính toán bằng 1m cộng với bề rộng vùng chất tải.

c) Khi tải trọng tập trung gần với cạnh bản sàn không có gối tựa, bề rộng tính toán không được lớn hơn giá trị đã nêu ở mục a) hoặc b), hoặc một nửa giá trị đó cộng với khoảng cách từ cạnh không có gối tựa đến tâm tải trọng (xem hình 3.6).

3.5.2.3 – Đơn giản hóa cách bố trí tải trọng

Về nguyên tắc, bản sàn được thiết kế để chịu tải trọng thiết kế với vị trí bất lợi nhất; tuy nhiên, thông thường bản sàn sẽ thỏa mãn yêu cầu này nếu chúng được thiết kế để chịu mô men và nội lực sinh ra theo từng trường hợp chất tải của tải trọng thiết kế lớn nhất trên tất cả các nhịp hay ô bản sàn đáp ứng các điều kiện sau đây.

a) Trên bản sàn một phương, diện tích mỗi gian bản sàn[1] lớn hơn 30m^2. Theo nội dung này, gian bản sàn là dải cắt qua toàn bộ chiều rộng của kết cấu được giới hạn trên hai cạnh khác bởi các đường gối tựa (xem hình 3.7).

b) Tỷ lệ hoạt tải đặc trưng so với tĩnh tải đặc trưng không lớn hơn 1,25.

c) Hoạt tải đặc trưng không vượt quá 5kN/m^2, không kể các vách ngăn.

Khi thực hiện phân tích từng trường hợp tải trọng trên toàn bộ các nhịp, mô men gối tựa phải giảm 20% và mô men nhịp phải tăng lên, ngoại trừ các mô men tại gối tựa của dầm công xon.

Biểu đồ bao mô men uốn phải thỏa mãn các điều khoản của mục *3.2.2.1*. Sự phân bố lại mô men tiếp theo sẽ không được thực hiện.

[1] Tiếng Anh : "Bay" – (ND)

Khi nhịp hoặc ô bản sàn kế cận với công xon có chiều dài khá lớn, phải xét đến khả năng các trường hợp dỡ tải sàn hoặc chất tải công xon.

3.5.2.4 – Bản một phương có các nhịp xấp xỉ bằng nhau : tải trọng phân bố đều

Khi đáp ứng các điều kiện đã nêu trong *3.5.2.3*, mô men và lực cắt trong bản một phương liên tục có thể tính toán bằng cách sử dụng các hệ số nêu trong bảng 3.12. Sai số cho phép khi thiết lập các hệ số này là 20% các giá trị trên.

Thiết kế cắt cốt thép với bảng 3.12 có thể tiến hành theo các điều khoản của mục *3.12.10*.

3.5.3 – Bản sàn hai phương vuông góc với nhau: tải trọng phân bố đều

3.5.3.1 – Khái quát

Các mục *3.5.3.3* đến *3.5.3.7* dùng để thiết kế bản sàn hai phương vuông góc với nhau và chịu tải trọng phân bố đều.

3.5.3.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được dùng cho các nội dung của mục *3.5.3*.

l_x chiều dài cạnh ngắn.

l_y chiều dài cạnh dài.

m_{sy} mô men giới hạn thiết kế lớn nhất trên toàn bộ gối tựa hoặc tại giữa nhịp trên dải có bề rộng bằng đơn vị và nhịp l_y.

n tổng tải trọng giới hạn thiết kế trên một đơn vị diện tích ($1,4G_k+1,6Q_k$).

N_d số cạnh không liên tục ($0 \le N_d \le 4$).

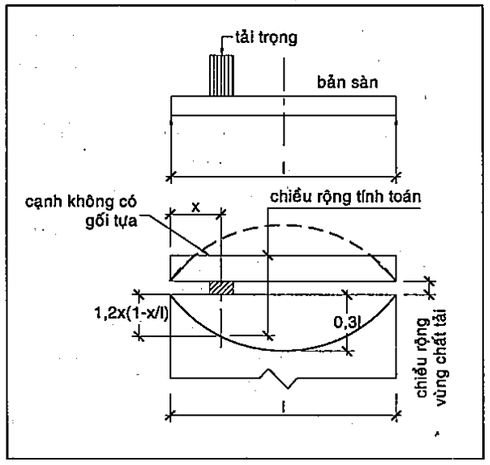
v_{sx} lực cắt thiết kế tại đầu mút trên nhịp có bề rộng bằng đơn vị và nhịp l_x, tác dụng trên khoảng 3/4 ở giữa cạnh.

v_{sy} lực cắt thiết kế đầu mút trên nhịp có bề rộng bằng đơn vị và nhịp l_y, tác dụng trên khoảng 3/4 ở giữa cạnh.

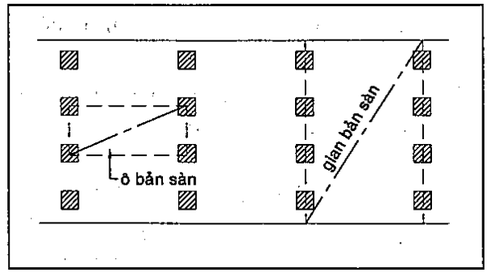
β_x mô men uốn xuống ở nhịp, trên bề rộng đơn vị, theo hướng nhịp ngắn l_x, chia cho nl_x^2.

Bảng 3.12 – Mô men uốn và lực cắt giới hạn trong bản sàn một phương

	Liên kết đầu gối tựa – sàn				Tại gối tựa trong đầu tiên	Giữa các nhịp bên trong	Các gối tựa bên trong
	Đơn giản		Liên tục				
	Tại gối tựa ngoài cùng	Gần giữa nhịp đầu	Tại gối tựa ngoài cùng	Gần giữa nhịp đầu			
Mô men	0	0,086Fl	–0,04Fl	0,075Fl	–0,086Fl	0,063Fl	–0,063Fl
Lực cắt	0,4F	–	0,46F	–	0,6F	–	0,5F
Ghi chú. F là tổng tải trọng giới hạn thiết kế ($1,4G_k + 1,6Q_k$); l là nhịp tính toán.							



Hình 3.6. *Chiều rộng tính toán của bản sàn đặc chịu tải trọng tập trung gần với cạnh không có gối tựa.*



Hình 3.7. *Định nghĩa ô bản sàn và gian bản sàn.*

β_y mô men uốn xuống ở nhịp, trên bề rộng đơn vị, theo hướng nhịp dài l_y, chia cho nl_x^2.

β_1 và β_2 mô men uốn lên, trên bề rộng đơn vị, trên cạnh ngắn chia cho nl_x^2.

β_3 và β_4 mô men uốn lên, trên bề rộng đơn vị, trên cạnh dài chia cho nl_x^2.

α_{sx} và α_{sy} hệ số mô men nêu trong bảng 3.13.

β_{sx} và β_{sy} hệ số mô men nêu trong bảng 3.14.

β_{vx} và β_{vy} hệ số lực cắt nêu trong bảng 3.15.

3.5.3.3 – Bản kê đơn giản

Khi các bản sàn kê đơn giản không đủ khả năng chịu xoắn tại góc và để tránh góc bị vênh lên, mô men lớn nhất trên bề rộng đơn vị được tính theo các phương trình sau đây :

$$m_{sx} = \alpha_{sx} n l_x^2. \qquad \text{Phương trình 10}$$

$$m_{sy} = \alpha_{sy} n l_x^2. \qquad \text{Phương trình 11}$$

Ghi chú: Các giá trị α_{sx} và α_{sy} được cho trong bảng 3.13.

Các giá trị trong bảng 3.13 được tính toán theo phương trình sau đây :

$$\alpha_{sx} = \frac{(l_y/l_x)^4}{8\{1+(l_y/l_x)^4\}} \qquad \text{Phương trình 12}$$

$$\alpha_{sy} = \frac{(l_y/l_x)^2}{8\{1+(l_y/l_x)^4\}} \qquad \text{Phương trình 13}$$

3.5.3.4 – Bản bị liên kết

Khi góc của bản tránh được khả năng bị vênh lên và có khả năng chống xoắn, mô men thiết kế lớn nhất trên bề rộng bằng đơn vị được tính toán theo các phương trình 14 và 15 :

$$m_{sx} = \beta_{sx} n l_x^2. \qquad \text{Phương trình 14}$$

$$m_{sy} = \beta_{sy} n l_x^2. \qquad \text{Phương trình 15}$$

Khi sử dụng các phương trình này, phải áp dụng các điều kiện và quy tắc nêu trong mục *3.5.3.5*.

Ghi chú: Các giá trị β_{sx} và β_{sy} được cho trong bảng 3.14.

Các phương trình 14 và 15, các hệ số trong bảng 3.15 được tính toán từ các phương trình sau đây :

Trung tam ñao tao xay dõng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$\beta_y = (24 + 2N_d + 1{,}5N_d^2)/1000$ Phương trình 16

$$\gamma = \frac{2}{9}\left[3 - \sqrt{18}\frac{l_x}{l_y}\left\{\sqrt{(\beta_y + \beta_1)} + \sqrt{(\beta_y + \beta_2)}\right\}\right]$$

Phương trình 17

$\sqrt{\gamma} = \sqrt{(\beta_x + \beta_3)} + \sqrt{(\beta_x + \beta_4)}$ Phương trình 18

Ghi chú: β_1 và β_2 lấy các giá trị bằng $4/3\beta_y$ đối với cạnh liên tục hoặc bằng không (0) đối với cạnh không liên tục.

β_3 và β_4 lấy các giá trị bằng $4/3\beta_x$ đối với các cạnh liên tục và bằng không (0) đối với các cạnh không liên tục.

3.5.3.5 – Bản bị liên kết chống vênh góc và có đủ khả năng chịu xoắn: các điều kiện và quy tắc sử dụng phương trình 14 và 15

Các điều kiện sử dụng các phương trình đối với bản liên tục như sau.

a) Các tĩnh tải và hoạt tải đặc trưng đặt trên các ô bản kế cận nhau phải xấp xỉ với ô bản đang xét.

b) Nhịp các ô bản kế cận nhau theo hướng vuông góc với đường gối tựa chung phải xấp xỉ với nhịp của ô bản đang xét theo hướng đó.

Khi áp dụng các phương trình cho bản sàn bị liên kết (liên tục hay không liên tục), cần phải tuân thủ các quy tắc sau.

1) Các bản sàn theo mỗi hướng được chia thành các dải giữa và dải biên như trên hình 3.9, dải giữa bằng 3/4 bề rộng và mỗi dải biên bằng 1/8 bề rộng.

2) Mô men thiết kế lớn nhất được tính toán như đã nêu ở trên sẽ được dùng cho dải giữa và không thực hiện việc phân bố lại.

3) Cốt thép trên dải giữa được cấu tạo theo *3.12.10* (quy tắc đơn giản hóa về cắt thép).

4) Cốt thép trên dải biên, nằm song song với dải biên, không cần phải lớn hơn cốt thép tối thiểu đã nêu trong mục *3.12.5* (diện tích tối thiểu của cốt thép chịu kéo), cùng với các chỉ dẫn về xoắn nêu trong các mục 5), 6) và 7).

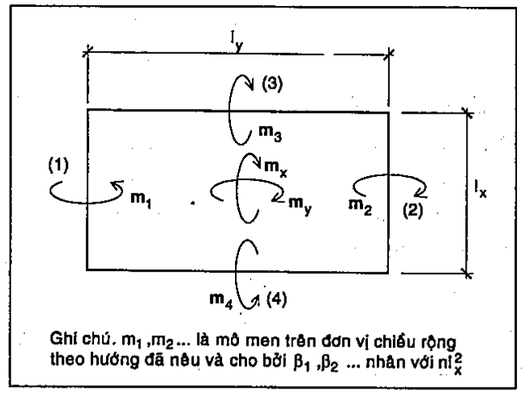
5) Cốt thép chịu xoắn được bố trí tại góc bất kỳ khi bản sàn kê trên gối tựa đơn trên cả hai cạnh tạo thành góc đó. Cốt thép này bao gồm cả cốt thép phía trên và cốt thép phía dưới, mỗi lớp cốt thép đặt song song với cạnh của bản sàn và kéo dài ra khỏi mép một khoảng tối thiểu bằng 1/5 chiều dài nhịp ngắn. Diện tích cốt thép ở một trong bốn lớp phải bằng 3/4 diện tích theo yêu cầu tính toán đối với mô men lớn nhất tại giữa nhịp sàn.

6) Cốt thép chịu xoắn bằng một nửa cốt thép được mô tả ở phần trên và được bố trí tại góc tạo bởi các cạnh mà trong đó chỉ có một cạnh của bản là liên tục.

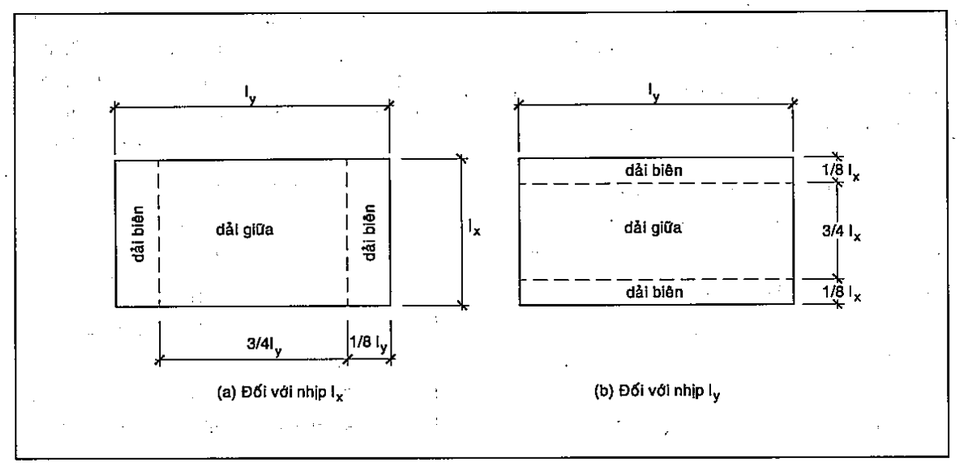
7) Cốt thép chịu xoắn không cần bố trí tại các góc tạo bởi các cạnh bản liên tục.

Bảng 3.13 – Hệ số mô men uốn đối với bản hai phương vuông góc với nhau, kê đơn giản trên 4 cạnh

l_y/l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,75	2,0
α_{sx}	0,062	0,074	0,084	0,093	0,099	0,104	0,113	0,118
α_{sy}	0,062	0,061	0,059	0,055	0,051	0,046	0,037	0,029



Hình 3.8. Giải thích các hệ số trong bảng 3.14.



Hình 3.9. Phân chia bản sàn thành các dải giữa và dải biên.

Bảng 3.14 – Hệ số mô men uốn đối với các ô bản chữ nhật kê trên 4 cạnh có khả năng chống xoắn tại các góc

Các dạng ô bản và mô men đang xét	Các hệ số nhịp ngắn, β_{sx} – Các giá trị l_y/l_x								Các hệ số nhịp dài, β_{sy}
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,75	2,0	
Ô bản sàn bên trong									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,031	0,037	0,042	0,046	0,050	0,053	0,059	0,063	0,032
Mô men dương tại giữa nhịp	0,024	0,028	0,032	0,035	0,037	0,040	0,044	0,048	0,024
Một cạnh ngắn không liên tục									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,039	0,044	0,048	0,052	0,055	0,058	0,063	0,067	0,037
Mô men dương tại giữa nhịp	0,029	0,033	0,036	0,039	0,041	0,043	0,047	0,050	0,028
Một cạnh dài không liên tục									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,039	0,049	0,056	0,062	0,068	0,073	0,082	0,089	0,037
Mô men dương tại giữa nhịp	0,030	0,036	0,042	0,047	0,051	0,055	0,062	0,067	0,028
Hai cạnh kề nhau không liên tục									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,047	0,056	0,063	0,069	0,074	0,078	0,087	0,093	0,045
Mô men dương tại giữa nhịp	0,036	0,042	0,047	0,051	0,055	0,059	0,065	0,070	0,034
Hai cạnh ngắn không liên tục									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,046	0,050	0,054	0,057	0,060	0,062	0,067	0,070	–
Mô men dương tại giữa nhịp	0,034	0,038	0,040	0,043	0,045	0,047	0,050	0,053	0,034
Hai cạnh dài không liên tục									
Mô men âm tại cạnh liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,045
Mô men dương tại giữa nhịp	0,034	0,046	0,056	0,065	0,072	0,078	0,091	0,100	0,034
Ba cạnh không liên tục (một cạnh dài liên tục)									
Mô men âm tại cạnh liên tục	0,057	0,065	0,071	0,076	0,081	0,084	0,092	0,098	–
Mô men dương tại giữa nhịp	0,043	0,048	0,053	0,057	0,060	0,063	0,069	0,074	0,044
Ba cạnh không liên tục (một cạnh ngắn liên tục)									
Mô men âm tại cạnh liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,058
Mô men dương tại giữa nhịp	0,042	0,054	0,063	0,071	0,078	0,084	0,096	0,105	0,044
Bốn cạnh không liên tục									
Mô men dương tại giữa nhịp	0,055	0,065	0,074	0,081	0,087	0,092	0,103	0,111	0,056

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.5.3.6 – Bản bị liên kết với các điều kiện không bằng nhau tại các ô bản kế cận

Trong một số trường hợp, mô men gối tựa tính theo bảng 3.14 đối với các ô bản kế cận nhau có sự khác nhau đáng kể. Để điều chỉnh các giá trị này, có thể áp dụng quy trình sau đây :

a) Tính toán tổng các mô men giữa nhịp và giá trị trung bình của các mô men gối tựa (bỏ qua dấu) cho mỗi ô bản sàn.

b) Xử lý các giá trị trong bảng 3.14 như là mô men đầu ngàm.

c) Phân bố các mô men đầu ngàm cắt qua các gối tựa theo độ cứng tương đối của các nhịp kế cận, tạo ra các mô men gối tựa mới.

d) Điều chỉnh mô men giữa nhịp cho mỗi ô bản sao cho khi chúng cộng với giá trị trung bình của các mô men gối tựa tính từ mục c) (bỏ qua dấu) có tổng bằng giá trị mô men tính theo mục a). Nếu đối với ô bản đã cho có mô men gối tựa tìm được lớn hơn đáng kể giá trị tính từ bảng 3.14, cốt thép đi qua gối tựa cần phải mở rộng ra ngoài điều khoản *3.12.10.3*. Quy trình phải thực hiện như sau.

e) Mô men nhịp lấy theo dạng parabolic giữa các gối tựa; giá trị lớn nhất của chúng tìm từ mục d).

f) Các điểm uốn ngược của mô men gối tựa mới (từ mục c) với mô men nhịp (từ mục e) được xác định.

g) Tại mỗi nửa đầu mút, cốt thép chịu kéo của gối tựa được kéo dài thêm ít nhất một khoảng bằng chiều cao tính toán hay 12 lần đường kính thanh thép tính từ điểm uốn ngược gần nhất.

h) Tại mỗi đầu mút, diện tích cốt thép toàn phần của cốt thép chịu kéo tại gối tựa phải kéo dài thêm một khoảng bằng một nửa khoảng cách tính theo mục g).

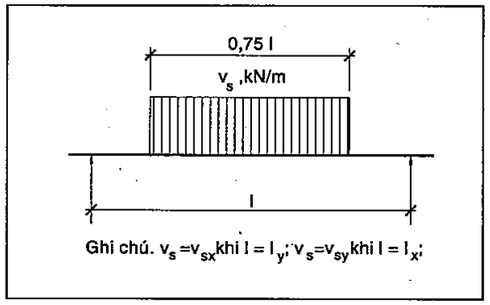
3.5.3.7 – Tải trọng trên dầm gối tựa

Tải trọng thiết kế trên dầm đỡ bản đặc hai phương vuông góc với nhau và tải trọng phân bố đều có thể xác định theo các phương trình sau đây:

$V_{sy} = \beta_{vy} n l_x$ Phương trình 19

$V_{sx} = \beta_{vx} n l_x$ Phương trình 20

Khi sử dụng mô men giới hạn thiết kế tại gối tựa với các giá trị rất khác nhau so với các giá trị tính theo bảng 3.14, cần phải điều chỉnh các giá trị trong bảng 3.15. Sự phân bố giả định tải trọng trên dầm đỡ được mô tả trên hình 3.10.



Hình 3.10. Phân bố tải trọng trên dầm đỡ bản hai phương

3.5.4 – Mô men kháng của bản đặc

Mô men kháng giới hạn theo thiết kế của tiết diện bản đặc có thể xác định theo các phương pháp nêu trong mục *3.4.4* đối với dầm.

3.5.5 – Khả năng chịu cắt của bản đặc

3.5.5.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây áp dụng cho các nội dung của mục *3.5.5*.

A_{sv} diện tích cốt đai chịu cắt trong vùng.

A_{sb} diện tích cốt xiên trong vùng.

b bề rộng bản sàn đang xét.

d chiều cao tính toán hoặc chiều cao tính toán trung bình của bản sàn.

f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt thép chịu cắt, lấy không lớn hơn 460N/mm^2.

v ứng suất cắt danh nghĩa theo thiết kế.

v_c ứng suất cắt giới hạn theo thiết kế, lấy theo bảng 3.9.

V lực cắt sinh ra do tải trọng giới hạn thiết kế hoặc giá trị giới hạn thiết kế của tải trọng tập trung.

α góc giữa cốt thép chịu cắt và mặt phẳng sàn.

s_b khoảng cách các cốt xiên (xem hình 3.4).

s_v khoảng cách các cốt đai.

3.5.5.2 – Ứng suất cắt

Ứng suất cắt thiết kế v tại tiết diện bất kỳ được tính toán theo phương trình 21.

$$v = \frac{V}{bd}$$ Phương trình 21

Trong mọi trường hợp, v không được lớn hơn $0{,}8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 5N/mm^2 (chọn giá trị nhỏ hơn), ngay cả khi có bố trí cốt thép chịu cắt.

3.5.5.3 – Cốt thép chịu cắt

Các chỉ dẫn về cốt thép chịu cắt trong bản đặc được nêu trong bảng 3.16.

3.5.6 – Lực cắt trong bản đặc dưới tác dụng của tải trọng tập trung

Có thể áp dụng các điều khoản trong mục *3.7.7*.

3.5.7 – Độ võng

Độ võng có thể tính toán và so sánh với các yêu cầu sử dụng nêu trong chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985, tuy nhiên trong các trường hợp thông thường, độ võng sẽ đảm bảo nếu hạn chế tỷ lệ nhịp / chiều cao tính toán. Các tỷ lệ thích hợp có thể lấy theo bảng 3.9 và thay đổi bằng bảng 3.10. Chỉ các điều kiện tại giữa nhịp theo bề rộng bản đang xét là có ảnh hưởng đến độ võng.

Tỷ lệ đối với bản hai phương dựa trên cơ sở nhịp ngắn.

Bảng 3.15 – Hệ số lực cắt đối với ô bản chữ nhật chất tải phân bố đều, kê trên 4 cạnh và có khả năng chống xoắn tại các góc

Các dạng ô bản và vị trí	β_{vx} đối với các giá trị l_y/l_x								β_{vy}
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,75	2,00	
Bốn cạnh liên tục									
Cạnh liên tục	0,33	0,36	0,39	0,41	0,43	0,45	0,48	0,50	0,33
Một cạnh ngắn không liên tục									
Cạnh liên tục	0,36	0,39	0,42	0,44	0,45	0,47	0,50	0,52	0,36
Cạnh không liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,24
Một cạnh dài không liên tục									
Cạnh liên tục	0,36	0,40	0,44	0,47	0,49	0,51	0,55	0,59	0,36
Cạnh không liên tục	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,34	0,36	0,38	–
Hai cạnh kề nhau không liên tục									
Cạnh liên tục	0,40	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54	0,57	0,60	0,40
Cạnh không liên tục	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,38	0,40	0,26
Hai cạnh ngắn không liên tục									
Cạnh liên tục	0,40	0,43	0,45	0,47	0,48	0,49	0,52	0,54	–
Cạnh không liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,26
Hai cạnh dài không liên tục									
Cạnh liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,40
Cạnh không liên tục	0,26	0,30	0,33	0,36	0,38	0,40	0,44	0,47	–
Ba cạnh không liên tục (một cạnh dài liên tục)									
Cạnh liên tục	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	–
Cạnh không liên tục	0,30	0,32	0,34	0,35	0,36	0,37	0,39	0,41	0,29
Ba cạnh không liên tục (một cạnh ngắn liên tục)									
Cạnh liên tục	–	–	–	–	–	–	–	–	0,45
Cạnh không liên tục	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,30
Bốn cạnh không liên tục									
Cạnh không liên tục	0,33	0,36	0,39	0,41	0,43	0,45	0,48	0,50	0,33

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 3.16 – Hình thức và diện tích cốt thép chịu cắt trong bản đặc

Giá trị v, N/mm^2	Hình thức cốt thép chịu cắt	Diện tích cốt thép chịu cắt
$v < v_c$	Không yêu cầu	Không
$v_c < v < (v_c + 0,4)$	Cốt đai tối thiểu tính theo diện tích khi $v > v_c$	$A_{sv} \geq 0,4bs_v/0,95f_{yv}$
$(v_c + 0,4) < v < 0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 5N/mm^2	Cốt đai và/ hoặc cốt xiên phối hợp (nhưng khoảng cách cốt đai hoặc cốt xiên không được nhỏ hơn d)	Khi chỉ bố trí cốt đai : $A_{sv} \geq bs_v(v - v_c)/0,95f_{yv}$ Khi chỉ bố trí cốt xiên : $A_{sv} \geq bs_b(v - v_c)/\{0,95f_{yv}(\cos\alpha + \sin\alpha \times \cot\beta)\}$ (xem *3.4.5.7*)

Ghi chú 1. Trong các bản sàn có chiều dày bé hơn 200mm, khó có thể uốn và định vị cốt thép chịu cắt nhằm đảm bảo tính hiệu quả của chúng. Vì vậy, việc sử dụng cốt thép chịu cắt trong các bản đó sẽ không thích hợp.
Ghi chú 2. Sự tăng cường độ bền cắt thiết kế ở gần gối tựa được mô tả trong *3.4.5.8, 3.4.5.9* và *3.4.5.10* có thể áp dụng cho bản đặc.

3.5.8 – Khống chế vết nứt

Trong trường hợp tổng quát, các quy tắc về khoảng cách cốt thép nêu trong mục *3.12.11* là biện pháp tốt nhất để khống chế vết nứt sinh ra trong bản sàn khi chịu uốn. Tuy nhiên, trong một số trường hợp, việc tính toán bề rộng vết nứt có thể có lợi hơn (xem chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

3.6 – BẢN CÓ SƯỜN (VỚI CÁC KHỐI ĐẶC HAY KHỐI RỖNG HOẶC LỖ TRỐNG)

3.6.1 – Khái quát

3.6.1.1 – Chỉ dẫn

Thuật ngữ "bản có sườn" trong mục này tuỳ thuộc vào bản sàn được thi công tại chỗ theo một trong những cách sau đây.

a) Khi lớp mặt được xem như một bộ phận đóng góp vào độ bền kết cấu (xem bảng 3.17 về chiều dày tối thiểu):
   1) các sườn bê tông đổ tại chỗ giữa các khối mà chúng là một bộ phận của kết cấu hoàn chỉnh; phía trên sườn nối với nhau bởi lớp mặt bằng bê tông có cùng độ bền với bê tông sườn;
   2) các sườn bê tông với lớp mặt đúc trong các khuôn, sau đó có thể dỡ bỏ khuôn sau khi bê tông đã đông cứng;
   3) với bề mặt phía trên và phía dưới liên tục, nhưng có các lỗ trống hình chữ nhật, hình ô van hoặc các hình khác.
b) Khi lớp mặt không được coi là một bộ phận đóng góp vào độ bền kết cấu : các sườn bê tông đổ tại chỗ giữa các khối mà chúng là một bộ phận của kết cấu hoàn chỉnh; phía trên sườn nối với nhau bởi lớp mặt bằng bê tông (không nhất thiết phải có cùng độ bền với bê tông sườn).

Bảng 3.17 – Chiều dày tối thiểu của lớp mặt chịu lực

Dạng bản	Chiều dày tối thiểu của lớp mặt, mm
Bản với các khối cố định mô tả trong 3.6.1.1 a1 và 3.6.1.2 a) Khoảng cách thông thuỷ giữa các sườn không lớn hơn 500mm, nối bằng xi măng : vữa cát không nhỏ hơn 1:3 hoặc 11N/mm^2. b) Khoảng cách thông thuỷ giữa các sườn không lớn hơn 500mm, không nối bằng xi măng : vữa cát. c) Các loại bản sàn khác với các khối cố định	25 30 40 hoặc bằng 1/10 khoảng cách thông thuỷ giữa các sườn (chọn giá trị lớn hơn).
Tất cả các loại bản sàn không có các khối cố định Như mô tả trong mục *3.6.1.1a2* và *3*	50 hoặc 1/10 khoảng cách thông thuỷ giữa các sườn (chọn giá trị lớn hơn).

3.6.1.2 – Khối rỗng hoặc khối đặc và khuôn

Khối rỗng hoặc khối đặc và khuôn có thể bằng vật liệu thích hợp, nhưng khi có yêu cầu đóng góp vào độ bền kết cấu, chúng phải :

a) chế tạo bằng bê tông hay đất sét nung[1];
b) có độ bền đặc trưng ít nhất bằng 14N/mm^2, tính theo tiết diện nguyên, trong đó lực dọc trục tác dụng theo phương ứng suất nén trong bản sàn;
c) khi chế tạo gạch đất nung bằng lửa, đất sét hay đá phiến sét phải phù hợp với BS 3921.

3.6.1.3 – Khoảng cách và kích thước sườn

Khoảng cách giữa các sườn (tính từ tim đến tim) không được lớn hơn 1,5m và chiều cao của sườn (không bao gồm lớp mặt) không được lớn hơn 4 lần bề rộng của chúng. Bề rộng tối thiểu của sườn được xác định bởi bề dày lớp bảo vệ, khoảng cách cốt thép và yêu cầu chống cháy.

3.6.1.4 – Gối tựa biên không chịu lực

Khi một cạnh của bản sàn gối vào tường hoặc đặt trên dầm song song với các sườn, cạnh đó phải được gia cường bằng hình thức sườn có bề rộng bằng bề rộng gối tựa.

3.6.1.5 – Chiều dày của lớp mặt dùng để đóng góp vào độ bền kết cấu

Chiều dày của lớp mặt sau khi có các sai số bất kỳ phải không được nhỏ hơn các giá trị nêu trong bảng 3.17.

3.6.1.6 – Bản sàn với khối rỗng và lớp mặt không dùng để đóng góp vào độ bền kết cấu

Khi sàn được cấu tạo theo mục b) của bảng 3.17, các khối phải phù hợp với mục *3.6.1.2*. Hơn nữa, chiều dày của vật liệu khối phía trên các lỗ rỗng không được nhỏ hơn 20mm hoặc không nhỏ hơn 1/10 kích thước lỗ rỗng đo theo chiều ngang với các sườn. Chiều dày tổng cộng của khối và lớp mặt (nếu có) không được nhỏ hơn 1/5 khoảng cách giữa các sườn.

[1] Kiểu như sàn gạch bông ở Việt Nam – (ND).

3.6.2 – Phân tích kết cấu

Mô men và các nội lực sinh ra do tải trọng giới hạn thiết kế tác dụng lên bản sàn liên tục có thể tính theo các phương pháp bất kỳ đã nêu trong mục *3.5.2* đối với bản đặc. Bản có sườn theo hai phương được thiết kế như bản hai phương theo mục *3.5.3* hoặc như bản phẳng theo mục *3.7* nếu thấy phượng pháp nào thích hợp hơn.

Nếu không thể bố trí đủ cốt thép để chịu toàn bộ mô men gối tựa theo thiết kế thì bản sàn có thể thiết kế theo một loạt các nhịp kê trên các gối tựa đơn. Nếu thực hiện theo cách này, phải bố trí đủ cốt thép qua gối tựa để khống chế vết nứt. Kiến nghị : các cốt thép này có diện tích không ít hơn 25% diện tích cốt thép ở giữa các nhịp liền kề và kéo dài thêm vào các nhịp liền kề một khoảng không ít hơn 15% kích thước nhịp.

3.6.3 – Khả năng chịu mô men thiết kế

Các điều khoản nêu trong mục *3.4.4* có thể sử dụng để xác định khả năng chịu mô men giới hạn thiết kế của dầm. Khi phân tích tiết diện, ứng suất trong các khối đất sét nung hoặc các khối đặc nằm trong vùng nén có thể lấy bằng 0,25 lần độ bền xác định theo mục *3.6.1.2b*; tuy nhiên, nếu chứng minh được rằng có ít hơn 5% các khối có độ bền thấp hơn độ bền nén được chỉ định, ứng suất có thể lấy bằng 0,3 lần độ bền đó.

3.6.4 – Lực cắt

3.6.4.1 – Kết cấu sàn phẳng

Có thể sử dụng phương pháp nêu trong mục *3.7.6* nếu thiết kế thừa nhận phương pháp này. Khi chu vi tới hạn (xem *1.3.3.1*) cắt qua sườn bất kỳ, phải thiết kế các sườn để chịu lực cắt tính toán theo thiết kế với tỷ lệ bằng nhau. Cốt đai chịu cắt trong các sườn phải liên tục vào vùng đặc trên một khoảng ít nhất bằng d.

3.6.4.2 – Sàn một hay hai phương

Ứng suất cắt thiết kế v được tính toán từ phương trình 22 :

$$v = \frac{V}{b_v d} \qquad \text{Phương trình 22}$$

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

trong đó :

V lực cắt thiết kế do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra trên bề rộng bản sàn bằng khoảng cách tính từ tim đến tim sườn.

b_v bề rộng trung bình của sườn.

d chiều cao tính toán.

3.6.4.3 – Lực cắt góp thêm bởi các khối rỗng

Trong phương trình 22, b_v có thể tăng lên bằng chiều dày thành của khối về một phía sườn.

3.6.4.4 – Lực cắt góp thêm từ các khối đặc

Khi các khối thỏa mãn **3.6.1.2**, b_v trong phương trình 22 có thể tăng lên bằng 1/2 chiều cao sườn về mỗi phía của sườn.

3.6.4.5 – Lực cắt góp thêm bởi mối nối giữa các cấu kiện đúc sẵn hẹp

Trong phương trình 22, b_v có thể tăng lên bằng bề rộng của mối nối bằng vữa hay bê tông.

3.6.4.6 – Ứng suất cắt thiết kế lớn nhất

Trong mọi trường hợp, v không được lớn hơn $0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc $5N/mm^2$, chọn giá trị nhỏ hơn (giá trị này bao gồm γ_m =1,25).

3.6.4.7 – Diện tích cốt thép chịu cắt trong khối rỗng có sườn hoặc bản sàn trống

Khi $v < v_c$ (trong đó v_c tính theo bảng 3.8), không cần bố trí cốt thép chịu cắt. Khi $v \geq v_c$, phải bố trí cốt thép chịu cắt phù hợp với bảng 3.16.

3.6.5 – Độ võng trong kết cấu có sườn, khối rỗng hoặc có lỗ trống nói chung

3.6.5.1 – Khái quát

Đối với bản sàn một phương, phải kiểm tra tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán theo mục *3.4.6*, ngoại trừ trường hợp bề rộng sườn bao gồm thành của các khối ở cả hai phía của sườn. Đối với bản sàn hai phương nằm trên các tường hoặc dầm, việc kiểm tra được tiến hành theo nhịp ngắn hơn. Khi đó, bản sàn được thiết kế như bản sàn phẳng và áp dụng các điều khoản của mục *3.7.8*.

3.6.5.2 – Bề rộng sườn của sàn có lỗ trống hoặc sàn hộp hay cấu kiện có tiết diện chữ I

Từ các tỷ lệ cơ bản trong bảng 3.9, có thể tính toán giá trị b_v khi thừa nhận tất cả các vật liệu nằm phía dưới của cánh phía trên thuộc cấu kiện tập trung ở sườn chữ nhật có cùng một diện tích và chiều cao tiết diện.

3.6.6 – Bố trí cốt thép

3.6.6.1 – Cắt các thanh thép

Cắt cốt thép phải phù hợp với mục *3.12.9*. Tuy nhiên, có thể sử dụng các quy tắc đơn giản hóa thích hợp đã nêu trong mục *3.12.10*.

3.6.6.2 – Cốt thép lớp mặt của bản sàn có sườn hoặc bản sàn có khối rỗng

Có thể xét đến việc bố trí một lớp lưới thép hàn có diện tích tiết diện ngang không nhỏ hơn 0,12% diện tích lớp mặt theo mỗi hướng; khoảng cách giữa các sợi thép không được lớn hơn một nửa khoảng cách từ tim đến tim của các sườn.

3.6.6.3 – Cốt thép đai trong sườn

Khi thỏa mãn các yêu cầu về hình học theo mục *3.6.1.3*, các sườn bố trí cốt thép với thanh thép đơn và sườn trong sàn sườn ô cờ không cần phải có cốt thép đai trừ khi bắt buộc phải bố trí thép theo lực cắt hoặc các yêu cầu chống cháy. Tuy nhiên, có thể bố trí cốt đai với mục đích đảm bảo bề rộng sườn hoặc chiều dày lớp bảo vệ cho các thanh thép.

Khi trong sườn có bố trí từ hai thanh thép trở lên, có thể sử dụng cốt thép đai với khoảng cách thông thường, ngoại trừ trong các sàn sườn ô cờ, nhằm đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ cho cốt thép. Khoảng cách các cốt đai thông thường có thể lấy bằng 1m đến 1,5m phụ thuộc vào kích cỡ của thanh thép chủ.

Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép đai phải thỏa mãn các yêu cầu về độ bền lâu đã nêu trong bảng 3.4, nhưng không nhất thiết phải thỏa mãn các yêu cầu về chống cháy đã nêu trong bảng 3.5 như đối với các thanh thép chủ.

3.7 – SÀN PHẲNG

Ghi chú: Xem định nghĩa sàn phẳng trong mục *1.3.2.1*.

3.7.1 – Bố trí cốt thép

3.7.1.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho các nội dung của mục *3.7*.

a_v khoảng cách từ cạnh của vùng chất tải đến chu vi đang xét.

A_{sv} diện tích cốt thép chịu cắt.

b_c bề rộng dải truyền mô men tính toán (xem hình 3.13).

C_x C_y kích thước cột trên mặt phẳng.

d_h chiều cao của mũ.

F tổng tải trọng giới hạn thiết kế trên toàn bộ diện tích ô bản sàn giữa các đường tim các nhịp kế cận nhau ($=1,4G_k+1,6Q_k$).

f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt thép chịu cắt.

h_c đường kính tính toán của cột hay mũ cột.

l cho trong bảng 3.12, có thể lấy bằng toàn bộ chiều dài theo hướng nhịp.

l_1 chiều dài ô bản sàn song song với nhịp, tính từ tim đến tim các cột.

l_2 chiều rộng ô bản sàn, tính từ tim đến tim các cột l_h.

l_c kích thước cột đo theo hướng giống như hướng đo l_h.

l_h kích thước tính toán của mũ.

l_x nhịp ngắn của ô bản sàn bản phẳng.

l_y nhịp dài của ô bản sàn bản phẳng.

M_t mô men thiết kế truyền giữa sàn và cột.

n tải trọng giới hạn thiết kế trên đơn vị diện tích ($=1,4G_k+1,6Q_k$).

u chiều dài tính toán chu vi ngoài cùng của vùng.

u_o chiều dài tính toán chu vi vùng chất tải.

v ứng suất cắt thiết kế

v_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông.

V giá trị giới hạn thiết kế của tải trọng tập trung.

V_t lực cắt thiết kế truyền cho cột.

V_{eff} lực cắt tính toán theo thiết kế bao gồm sai số khi truyền mô men.

x kích thước chu vi thiết kế song song với trục uốn.

α góc giữa cốt thép chịu cắt và mặt phẳng bản sàn.

3.7.1.2 – Thiết kế

Các điều khoản được nêu trong mục này dành cho thiết kế bản phẳng gối trên các cột bố trí theo lưới chữ nhật và sử dụng phương pháp khung tương đương, trong đó tỷ lệ nhịp dài so với nhịp ngắn không lớn hơn 2. Các phương pháp thiết kế thích hợp khác có thể áp dụng; lấy ví dụ, thiết kế theo phương pháp được nêu trong mục *3.5.1.2* hoặc phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn. Các điều khoản khác về bản sàn sườn ô cờ hoặc bản sàn có các ô trần lõm được nêu trong mục *3.6*.

3.7.1.3 – Mũ cột

Theo nội dung của mục *3.7*, các kích thước mũ cột có thể xem như kích thước tính toán và được giới hạn theo chiều cao của phần mũ.

Theo hướng bất kỳ, kích thước tính toán của mũ cột l_h có thể lấy theo kích thước nhỏ hơn của kích thước thực l_{ho} hay $l_{h\,max}$ (tính theo mm) tính theo phương trình :

$$l_{h\,max} = l_c + 2(d_h - 40) \qquad \text{Phương trình 23}$$

Đối với mũ hình côn, kích thước thực l_{ho} được đo từ vị trí thấp hơn phía dưới bản sàn một khoảng bằng 40mm (xem hình 3.11).

3.7.1.4 – Đường kính tính toán của cột và mũ cột

Đường kính tính toán của cột và mũ cột là đường kính của hình tròn có diện tích bằng diện tích tiết diện ngang của cột, hoặc diện tích mũ cột trên cơ sở các kích thước tính toán xác định theo *3.7.1.3* nếu có mũ cột. Trong mọi trường hợp, phải lấy h_c lớn hơn 1/4 kích thước nhịp ngắn nhất hợp với cột tạo thành khung.

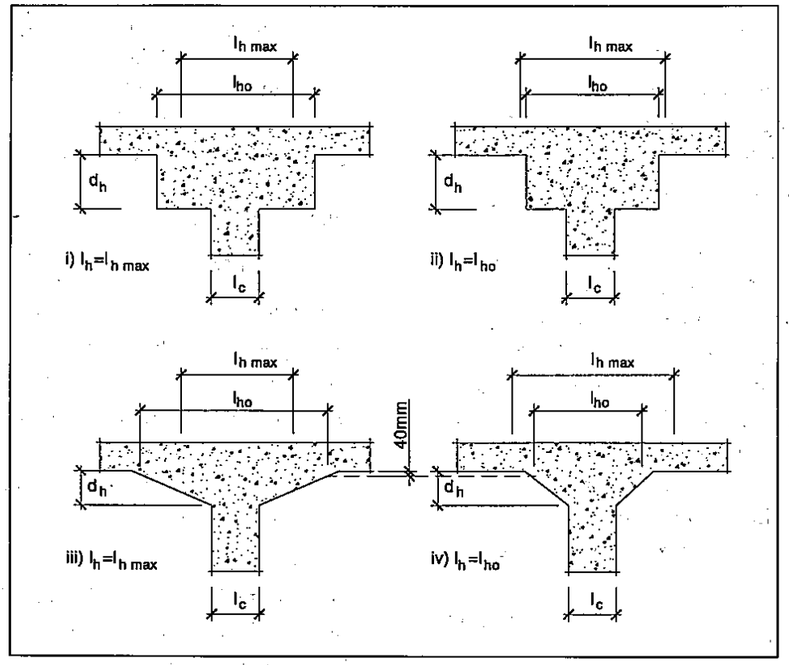
3.7.1.5 – Bản mũ cột

Theo nội dung của mục *3.7*, bản mũ cột chỉ có thể xem như ảnh hưởng đến phân bố mô men trong phạm vi bản sàn, trong đó kích thước cạnh nhỏ của bản mũ ít nhất bằng 1/3 kích thước cạnh nhỏ của các ô bản sàn bao quanh. Bản mũ cột nhỏ hơn có thể đưa vào tính toán nếu có sự đánh giá khả năng chịu cắt thủng.

3.7.1.6 – Chiều dày ô bản sàn

Chiều dày bản sàn nói chung phải được kiểm tra theo độ võng (xem *3.7.8*). Trong mọi trường hợp, chiều dày của bản sàn không được nhỏ hơn 125mm. Mục *3.6.1* có đưa ra các giới hạn áp dụng cho các bản sàn sườn ô cờ hoặc ô lõm.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 3.11. Các kiểu mũ cột

3.7.2 – Phân tích kết cấu bản phẳng

3.7.2.1 – Khái quát

Về nguyên tắc, có thể phân tích bản phẳng để xác định mô men và lực cắt sinh ra tại mỗi tiết diện do cách bố trí tải trọng thiết kế bất lợi nhất. Thông thường, từ phân tích kết cấu dưới tác dụng của trường hợp chất tải đơn của tải trọng thiết kế lớn nhất đồng thời trên tất cả các nhịp và ô bản sàn theo các điều kiện đã nêu trong *3.5.2.3* là có thể tìm được các giá trị mô men và lực cắt trong phạm vi hệ thống các ô bản phẳng.

Khi việc phân tích các trường hợp chất tải đơn của tải trọng thiết kế lớn nhất trên tất cả các nhịp không thích hợp, có thể xét đến phương án bố trí tải trọng theo *3.2.1.2.2*.

3.7.2.2 – Phân tích

Trong khi chưa có các phương pháp chặt chẽ hơn, bản sàn phẳng bao gồm một loạt các ô bản chữ nhật có thể chia thành một loạt các khung và được phân tích theo nội dung các mục từ *3.7.2.3* đến *3.7.2.10*.

3.7.2.3 – Phân chia các kết cấu bản sàn phẳng thành các khung

Các kết cấu theo phương dọc và phương ngang có thể chia thành các khung bao gồm các cột và dải bản sàn. Bề rộng bản sàn dùng để xác định độ cứng tính toán của bản sàn phụ thuộc vào tỷ lệ biểu kiến của các ô bản sàn và dạng chất tải. Trong trường hợp tải trọng thẳng đứng, độ cứng của các ô bản sàn chữ nhật có thể xác định bằng cách đưa vào tính toán toàn bộ bề rộng của ô bản sàn. Đối với trường hợp tải trọng ngang, lấy một nửa giá trị trên là phù hợp hơn cả.

3.7.2.4 – Các phương pháp phân tích khung

Mỗi khung có thể phân tích bằng phương pháp Hardy Cross hay các phương pháp đàn hồi phù hợp khác. Khi chỉ có tải trọng đứng, mỗi dải sàn hay mái có thể phân tích theo các khung riêng rẽ với các cột phía trên và phía dưới bị ngàm ở vị trí và hướng tại đầu xa nhất của chúng hoặc có thể sử dụng khung phụ đơn giản hóa như đã mô tả trong mục *3.2.1.2.3*. Trong trường hợp khác, việc phân tích phải được thực hiện theo các tải trọng giới hạn thiết kế thích hợp trên mỗi nhịp tính cho

dải bản sàn có bề rộng bằng khoảng cách giữa các trục tim ô bản sàn về mỗi phía của các cột.

3.7.2.5 – Độ cứng của khung

Mô men quán tính[1] tiết diện bất kỳ của bản hay cột được dùng để tính toán độ cứng tương đối của cấu kiện có thể thừa nhận là mô men quán tính của tiết diện bê tông.

3.7.2.6 – Giới hạn mô men âm thiết kế

Các mô men âm lớn hơn mô men tại vị trí cách trục cột một khoảng lớn hơn $h_c/2$ có thể bỏ qua khi tính tổng mô men dương thiết kế lớn nhất và giá trị trung bình của mô men âm thiết kế tại một nhịp bất kỳ trong bản đối với bề rộng đang xét không được nhỏ hơn :

$$\frac{nl_2}{8}\left(l_1-\frac{2h_c}{3}\right)^2$$

Khi không thỏa mãn điều kiện nêu trên, phải tăng thêm mô men âm thiết kế.

3.7.2.7 – Phương pháp đơn giản hóa để xác định mô men

Đối với bản sàn phẳng, trong đó ổn định ngang của chúng không phụ thuộc vào liên kết sàn – cột, có thể dùng bảng 3.12 theo các điều khoản sau đây :

a) thiết kế dựa trên trường hợp chất tải đơn trên toàn bộ các nhịp có chất tải với tải trọng giới hạn thiết kế lớn nhất (nghĩa là thỏa mãn các điều kiện nêu trong *3.5.2.3*);
b) có ít nhất 3 hàng ô bản sàn với nhịp xấp xỉ bằng nhau theo hướng đang xét;
c) để xác định l và F, xem mục *3.7.1.1*;
d) mô men tại các gối tựa lấy thec bảng 3.12 có thể giảm $0{,}15Fh_c$; và
e) không cần kiểm tra giới hạn đã nêu trong mục *3.7.2.6*. Sai số khi thiết lập các hệ số trong bảng 3.12 bằng 20% giá trị mô men phân phối lại theo *3.5.2.3*.

3.7.2.8 – Phân chia các ô bản sàn (ngoại trừ trường hợp trong vùng cột biên hay cột góc)

Các ô bản sàn phẳng có thể phân chia thành các dải cột và dải nhịp (xem hình 3.12). Khi đánh giá

[1] Tiếng Anh : "The second moment of area" – (ND).

bề rộng của dải cột và dải nhịp, có thể bỏ qua bản mũ cột nếu kích thước của chúng nhỏ hơn 1/3 kích thước cạnh ngắn của ô bản sàn.

3.7.2.9 – Dải cột giữa các ô bản sàn không giống nhau

Khi gối tựa chung cho các ô bản sàn với kích thước mà các dải trên một ô bản sàn này lại không tương xứng với dải trên ô bản sàn khác, việc phân chia các ô bản sàn trên một vùng có gối tựa chung được tiến hành theo tính toán với ô bản sàn cho dải cột rộng hơn.

3.7.2.10 – Phân chia mô men giữa dải cột và dải giữa

Mô men thiết kế được xác định theo tính toán các khung liên tục hoặc theo bảng 3.12 trên cơ sở phân chia cho dải cột và dải giữa theo tỷ lệ cho trong bảng 3.18.

Bảng 3.18 – Phân phối mô men thiết kế trong các ô bản sàn phẳng

Mô men thiết kế	Tỷ lệ (%) phân chia tổng mômen âm và dương thiết kế giữa dải cột và dải nhịp	
	Dải cột, %	Dải giữa, %
Âm	75	25
Dương	55	45
Ghi chú. Đối với trường hợp bề rộng của dải cột lấy bằng bề rộng của bản mũ cột và do đó bề rộng dải giữa tăng lên, mô men thiết kế cho dải giữa phải tăng lên theo tỷ lệ tăng bề rộng của chúng. Mô men thiết kế cho dải cột giảm theo tính toán sao cho tổng mô men dương và tổng mô men âm thiết kế cho dải cột và dải giữa không thay đổi.		

3.7.3 – Thiết kế các ô bản sàn bên trong

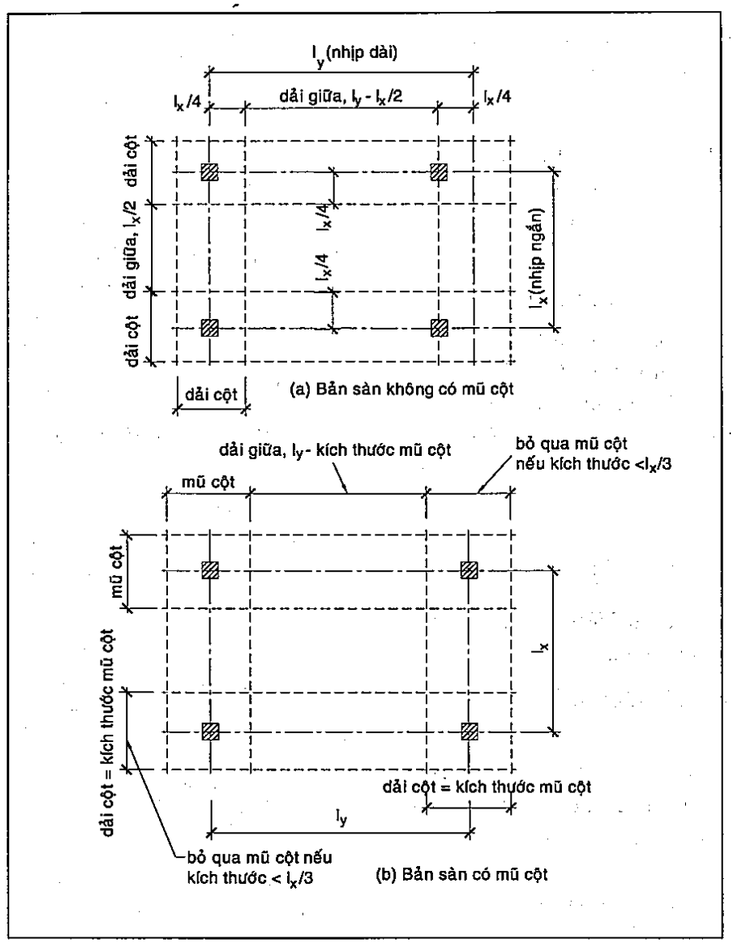
3.7.3.1 – Dải cột và dải giữa

Các dải cột và dải giữa được thiết kế để chịu các mô men thiết kế xác định theo *3.7.2*. Trong trường hợp tổng quát, 2/3 lượng cốt thép theo yêu cầu tính toán để chịu mô men âm thiết kế ở dải cột được bố trí trên bề rộng bằng một nửa bề rộng của dải cột và có trục ở tim trục cột.

3.7.3.2 – Cắt cốt thép

Cắt cốt thép phải tuân theo các quy định nêu trong mục *3.12.9*, nhưng có thể sử dụng các quy tắc đơn giản hóa nêu trong mục *3.12.10* nếu thấy phù hợp.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 3.12. *Phân chia các ô bản sàn phẳng.*

3.7.4 – Thiết kế các ô bản sàn ngoài biên

3.7.4.1 – Mô men dương thiết kế trong nhịp và mô men âm thiết kế trên các cạnh phía trong

Các mô men thiết kế này được phân chia và thiết kế chính xác như đối với các ô bản sàn phía bên trong, có cùng các dải cột và dải giữa như đối với các ô bản sàn bên trong.

3.7.4.2 – Khả năng truyền mô men thiết kế giữa bản sàn và các cột biên hay cột góc

Trong trường hợp tổng quát, các mô men chỉ có khả năng truyền giữa bản sàn và cột biên hay cột góc bởi dải cột hẹp hơn so với các ô bản sàn bên trong. Bề rộng b_e của dải này đối với các trường hợp điển hình khác nhau được minh họa trên hình 3.13. Giá trị b_e không được lấy lớn hơn bề rộng dải cột tương ứng đối với ô bản sàn bên trong.

Mô men thiết kế lớn nhất $M_{t\,max}$ có thể truyền cho cột bởi dải này :

$$M_{t\,max} = 0{,}15\, b_e d^2 f_{cu} \qquad \text{Phương trình 24}$$

trong đó

d chiều cao tính toán đối với cốt thép phía trên của dải cột;

$M_{t\,max}$ không được nhỏ hơn 1/2 mô men thiết kế xác định từ phân tích khung tương đương hoặc 70% mô men thiết kế nếu sử dụng phân tích theo phương pháp sai phân hay phần tử hữu hạn. Nếu giá trị $M_{t\,max}$ theo tính toán nhỏ hơn giá trị này thì phải thay đổi cách bố trí kết cấu.

3.7.4.3 – Giới hạn truyền mô men

Khi phân tích kết cấu chứng tỏ mô men thiết kế của cột lớn hơn $M_{t\,max}$, mô men thiết kế cạnh biên của bản sàn phải giảm xuống bằng giá trị không lớn hơn $M_{t\,max}$ và mô men dương thiết kế trong nhịp cũng phải điều chỉnh theo. Trong trường hợp này, phải xem xét lại các giới hạn phân phối lại mô men và chiều cao trục trung hòa. Các mô men lớn hơn $M_{t\,max}$ chỉ có thể truyền cho cột nếu dầm biên hoặc dải bản sàn dọc theo cạnh biên tự do có bố trí cốt thép theo mục *2.4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 và truyền mô men phụ thêm vào cột bằng mô men xoắn. Khi không có dầm biên, bề rộng của bản sàn có thể đánh giá theo các nguyên tắc được minh họa trên hình 3.13.

3.7.4.4 – Mô men âm tại cạnh biên tự do

Cốt thép cho mô men âm thiết kế (khác với mô men trong dải cột) chỉ cần thiết khi mô men xuất hiện do chất tải trên phần mở rộng bất kỳ của bản sàn nằm ngoài các trục tim cột. Tuy nhiên, phải bố trí cốt thép phía trên ít nhất bằng cốt thép tối thiểu xác định trong mục *3.12.5* và kéo dài thêm vào trong nhịp một khoảng ít nhất bằng 0,15l hoặc bằng chiều dài neo (chọn giá trị lớn hơn).

3.7.4.5 – Các ô bản sàn có dầm biên hoặc tường

Khi bản sàn gối trên dầm biên với chiều cao tính toán lớn hơn 1,5 lần chiều dày của bản hoặc bản kê trên tường :

a) tổng tải trọng thiết kế do dầm hoặc tường chịu sẽ bao gồm tải trọng tác dụng trực tiếp lên dầm hay tường cộng thêm tải trọng phân bố đều bằng 1/4 tổng tải trọng thiết kế trên ô bản sàn; và

b) mô men thiết kế của nửa dải cột kế cận với các dầm hoặc tường phải bằng 1/4 mô men thiết kế xác định theo *3.7.2*.

3.7.5 – Lỗ trong các panen

3.7.5.1 – Khái quát

Ngoại trừ các lỗ tuân theo các mục *3.7.5.2*, *3.7.5.3* và *3.7.5.4*, phải viền lỗ bằng các khung dầm trên tất cả các cạnh nhằm đỡ và truyền tải lên cột. Không được mở lỗ phía trên mũ cột.

3.7.5.2 – Các lỗ trên vùng bao bởi các dải cột

Các lỗ trên vùng bao bởi các dải cột có thể hình thành như sau :

a) kích thước lớn nhất của chúng theo phương song song với đường trục của ô bản không được lớn hơn 0,4l; và

b) các mô men âm thiết kế tổng cộng và mô men dương thiết kế tổng cộng cho trong mục *3.7.2* được phân bố lại giữa các kết cấu còn lại nhằm đáp ứng các điều kiện đã thay đổi.

3.7.5.3 – Các lỗ trên vùng chung của hai dải cột

Các lỗ nằm trên vùng chung của hai dải cột có thể hình thành như sau :

a) tổng chiều dài hay chiều rộng của chúng không được lớn hơn 1/10 bề rộng của dải cột;

b) các tiết diện giảm yếu có khả năng chịu được mô men tương ứng nêu trong *3.7.2*; và

c) chu vi dùng cho tính toán ứng suất cắt thiết kế bị giảm xuống nếu phù hợp.

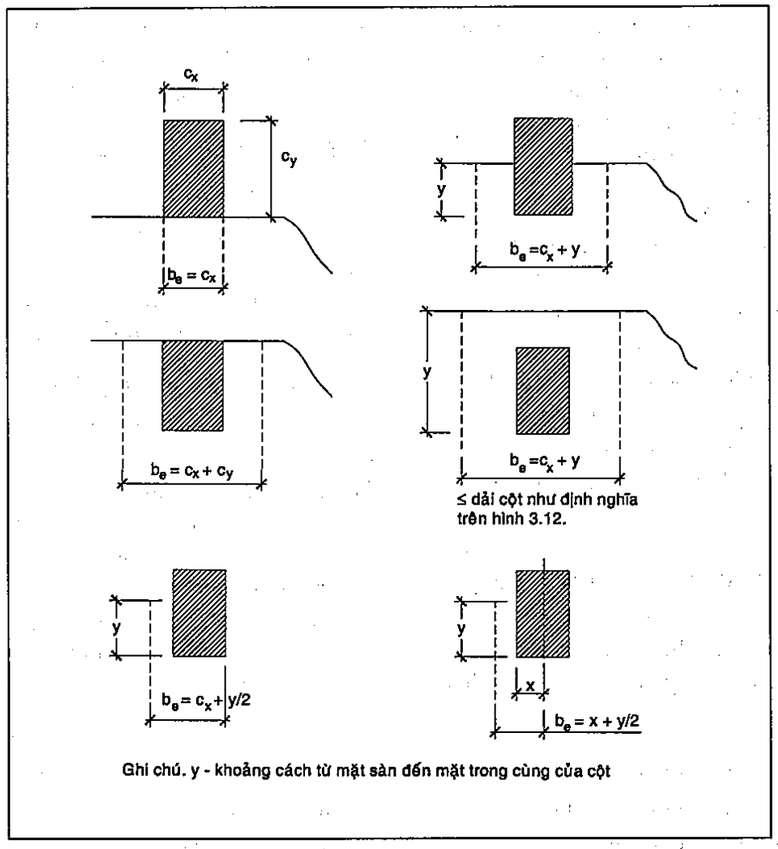
3.7.5.4 – Các lỗ trên vùng chung của dải cột và dải nhịp

Các lỗ trên vùng chung của dải cột và dải giữa có thể hình thành như sau :

a) tổng chiều dài hay chiều rộng của chúng không được lớn hơn 1/4 bề rộng của dải cột; và

b) các tiết diện giảm yếu có khả năng chịu được mô men tương ứng nêu trong *3.7.2*;

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



***Hình 3.13** . Định nghĩa bề rộng các dải truyền mô men tính toán b_e đối với các trường hợp khác nhau*

3.7.6 – Lực cắt tính toán trong bản sàn phẳng

3.7.6.1 – Khái quát

Nghiên cứu lực cắt trong bản sàn phẳng ở trạng thái giới hạn là nghiên cứu về lực cắt thủng xung quanh cột. Chúng được kiểm tra theo các điều khoản của mục *3.7.7*, ngoại trừ khi ứng suất cắt tăng lên như đã nói ở các mục *3.7.6.2* và *3.7.6.3* nhằm tạo hiệu quả truyền mô men.

Hình 3.14 và 3.15 minh họa rõ hơn việc ứng dụng các mục này.

3.7.6.2 – Ứng suất cắt tại mối nối bản sàn – cột trong trên bản sàn phẳng

Sau khi tính toán mô men thiết kế truyền qua mối nối (tuân theo mục *3.7.2*), lực cắt tính toán tại chu vi V_{eff} có thể lấy theo :

$$V_{eff} = V_t\left(1 + \frac{1{,}5M_t}{V_t x}\right) \qquad \text{Phương trình 25}$$

trong đó :

x chiều dài cạnh của chu vi đang xét song song với trục uốn;

M_t mô men thiết kế truyền từ bản sàn sang cột tại mối nối.

Khi không có tính toán, có thể lấy giá trị $V_{eff} = 1{,}15V_t$ đối với các cột bên trong của hệ kết cấu có giằng với các nhịp xấp xỉ bằng nhau; trong đó, V_t được tính toán theo giả thiết rằng tải trọng thiết kế lớn nhất đặt trên tất cả các ô bản kế cận với cột đang xét.

Ghi chú 1: Phương trình 25 áp dụng độc lập đối với mô men và lực cắt theo cả hai trục cột và tính toán kiểm tra đối với trường hợp nguy hiểm nhất.

Ghi chú 2. M_t có thể giảm 30% khi sử dụng phương pháp khung tương đương và tính toán dựa trên các loại tải trọng.

3.7.6.3 – Ứng suất cắt tại các mối nối bản sàn – cột khác

Khi xét đến các cột góc và cột biên bị uốn quanh trục song song với cạnh tự do, lực cắt tính toán thiết kế được tính từ $V_{eff} = 1{,}25V_t$. Đối với cột biên bị uốn quanh trục vuông góc với cạnh biên, lực cắt tính toán thiết kế có thể xác định theo phương trình 26 :

$$V_{eff} = V_t\left(1{,}25 + \frac{1{,}5M_t}{V_t x}\right) \qquad \text{Phương trình 26}$$

Đối với các nhịp xấp xỉ bằng nhau, V_{eff} có thể lấy bằng $1{,}4V_t$.

Ghi chú. M_t có thể giảm 30% khi sử dụng phương pháp khung tương đương và tính toán dựa trên các dạng tải trọng.

3.7.6.4 – Ứng suất cắt thiết kế lớn nhất tại mặt cột

Ứng suất cắt thiết kế lớn nhất tại mặt cột không được lớn hơn $0{,}8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc $5N/mm^2$ (chọn giá trị nhỏ hơn) khi sử dụng phương trình 25 và 26 trên chu vi bằng chu vi cột hoặc mũ cột (bao gồm giá trị $\gamma_m = 1{,}25$).

3.7.7 – Lực cắt dưới tải trọng tập trung

Ghi chú: Xem định nghĩa riêng cho chu vi tại *1.3.3*.

3.7.7.1 – Dạng phá hoại cắt thủng

Phá hoại cắt thủng xảy ra trên các mặt nghiêng của khối hình côn hoặc hình tháp phụ thuộc vào hình dạng của vùng chất tải. Tuy nhiên, với mục đích thực hành, dạng phá hoại hình chữ nhật có thể xem như thỏa mãn đối với bản sàn phẳng. Các phương pháp thiết kế thực nghiệm nhằm ngăn cản khả năng phá hoại do cắt thủng được nêu trong các mục từ *3.7.7.2* đến *3.7.7.8*.

3.7.7.2 – Khả năng chịu cắt thiết kế lớn nhất

Ứng suất cắt thiết kế lớn nhất v_{max} không được lớn hơn giá trị nhỏ hơn trong số $0{,}8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc $5N/mm^2$. Giá trị v_{max} được tính toán bởi phương trình :

$$v_{max} = \frac{V}{u_o d} \qquad \text{Phương trình 27}$$

Khả năng chịu cắt lớn nhất cũng có thể bị giới hạn bởi các điều khoản trong mục *3.7.7.5*.

3.7.7.3 – Tính toán ứng suất cắt thiết kế

Ứng suất cắt danh nghĩa theo thiết kế v tương ứng với mỗi chu vi được tính toán từ phương trình sau :

$$v = \frac{V}{ud} \qquad \text{Phương trình 28}$$

3.7.7.4 – Khả năng chịu cắt không có cốt thép

Khi ứng suất cắt v nhỏ hơn giá trị v_c xác định theo bảng 3.9 thì không cần phải bố trí cốt thép chịu cắt. Sự nâng cao khả năng chịu cắt v_c theo mục *3.4.5.8* không thể áp dụng cho độ bền cắt của chu vi cách mặt vùng chất tải một khoảng lớn hơn hoặc bằng 1,5d. Khi kiểm tra chu vi gần vùng chất tải một khoảng nhỏ hơn 1,5d, v_c có thể tăng thêm bằng hệ số $1{,}5d/a_v$, trong đó a_v là khoảng cách từ mép của vùng chất tải đến chu vi đang xét.

3.7.7.5 – Điều khoản về cốt thép chịu cắt

Việc sử dụng cốt thép chịu cắt không phải là cốt đai không được quy định trong quy phạm này và nó được điều chỉnh riêng.

Nếu $v_c < v < 2v_c$, có thể thiết kế cốt thép chịu cắt ở dạng cốt đai theo phương trình 29a và 29b trong các bản sàn có chiều dày lớn hơn 200mm nhằm tăng khả năng chịu cắt.

Đối với trường hợp $v \le 1{,}6v_c$, phải bố trí cốt thép chịu cắt theo phương trình sau :

$$\Sigma A_{sv} \sin\alpha \ge \frac{(v - v_c)ud}{0{,}95 f_{yv}} \qquad \text{Phương trình 29a}$$

trong đó :

f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt thép chịu cắt (N/mm^2);

ΣA_{sv} diện tích cốt thép chịu cắt (mm^2);

α góc giữa cốt thép chịu cắt và mặt phẳng bản sàn.

Đối với trường hợp $1{,}6v_c < v \le 2v_c$, phải bố trí cốt thép chịu cắt tuân theo :

$$\Sigma A_{sv} \sin\alpha \ge \frac{5(0{,}7v - v_c)ud}{0{,}95 f_{yv}} \qquad \text{Phương trình 29b}$$

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Các phương trình 29a) và 29b) không được áp dụng khi ứng suất cắt v lớn hơn $2v_c$.

Khi $v > 2v_c$ và hệ thống cốt thép được bố trí để nâng cao khả năng chịu cắt, cần phải chứng minh bằng các chứng cứ thiết kế.

Khi sử dụng các phương trình 29a và 29b , $\sum A_{sv}\sin\alpha$ không được nhỏ hơn $0,4ud/0,95f_{yv}$

3.7.7.6 – Quy trình thiết kế

Khả năng chịu cắt được kiểm tra đầu tiên tại chu vi cách mặt vùng chất tải một khoảng bằng 1,5d. Nếu ứng suất cắt theo tính toán không lớn hơn v_c thì không cần có các tính toán kiểm tra tiếp theo.

Nếu cần phải có cốt thép chịu cắt, phải bố trí chúng trên ít nhất hai chu vi trong phạm vi vùng được chỉ dẫn trên hình 3.17. Vành đai cốt thép đầu tiên phải bố trí tại vị trí cách mặt vùng chất tải một khoảng xấp xỉ bằng 0,5d và gồm không ít hơn 40% diện tích cốt thép theo tính toán.

Khoảng cách của các vành đai cốt thép không được lớn hơn 0,75d và khoảng cách cốt thép chịu cắt quanh vành đai thép bất kỳ không được lớn hơn 1,5d. Cốt thép chịu cắt phải được neo vòng quanh tại ít nhất một lớp cốt thép chịu cắt. Ứng suất cắt phải được kiểm tra trên các chu vi kế tiếp nhau với khoảng cách 0,75d cho đến khi tìm được chu vi không có yêu cầu cốt thép chịu cắt.

Khi bố trí cốt thép chịu cắt cho chu vi thứ hai và tiếp theo, nếu cốt thép chịu cắt bố trí trên chu vi trước nằm trong vùng minh họa trên hình 3.17 thì phải đưa chúng vào trong tính toán.

3.7.7.7 – Thay đổi chu vi tính toán cho phù hợp với các lỗ

Khi lỗ trong bản sàn hay bản móng (xem hình 3.18) đặt cách mép tải trọng tập trung một khoảng nhỏ hơn 6 lần chiều cao tính toán của bản, một phần chu vi của chúng bao bởi các tia chiếu đi từ tâm vùng chất tải đến lỗ xem như không có tác dụng.

Khi có một lỗ nằm kề liền với cột và bề rộng lớn nhất của nó nhỏ hơn 1/4 cạnh cột hoặc 1/2 chiều dày bản sàn (chọn giá trị nhỏ hơn), có thể bỏ qua sự có mặt của lỗ.

3.7.7.8 – Chu vi tính toán gần với cạnh tự do

Khi tải trọng tập trung đặt gần cạnh tự do, chiều dài tính toán của chu vi lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong số hai giá trị minh họa trên hình 3.19. Đối với cột góc cũng áp dụng nguyên tắc tương tự.

3.7.8 – Độ võng của ô bản sàn

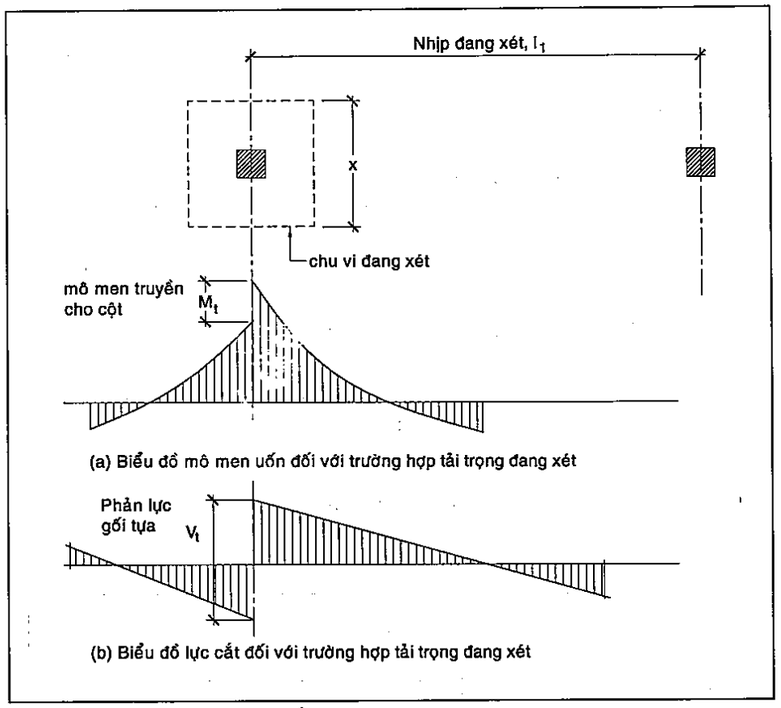
Đối với bản sàn với bản mũ có bề rộng trên cả hai hướng bằng ít nhất 1/3 nhịp tương ứng, có thể áp dụng trực tiếp các điều khoản trong mục *3.4.6*. Trong trường hợp ngược lại, tỷ lệ nhịp / chiều cao tính toán theo mục *3.4.6* phải nhân với hệ số 0,9. Việc kiểm tra độ võng được thực hiện theo hướng tới hạn hơn.

3.7.9 – Khống chế vết nứt trong ô bản sàn

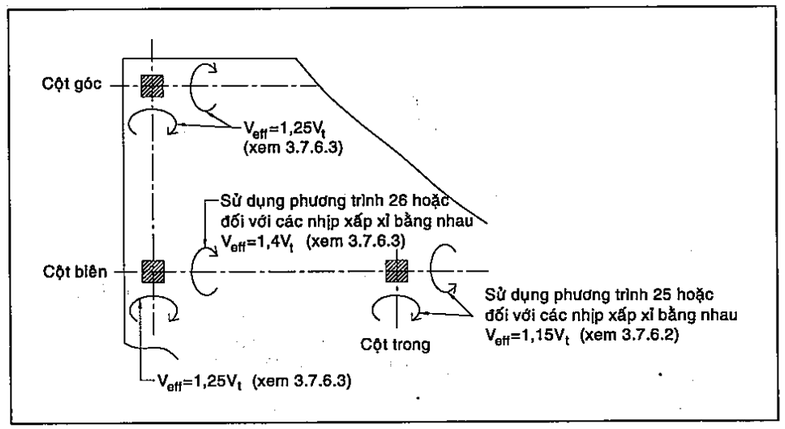
Trong trường hợp tổng quát, các quy tắc về khoảng cách cốt thép nêu trong mục *3.12.11* là phương tiện tốt nhất để khống chế vết nứt trong ô bản sàn. Tuy nhiên, trong trường hợp nào đó, có thể tính toán bề rộng vết nứt (xem chương **3** của BS 8110 : Phần 2 : 1985) và so sánh kết quả tính toán với các giá trị theo yêu cầu.

3.7.10 – Thiết kế cột trong kết cấu bản phẳng

Cột được thiết kế theo điều khoản *3.8*.

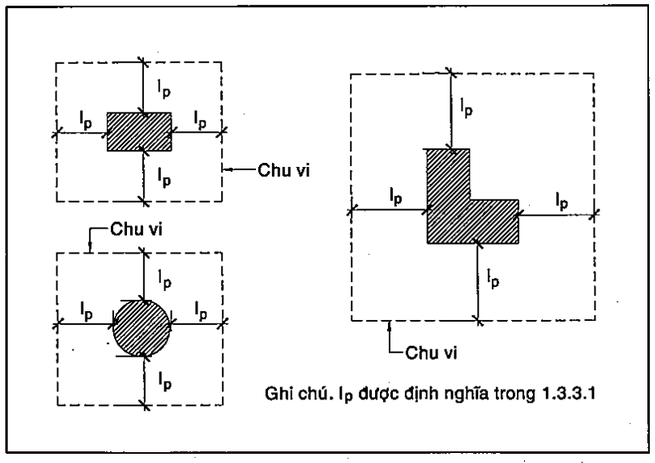


Hình 3.14. Lực cắt tại mối nối bản sàn – cột

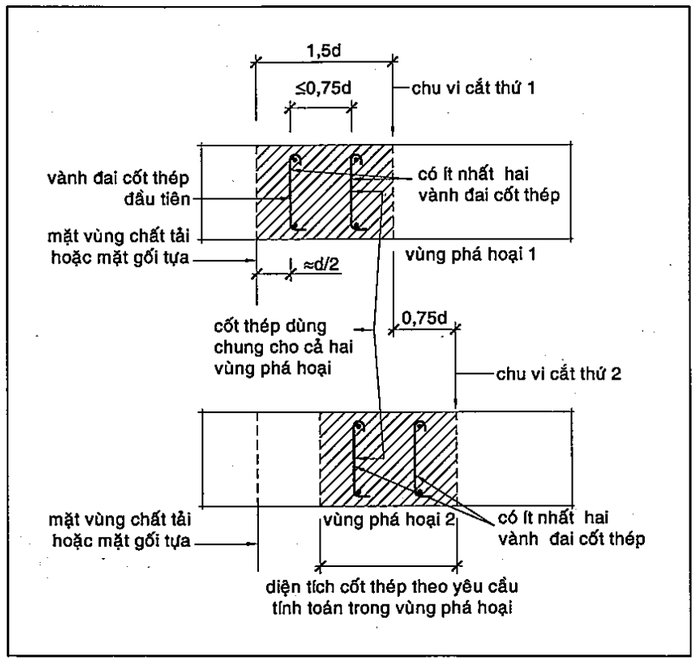


Hình 3.15. Áp dụng cho các mục 3.7.6.2 và 3.7.6.3

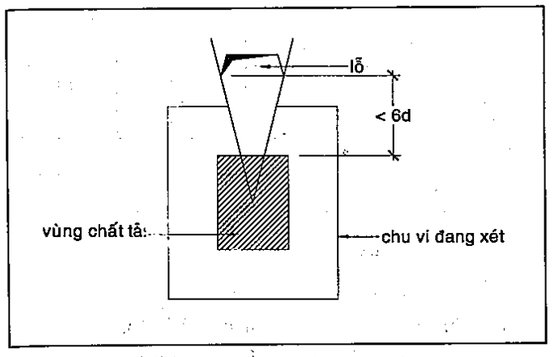
Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org



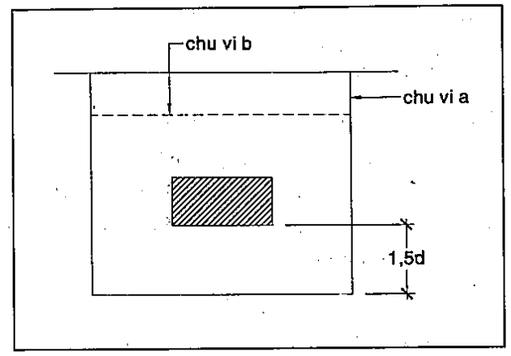
Hình 3.16 . Xác định chu vi cắt đối với các trường hợp điển hình



Hình 3.17. Các vùng bố trí cốt thép chịu cắt thẳng



Hình 3.18. Chu vi cắt của bản sàn có lỗ



Hình 3.19. Chu vi cắt có tải trọng gần sát với cạnh tự do

3.8 – CỘT

3.8.1 – Khái quát

Ghi chú. Các điều khoản của mục này có liên quan đến cột với kích thước cạnh lớn không lớn hơn 4 lần kích thước cạnh nhỏ của tiết diện. Trong các điều khoản liên quan đến tiết diện chữ nhật, các quy tắc có liên quan có thể áp dụng cho các dạng tiết diện khác khi thấy phù hợp.

3.8.1.1 – Các ký hiệu

A_c diện tích thực[1] của tiết diện ngang bê tông cột

A_{sc} diện tích cốt thép thẳng đứng[2]

a_u độ võng ở trạng thái giới hạn về độ bền được tính toán từ phương trình 32 đối với mỗi cột.

a_{uav} độ võng trung bình ở trạng thái giới hạn về độ bền, áp dụng cho tất cả các cột ở cao trình đã cho.

b bề rộng của cột (kích thước tiết diện ngang vuông góc với h).

h chiều cao tiết diện đo trong mặt phẳng đang xét.

l_e chiều cao tính toán của cột trong mặt phẳng uốn đang xét.

l_{ex} chiều cao tính toán theo phương trục chính.

l_{ey} chiều cao tính toán theo phương trục phụ.

l_o chiều cao thông thuỷ giữa liên kết đầu mút.

l_c chiều cao cột đo giữa tim các liên kết.

M_1 mô men ban đầu có giá trị nhỏ hơn tại đầu cột do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra.

M_2 mô men ban đầu có giá trị lớn hơn tại đầu cột do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra.

M_i mô men giới hạn thiết kế ban đầu trong cột trước khi kể đến mô men thiết kế bổ sung do độ mảnh của cột gây ra.

M_x mô men giới hạn thiết kế theo trục x

M'_x mô men giới hạn thiết kế tác dụng trên một trục quanh trục x.

M_y mô men giới hạn thiết kế theo trục y.

M'_y mô men giới hạn thiết kế tác dụng trên một trục quanh trục y.

M_{add} mô men giới hạn thiết kế bổ sung do biến dạng cột gây ra.

N lực dọc giới hạn thiết kế trong cột.

N_{bal} khả năng chịu lực dọc thiết kế của tiết diện cân bằng; đối với tiết diện bố trí cốt thép đối xứng, lấy bằng $0,25f_{cu}bd$.

N_{uz} khả năng chịu lực giới hạn thiết kế của tiết diện khi chỉ chịu lực dọc.

n số cột chịu chuyển vị ngoài mặt phẳng tại cao trình hoặc tầng đã cho.

[1] Tiếng Anh : "Net Cross – Section Area".

[2] ký hiệu "c" ngầm nói đến thép chủ trong cột. Điều này không nhất thiết hàm ý rằng cốt thép chịu nén. Trong mục 3.9 đối với tường, nó được sử dụng với ý nghĩa tương tự.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.8.1.2 – Kích thước cột

Kích thước cột và vị trí cốt thép trong cột có thể bị chi phối bởi các yêu cầu về độ bền lâu và khả năng chống cháy trước khi thiết kế.

3.8.1.3 – Cột ngắn và cột mảnh

Cột được xem như là cột ngắn khi cả hai tỷ lệ l_{ex}/h và l_{ey}/b nhỏ hơn 15 (cột bị giằng) và 10 (cột không giằng). Trường hợp ngược lại, chúng được xem như cột mảnh.

3.8.1.4 – Cột bê tông không cốt thép

Nếu cột có tiết diện đủ lớn để chịu được tải trọng giới hạn mà không phải bổ sung thêm cốt thép thì cột được thiết kế như tường bê tông không có cốt thép (xem *1.3.4*).

3.8.1.5 – Cột bị giằng và cột không giằng

Cột có thể xem như cột bị giằng ở mặt phẳng đã cho nếu bố trí hệ thống tường, giằng hoặc tường chịu toàn bộ lực ngang trên mặt phẳng đó và giữ ổn định ngang cho tổng thể kết cấu. Trong trường hợp ngược lại, cột được xem như cột không giằng.

3.8.1.6 – Chiều cao tính toán của cột

3.8.1.6.1 – Khái quát

Chiều cao tính toán l_e của cột trong mặt phẳng đã cho được tính từ phương trình sau :

$$l_e = \beta l_o \qquad \text{Phương trình 30}$$

Các giá trị β cho trong bảng 3.19 và 3.20 đối với cột bị giằng và cột không giằng. Nếu muốn đánh giá chính xác hơn về chiều dài tính toán, có thể sử dụng công thức cho trong mục *2.5* của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Lưu ý rằng, chiều cao tính toán của cột theo hai phương có thể khác nhau.

Trong bảng 3.19 và 3.20, điều kiện đầu cột được xác định theo thang độ từ 1 – 4. Thang độ tăng lên tương ứng với việc giảm khả năng ngàm đầu cột. Giá trị tương ứng về thang độ có thể được đánh giá theo mục *3.8.1.6.2*.

Bảng 3.19 – Các giá trị β đối với cột bị giằng

Điều kiện đầu cột phía trên	Điều kiện đầu cột phía dưới		
	1	2	3
1	0,75	0,80	0,90
2	0,80	0,85	0,95
3	0,90	0,95	1,00

Bảng 3.20 – Các giá trị β đối với cột không giằng

Điều kiện đầu cột phía trên	Điều kiện đầu cột phía dưới		
	1	2	3
1	1,2	1,3	1,6
2	1,3	1,5	1,8
3	1,6	1,8	–
4	2,2	–	–

3.8.1.6.2 – Các điều kiện đầu cột

Có bốn điều kiện đầu cột như sau.

a) Điều kiện 1. Đầu cột liên kết toàn khối với dầm với chiều sâu ít nhất bằng kích thước cột trong mặt phẳng đang xét. Khi cột liên kết với kết cấu móng, chúng được thiết kế ở dạng chịu mô men.

b) Điều kiện 2. Đầu cột liên kết toàn khối với dầm với chiều sâu nhỏ hơn kích thước cột trong mặt phẳng đang xét.

c) Điều kiện 3. Đầu cột liên kết với các cấu kiện không có thiết kế đặc biệt để ngăn cản chuyển vị xoay của cột, tuy nhiên cũng có thiết kế một vài liên kết chặn danh nghĩa.

d) Điều kiện 4. Đầu cột không được liên kết để ngăn cản chuyển vị xoay lẫn chuyển vị ngang (nghĩa là đầu tự do của cột công xon trong kết cấu không giằng).

3.8.1.7 – Giới hạn độ mảnh của cột

Nói chung, khoảng cách thông thuỷ l_o giữa đầu các liên kết chặn không được lớn hơn 60 lần kích thước nhỏ nhất của cột.

3.8.1.8 – Giới hạn độ mảnh của cột không bị giằng

Nếu trong mặt phẳng bất kỳ đã cho, một đầu cột không giằng không có liên kết chặn (nghĩa là cột công xon), chiều cao thông thủy của chúng l_o không được lớn hơn :

$$l_o = \frac{100b^2}{h} \le 60b \qquad \text{Phương trình 31}$$

Ghi chú: Trong phương trình 31, h và b là kích thước cạnh lớn và cạnh nhỏ của cột.

Về phương diện biến dạng (xem *3.8.5*), có thể có những giới hạn khác.

3.8.2 – Mô men và các nội lực trong cột

3.8.2.1 – Cột khung toàn khối được thiết kế để chịu lực ngang

Trong trường hợp này, các mô men, lực cắt và lực dọc được xác định theo *3.2.1.3* (xem cùng với mục *3.8.2.2*).

3.8.2.2 – Mô men bổ sung do biến dạng ở trạng thái giới hạn về độ bền

Trong các cột mảnh, cần phải xét đến mô men bổ sung do biến dạng ở trạng thái giới hạn về độ bền. Giá trị cho phép đối với chúng được lấy theo các yêu cầu thiết kế đối với cột mảnh (xem *3.8.3*). Các đế cột hoặc các cấu kiện khác liên kết với các đầu cột đó cũng phải thiết kế để chịu các mô men bổ sung này ở trạng thái giới hạn về độ bền nếu giá trị trung bình của l_e/h lớn hơn 20 đối với tất cả các cột tại cao trình đặc biệt.

Mục *3.8.3.9* đưa ra các chỉ dẫn thiết kế đối với các mô men này.

3.8.2.3 – Cột trong kết cấu dầm – cột hoặc trong các khung toàn khối bị giằng

Lực dọc trục trong cột có thể tính toán trên cơ sở giả thiết dầm và bản sàn truyền lực vào cột bằng các gối tựa đơn.

Khi cột chỉ chịu tải trọng dọc trục với mô men có độ lớn không đáng kể, ví dụ như trường hợp cột đỡ các dầm bố trí đối xứng chịu tải trọng xấp xỉ bằng nhau, trong thiết kế chỉ cần xét đến lực dọc trục giới hạn thiết kế cùng với mô men thiết kế do độ lệch tâm cho phép nêu trong mục *3.8.2.4*.

3.8.2.4 – Độ lệch tâm tối thiểu

Tất cả các tiết diện cột phải thiết kế với mô men thiết kế không nhỏ hơn mô men sinh ra do lực dọc trục giới hạn thiết kế với độ lệch tâm tối thiểu bằng 0,05 lần kích thước cột trong mặt phẳng uốn đang xét và không lớn hơn 20mm.

Khi xét đến uốn theo hai phương, chỉ cần đảm bảo rằng độ lệch tâm lớn hơn giá trị tối thiểu của một trục tại cùng một thời điểm.

3.8.3 – Biến dạng gây ra mô men trong các cột mảnh đặc

3.8.3.1 – Thiết kế

Trong trường hợp tổng quát, tiết diện ngang có thể thiết kế bằng phương pháp dùng cho cột ngắn (xem *3.8.4*), nhưng trong tính toán có tính đến mô men bổ sung trong cột do biến dạng của nó gây ra.

Biến dạng của cột tiết diện chữ nhật hoặc tròn ở điều kiện giới hạn đang xét có thể lấy bằng :

$$a_u = \beta_a K h \qquad \text{Phương trình 32}$$

Trong biểu thức trên, giá trị β_a lấy theo bảng 3.21 hoặc từ phương trình 34 (bảng 3.21 dựa theo phương trình này), trong đó K là hệ số giảm nhằm điều chỉnh biến dạng cho phép đối với ảnh hưởng của lực dọc trục. K được xác định từ phương trình sau :

$$K = \frac{N_{uz} - N}{N_{uz} - N_{bal}} \le 1 \qquad \text{Phương trình 33}$$

trong đó $N_{uz} = 0{,}45 f_{cu} A_c + 0{,}95 f_y A_{sc}$ (bao gồm giá trị γ_m)

Các giá trị tương ứng K có thể tìm bằng phương pháp lặp với giá trị ban đầu bằng 1. Có thể giả thiết K = 1 khi tính toán thiên về an toàn.

Bảng 3.21 nhận được từ phương trình sau đây :

$$\beta_a = \frac{1}{2000}\left(\frac{l_e}{b'}\right)^2 \qquad \text{Phương trình 34}$$

Ghi chú: b' là kích thước cạnh nhỏ của cột (xem mục *3.8.3.6* đối với uốn theo hai phương).

Mô men bổ sung do biến dạng cột được tính toán bởi :

$$M_{add} = N a_u \qquad \text{Phương trình 35}$$

Bảng 3.21 – Các giá trị β_a

l_e/b'	12	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
β_a	0,07	0,11	0,20	0,31	0,45	0,61	0,80	1,01	1,25	1,51	1,80

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.8.3.2 – Mô men thiết kế uốn quanh một trục trong các cột bị giằng

Hình 3.20 trình bày sự phân bố mô men giả thiết trên suốt chiều cao cột bị giằng điển hình. Có thể giả thiết rằng mô men ban đầu tại điểm có mô men bổ xung lớn nhất (ví dụ, gần nửa chiều cao cột) được tính toán bởi :

$M_i = 0{,}4M_1 + 0{,}6M_2 \geq 0{,}4M_2$ Phương trình 36

trong đó :

M_1 mô men ban đầu nhỏ hơn tại đầu cột do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra.

M_2 mô men ban đầu lớn hơn tại đầu cột do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra.

Khi thừa nhận cột bị uốn theo đường cong kép, M_1 có thể lấy giá trị âm và M_2 lấy giá trị dương.

Từ hình 3.20, có thể thấy rằng mô men thiết kế lớn nhất đối với cột sẽ đạt giá trị lớn nhất từ các mục a) đến d) :

a) M_2 ;
b) $M_i + M_{add}$;
c) $M_1 + M_{add}/2$;
d) $e_{min}N$.

3.8.3.3 – Cột mảnh uốn quanh một trục (trục chính hoặc phụ)

Khi tỷ lệ chiều dài của cạnh dài so với cạnh ngắn nhỏ hơn 3 và cột bị uốn theo trục chính, l_e/h không lớn hơn 20, mô men bổ sung được tính toán theo các phương trình từ 32 đến 35 cộng với mô men ban đầu tương ứng để tìm được mô men thiết kế tổng cộng. Mô men bản đầu là mô men lớn nhất tại tiết diện tới hạn tính toán theo trạng thái giới hạn.

3.8.3.4 – Cột có l_e/h lớn hơn 20 và uốn quanh trục chính của nó

Trong trường hợp này, tiết diện được thiết kế như cột chịu uốn theo hai phương với mô men ban đầu quanh trục phụ bằng không.

3.8.3.5 – Cột uốn quanh trục chính của nó

Khi tỷ lệ cạnh dài so với cạnh ngắn bằng hoặc lớn hơn 3, tiết diện được thiết kế như cột chịu uốn theo hai phương với mô men ban đầu quanh trục phụ bằng không.

3.8.3.6 – Cột mảnh uốn theo cả hai trục

Khi cột chịu uốn đáng kể theo cả hai trục, mô men bổ sung được tính toán theo các phương trình 32 đến 35 trên cả hai phương. Theo mỗi phương, b' trong bảng 3.23 có thể lấy bằng h – kích thước cột trong mặt phẳng uốn đang xét. Các mô men bổ sung này tổ hợp với mô men ban đầu tương ứng để tạo thành mô men thiết kế tổng cộng trên hai phương. Tiết diện tới hạn được thiết kế để chịu lực dọc trục giới hạn thiết kế N cộng với mô men thiết kế tổng cộng trên hai phương.

3.8.3.7 – Kết cấu không bị giằng

Sự phân bố mô men trên suốt chiều cao của cột không giằng được thể hiện trên hình 3.21. Mô men bổ sung theo *3.8.3.1* có thể giả thiết xảy ra tại đầu cột có độ cứng lớn hơn; mô men bổ sung tại đầu cột còn lại bị giảm đi theo tỷ lệ độ cứng so với độ cứng tại đầu khác. Mô men sẽ tác dụng theo phương làm tăng giá trị tuyệt đối của mô men tại tiết diện tới hạn.

3.8.3.8 – Biến dạng của cột không bị giằng

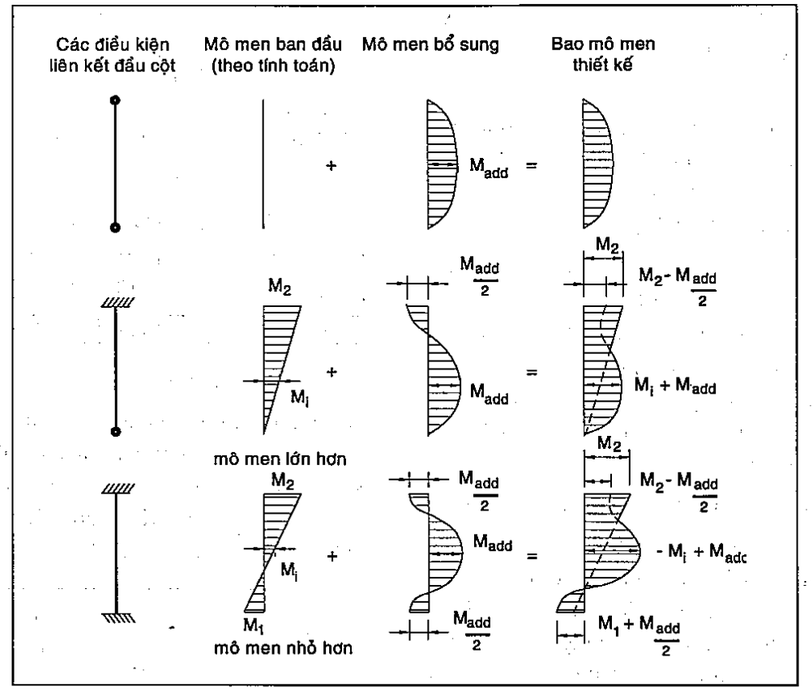
Tại cao trình hoặc tầng bất kỳ, toàn bộ các cột không giằng chịu tải trọng ngang luôn bị chuyển dịch theo phương ngang với cùng một giá trị. Trong trường hợp này, biến dạng giới hạn trung bình có thể áp dụng cho tất cả các cột. Biến dạng này có thể tính toán từ phương trình sau :

$$a_{uav} = \frac{\sum a_u}{n}$$ Phương trình 37

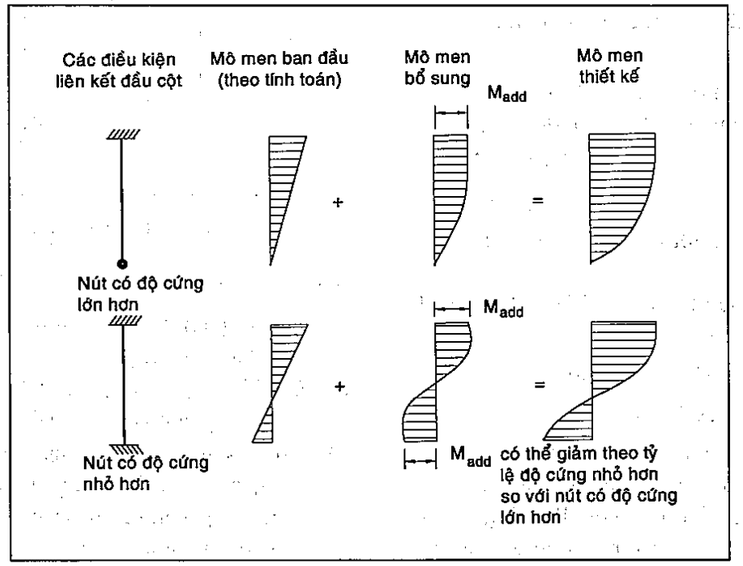
Sau khi tính toán a_{uav} , phải bỏ qua bất kỳ giá trị a_u nào lớn hơn hai lần a_{uav} và phải tính toán lại giá trị trung bình; trong trường hợp này, n trong phương trình 37 phải giảm đi tương ứng.

3.8.3.9 – Mô men bổ sung trong các cấu kiện gắn với cột mảnh

Khi l_e/h lớn hơn 20 và một hoặc hai đầu cột liên kết toàn khối với các cấu kiện khác (đế cột, bản sàn hay dầm), các cấu kiện này phải thiết kế để chịu mô men bổ sung từ các đầu cột truyền sang cộng thêm vào các mô men được tính toán theo các phương pháp phân tích thông thường. Khi có các cột ở cả phía trên lẫn phía dưới nút, phải thiết kế các dầm hay bản sàn chịu tổng mô men thiết kế bổ sung tại các đầu của hai cột.



Hình 3.20. Cột mảnh bị giằng



Hình 3.21 . Cột mảnh không giằng

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.8.4 – Phân tích tiết diện cột theo trạng thái giới hạn về độ bền

3.8.4.1 – Phân tích tiết diện

Khi phân tích tiết diện cột nhằm xác định khả năng chịu mô men và lực dọc giới hạn thiết kế, có thể sử dụng các giả thiết tương tự như khi phân tích dầm (xem mục *3.4.4.1*).

3.8.4.2 – Các biểu đồ thiết kế dành cho cột bố trí cốt thép đối xứng

Các biểu đồ thiết kế dành cho cột bố trí cốt thép đối xứng được lập sẵn trong Phần 3 của BS 8110. Các biểu đồ này được thiết lập trên cơ sở các hình 2.1 và 2.2 của quy phạm này và các giả thiết nêu trong mục *3.4.4.1*.

3.8.4.3 – Độ lệch tâm danh nghĩa của cột ngắn chịu mô men và lực dọc

Các cột ngắn thường chỉ cần thiết kế đối với mô men thiết kế lớn nhất quanh một trục tới hạn. Khi do bản thân kết cấu, cột không thể chịu mô men, phải thiết kế cột sao cho lực dọc giới hạn thiết kế không được lớn hơn giá trị N cho bởi :

$$N = 0{,}4f_{cu}A_c + 0{,}8A_{sc}f_y \qquad \text{Phương trình 38}$$

Ghi chú: Biểu thức trên bao gồm giá trị γ_m .

3.8.4.4 – Cột ngắn bị giằng đỡ các dầm bố trí gần đối xứng

Lực dọc giới hạn thiết kế đối với cột ngắn thuộc dạng này có thể tính toán theo phương trình sau :

$$N = 0{,}35f_{cu}A_c + 0{,}7A_{sc}f_y \qquad \text{Phương trình 39}$$

trong đó :

a) các dầm được thiết kế đối với hoạt tải phân bố đều; và
b) các kích thước nhịp dầm không chênh lệch nhau quá 15% nhịp dài hơn.

Ghi chú: Biểu thức trên bao gồm giá trị γ_m .

3.8.4.5 – Uốn theo hai phương

Khi cần xét đến uốn theo hai phương và chưa có các phương pháp tính chính xác hơn theo *3.4.4.1*, tiết diện chữ nhật bố trí cốt thép đối xứng có thể thiết kế để chịu mô men tăng thêm quanh một trục cho bởi phương trình sau :

a) đối với $M_x/h' \geq M_y/b'$,

$$M'_x = M_x + \beta\frac{h'}{b'}M_y \qquad \text{Phương trình 40}$$

b) đối với $M_x/h' < M_y/b'$,

$$M'_y = M_y + \beta\frac{h'}{b'}M_x \qquad \text{Phương trình 41}$$

trong đó :

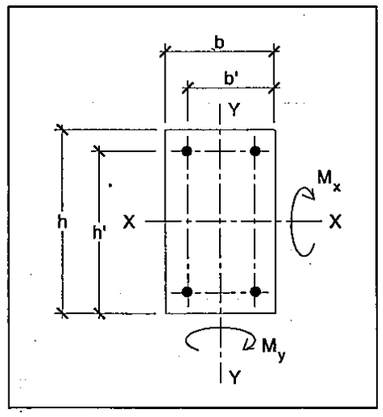
h' và b' minh họa trên hình 3.22;
β hệ số từ bảng 3.22.

Bảng 3.22 – Các giá trị của hệ số β

$\frac{N}{bhf_{cu}}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	≥0,6
β	1,00	0,88	0,77	0,65	0,53	0,42	0,30

3.8.4.6 – Cắt trong cột

Độ bền cắt thiết kế của cột có thể kiểm tra theo *3.4.5.12*. Đối với tiết diện chữ nhật chịu nén, không đòi hỏi phải kiểm tra các điều kiện : M/N không lớn hơn 0,6h và v không lớn hơn giá trị lớn nhất nêu trong mục *3.4.5.12*.



Hình 3.22. Cột chịu uốn theo hai phương

3.8.5 – Biến dạng của cột

Không cần phải kiểm tra biến dạng của cột dưới các điều kiện sau đây.

a) Cột bị giằng. Không cần kiểm tra biến dạng cột trong phạm vi giới hạn độ mảnh đã chỉ dẫn.
b) Cột không giằng. Không cần kiểm tra biến dạng cột nếu theo một hướng và trên cao trình đang xét, giá trị trung bình l_e/h của tất cả các cột không lớn hơn 30.
c) Kết cấu một tầng. Khi không có lớp hoàn thiện nào dễ bị hỏng do biến dạng, có thể chấp nhận cột không giằng trong phạm vi giới hạn độ mảnh đã chỉ dẫn (xem *3.8.1.8*).

Nếu cần phải kiểm tra biến dạng cột, các chỉ dẫn về giới hạn tương ứng được nêu trong chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

3.8.6 – Khống chế vết nứt trong cột

Trong cột thiết kế chịu lực dọc trục lớn hơn $0{,}2f_{cu}A_c$, các vết nứt do uốn sẽ không xảy ra và do đó không cần phải kiểm tra vết nứt. Các cột chịu uốn có lực dọc nhỏ hơn có thể xem như dầm khi kiểm tra vết nứt.

3.9 – TƯỜNG

Ghi chú: Xem định nghĩa về tường trong mục *1.3.4* .

3.9.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây dùng cho các nội dung của mục *3.9*.

A_c diện tích bê tông của tiết diện ngang.
A_{sc} diện tích cốt thép chịu nén trên đơn vị chiều dài tường[1]
e_a độ lệch tâm bổ sung do biến dạng.
e_x độ lệch tâm của hợp lực, đo thẳng góc với mặt phẳng tường.
$e_{x,1}$ độ lệch tâm của hợp lực tính toán tại đỉnh tường (xem *3.9.3.7*).
$e_{x,2}$ độ lệch tâm của hợp lực tính toán tại chân tường (xem *3.9.3.7*).
f_{cu} độ bền đặc trưng của bê tông.
f_y độ bền đặc trưng của cốt thép chịu nén.
h chiều dày tường.
l_e chiều cao tính toán của tường.
l_o chiều cao thông thủy của tường giữa các gối tựa ngang.

3.9.2 – Ổn định của kết cấu

3.9.2.1 – Ổn định tổng thể

Các cấu kiện giữ ổn định ngang cho tổng thể kết cấu không cần phải thiết kế để chịu các lực theo *3.9.2.3* nhằm bổ sung thêm vào các lực và tải trọng thiết kế khác.

3.9.2.2 – Ổn định tổng thể của nhà nhiều tầng

Ổn định tổng thể của nhà nhiều tầng theo hướng bất kỳ có thể không chỉ phụ thuộc vào một mình tường không giằng.

[1] Chữ 'c' biểu thị tổng cốt thép đứng và được điều chỉnh mở rộng việc sử dụng trong mục *3.8*.

3.9.2.3 – Lực trong các gối tựa ngang

Ghi chú: Xem mục *1.3.4.4* về định nghĩa "gối tựa ngang".

Các gối tựa ngang có khả năng truyền lực với độ lớn giả thiết bằng tổng của :

a) các phản lực tại gối tựa ngang do tổng các lực ngang giới hạn thiết kế; và
b) 2,5% tổng tải trọng đứng giới hạn thiết kế do tường hoặc cột chịu tại điểm đặt gối tựa ngang.

3.9.2.4 – Khả năng kháng xoay của các gối tựa ngang

Khả năng kháng xoay xem như tồn tại chỉ khi :

a) cả hai gối tựa ngang và tường bị giằng là các tường bê tông có cấu tạo đảm bảo để ngăn cản chuyển vị xoay; hoặc
b) sàn đúc sẵn hoặc sàn bê tông đổ tại chỗ (không kể đến hướng của nhịp) gối trên ít nhất 1/3 chiều dày tường hoặc có đủ liên kết để ngăn cản chuyển vị xoay.

3.9.3 – Thiết kế tường bê tông cốt thép

3.9.3.1 – Lực dọc trục

Lực dọc thiết kế trong tường bê tông cốt thép được tính toán trên cơ sở giả thiết rằng các dầm và bản sàn truyền lực lên tường là các gối tựa đơn.

3.9.3.2 – Chiều cao tính toán

3.9.3.2.1 – Tổng quát

Đối với tường bê tông cốt thép toàn khối với các kết cấu liền kề, l_e được tính toán như cột chịu uốn vuông góc đối với mặt phẳng tường theo quy trình đã nêu trong *3.8* đối với cột.

3.9.3.2.2 – Kết cấu gối tựa đơn

Khi kết cấu truyền tải trọng lên tường bê tông cốt thép là (hoặc được giả thiết là) gối tựa đơn, chiều cao tính toán được tính toán như đối với tường không cốt thép.

3.9.3.3 – Mô men thiết kế ngoài mặt phẳng[2]

Mô men thiết kế ngoài mặt phẳng từ dầm hoặc kết cấu khác của khung toàn khối trực giao với tường được tính toán bằng cách sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi. Khi kết cấu tường được thiết kế thành gối tựa đơn, độ lệch tâm được lấy

[2] Tiếng Anh : "Transverse Moment" – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

như đối với tường không cốt thép (xem *3.9.4*) và phải tính toán mô men hợp lực. Ngoại trừ các tường dày bị giằng chịu tải trọng gần như đối xứng, độ lệch tâm theo hướng trực giao với tường phải lấy không nhỏ hơn h/20 hoặc 20mm (chọn giá trị lớn hơn), trong đó h là chiều dày của tường.

3.9.3.4 – Mô men trong mặt phẳng

Mô men thiết kế trong mặt phẳng của tường đơn do các lực ngang gây ra được tính toán theo phương pháp tĩnh học. Khi lực ngang do nhiều tường cùng chịu thì phần lực phân phối cho mỗi tường được phân theo tỷ lệ độ cứng tương đối của chúng. Khi giả định mối nối chịu cắt nằm giữa cạnh thẳng đứng của các tường kề nhau, có thể sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi để tính toán và thiết kế mối nối chịu cắt chịu các lực thiết kế.

3.9.3.5 – Bố trí cốt thép trong tường bê tông cốt thép chịu kéo

Tại một vùng bất kỳ của tường có cốt thép xuất hiện lực kéo dưới tác dụng của tải trọng giới hạn thiết kế, phải bố trí cốt thép thành hai lớp và mỗi lớp phải tuân theo các quy tắc về khoảng cách cốt thép như đã nêu trong *3.12.11*.

3.9.3.6 – Tường dày có cốt thép

3.9.3.6.1 – Tường dày có cốt thép bị giằng đỡ các bản sàn bố trí gần như đối xứng

Dạng tường này có thể thiết kế theo phương pháp sau :

$n_w \leq 0{,}35 f_{cu} A_c + 0{,}7 A_{sc} f_y$ Phương trình 42

trong đó :

n_w là lực dọc trục thiết kế tổng cộng trên tường do các tải trọng giới hạn thiết kế gây ra; bản sàn được thiết kế với hoạt tải phân bố đều và kích thước nhịp trên các cạnh tường không chênh lệch nhau quá 15%.

Ghi chú: Trong phương trình này bao gồm giá trị γ_m.

3.9.3.6.2 – Tường chịu mô men ngoài mặt phẳng và lực dọc trục phân bố đều

Khi chỉ có độ lệch tâm của lực do mô men ngoài mặt phẳng, lực dọc thiết kế có thể giả thiết phân bố đều dọc theo chiều dài của tường. Tiết diện ngang của tường phải thiết kế để chịu lực dọc giới hạn thiết kế tương ứng và mô men ngoài mặt phẳng. Trong trường hợp này, có thể áp dụng các giả thiết trong phân tích dầm (xem *3.4.4.1*).

3.9.3.6.3 – Tường chịu mô men trong mặt phẳng và lực dọc trục

Tiết diện ngang của tường phải thiết kế để chịu lực dọc giới hạn thiết kế tương ứng và mô men trong mặt phẳng.

3.9.3.6.4 – Tường chịu lực dọc trục, mô men ngoài mặt phẳng và mô men trong mặt phẳng

Các tác dụng được đánh giá như sau.

a) Trong mặt phẳng. Chỉ xét lực dọc và mô men trong mặt phẳng, sự phân bố lực dọc theo tường được tính toán bằng phương pháp phân tích đàn hồi, giả thiết bê tông không chịu kéo (xem *3.9.3.4*).
b) Ngoài mặt phẳng. Mô men ngoài mặt phẳng được tính toán (xem *3.9.3.3*).

3.9.3.7 – Tường mảnh có cốt thép

3.9.3.7.1 – Quy trình thiết kế

Các tác động được đánh giá theo các giai đoạn như sau.

a) Trong mặt phẳng. Chỉ xét lực dọc và mô men trong mặt phẳng, sự phân bố lực dọc theo tường được tính toán bằng phương pháp phân tích đàn hồi, giả thiết bê tông không chịu kéo (xem *3.9.3.4*).
b) Ngoài mặt phẳng. Mô men ngoài mặt phẳng được tính toán (xem *3.9.3.3* và *3.9.3.7.3*).
c) Hỗn hợp. Các ảnh hưởng a) và b) được phối hợp với nhau và mỗi đơn vị chiều dài được xem như cột mảnh và được thiết kế theo *3.8.4*.

3.9.3.7.2 – Các giới hạn về độ mảnh

Tỷ lệ độ mảnh l_e/h không được lớn hơn các giá trị nêu trong bảng 3.23 đối với tường bê tông cốt thép.

Bảng 3.23 – Tỷ lệ độ mảnh lớn nhất đối với tường có cốt thép

Điều kiện tường	Cốt thép	Giá trị lớn nhất của l_e/h
Bị giằng	Như đã nêu trong *3.12.5*, nhưng < 1%	40
Bị giằng	Như đã nêu trong *3.12.5*, nhưng ≥ 1%	45
Không giằng	Như đã nêu trong *3.12.5*	30

3.9.3.7.3 – Các mô men ngoài mặt phẳng

Trong các tường trên, phần lớn mô men bổ sung vào mô men đã đề cập đến trong mục *3.9.3.3* có thể giảm đi do biến dạng ngang dưới tác dụng của tải trọng. Giá trị cho phép tương ứng đối với chúng được thiết lập bằng cách xem tường như những cột mảnh bị uốn quanh trục phụ (xem *3.9.3.8.1*), ngoại trừ trường hợp tường chỉ bố trí một lớp cốt thép ở giữa và mô men bổ sung là mô men kép.

3.9.3.8 – Biến dạng

3.9.3.8.1 – Khái quát

Biến dạng phải nằm trong phạm vi giới hạn cho phép nếu tuân theo các chỉ dẫn trước đây.

3.9.3.8.2 – Tường bê tông cốt thép chịu cắt

Biến dạng của tường bê tông cốt thép chịu cắt phải trong phạm vi giới hạn cho phép nếu chiều cao tổng cộng không lớn hơn 12 lần chiều dài.

3.9.4 – Thiết kế tường bê tông

3.9.4.1 – Lực dọc trục

Lực dọc trục giới hạn thiết kế trong tường bê tông có thể tính toán theo giả thiết rằng các dầm và bản sàn truyền lực lên tường là các gối tựa đơn.

3.9.4.2 – Chiều cao tính toán của tường bê tông không giằng

Chiều cao tính toán của tường bê tông không cốt thép :

a) tường đỡ tại đỉnh mái hoặc bản sàn vượt nhịp vuông góc với tường : $l_e = 1{,}5 l_o$;
b) các loại tường khác : $l_e = 2 l_o$;

Ghi chú: Đối với các tường đầu hồi mái dốc, l_o có thể lấy ở giữa mép mái và đỉnh mái.

3.9.4.3 – Chiều cao tính toán của tường bê tông bị giằng

Chiều cao tính toán của tường bê tông bị giằng được lấy như sau :

a) khi gối tựa ngang bất kỳ chịu cả hai chuyển vị xoay lẫn chuyển vị ngang, l_e bằng 3/4 khoảng cách[1] thông thuỷ giữa các gối tựa ngang hoặc hai lần khoảng cách giữa gối tựa ngang và cạnh tự do tương ứng;
b) khi gối tựa ngang bất kỳ chỉ chịu chuyển vị ngang, l_e bằng khoảng cách giữa tim các gối tựa hoặc 2,5 lần khoảng cách giữa gối tựa và cạnh tự do tương ứng.

[1] Khoảng cách đo theo chiều đứng nếu các gối tựa nằm ngang (ví dụ, bản sàn) hoặc đo theo chiều ngang nếu các gối tựa ngang đặt theo chiều đứng (ví dụ, các tường khác).

3.9.4.4 – Giới hạn độ mảnh

Tỷ lệ độ mảnh l_e/h không được lớn hơn 30, bất kể tường bị giằng hay không giằng.

3.9.4.5 – Độ lệch tâm tối thiểu ngoài mặt phẳng của lực

Với cách bố trí tải trọng theo chiều ngang hay theo chiều đứng bất kỳ, hợp lực trong mỗi tường bê tông không cốt thép phải có độ lệch tâm ngoài mặt phẳng không nhỏ hơn h/20 hoặc 20mm. Trong trường hợp tường mảnh, có thể phát sinh độ lệch tâm khác do biến dạng dưới tác dụng của tải trọng. Các quy trình tính toán đối với độ lệch tâm này được nêu trong các mục *3.9.4.16* và *3.9.4.17*.

3.9.4.6 – Độ lệch tâm trong mặt phẳng do lực trên tường đơn

Độ lệch tâm trong mặt phẳng do lực trên tường đơn có thể tính toán chỉ bằng phương pháp tĩnh học.

3.9.4.7 – Độ lệch tâm trong mặt phẳng do lực ngang trên nhiều hơn hai tường song song

Khi lực ngang do một số tường cùng chịu, có thể phân bố lực giữa các tường theo tỷ lệ độ cứng tương đối của chúng và độ lệch tâm trên một tường bất kỳ không được lớn hơn 1/3 chiều dài tường. Khi độ lệch tâm tìm được trên tường bất kỳ lớn hơn giá trị này, có thể xem độ cứng của tường bằng không và tiến hành điều chỉnh lực cho các tường còn lại.

3.9.4.8 – Các panen tường có mối nối chịu cắt

Khi tường có các mối nối chịu cắt giữa các khe đứng của các panen tường kế cận nhau, có thể áp dụng phân tích đàn hồi và mối nối chịu cắt được thiết kế để chịu các lực giới hạn thiết kế.

3.9.4.9 – Độ lệch tâm của tải trọng sàn hay mái bê tông

Tải trọng thiết kế có thể giả thiết tác dụng tại 1/3 chiều sâu vùng gối tựa kể từ mặt vùng chất

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

tải. Khi sàn bê tông đổ tại chỗ trên một cạnh tường, có thể giả thiết vùng gối tựa chung chia đều cho mỗi sàn.

3.9.4.10 – Các tải trọng lệch tâm khác

Lưu ý rằng tải trọng tác dụng lên tường có thể có độ lệch tâm lớn hơn 1/2 bề dày tường thông qua các chi tiết nối đặc biệt (ví dụ, giằng ngang giữa các dầm).

3.9.4.11 – Độ lệch tâm trong và ngoài mặt phẳng của hợp lực trên tường không giằng

Tại cao trình bất kỳ, phải đảm bảo giá trị độ lệch tâm cho phép của các tải trọng đứng và mô men lật do các lực ngang phía trên cao trình đó gây ra.

3.9.4.12 – Độ lệch tâm ngoài mặt phẳng của hợp lực trên tường bị giằng

Tại cao trình bất kỳ, độ lệch tâm ngoài mặt phẳng đối với mặt phẳng dọc trục của tường có thể tính toán với giả thiết rằng ngay tại phía trên gối tựa ngang, độ lệch tâm của tất cả các tải trọng đứng phía trên nó bằng không.

3.9.4.13 – Tải trọng tập trung

Khi có các tải trọng tác dụng cục bộ (dầm gối tựa hoặc đế cột), ứng suất thiết kế cục bộ dưới tác dụng của tải trọng không được lớn hơn $0,6f_{cu}$ đối với bê tông cấp độ bền lớn hơn hoặc bằng 25, hoặc $0,5f_{cu}$ đối với bê tông có cấp độ bền nhỏ hơn 25.

3.9.4.14 – Tính toán tải trọng thiết kế trên đơn vị chiều dài

Tải trọng thiết kế trên đơn vị chiều dài được tính toán trên cơ sở phân bố tuyến tính của tải trọng dọc theo chiều dài tường và không tính đến độ bền kéo bất kỳ.

3.9.4.15 – Lực dọc trục đơn vị lớn nhất đối với tường dày không cốt thép bị giằng

Lực dọc trục giới hạn thiết kế lớn nhất trên một đơn vị chiều dài tường n_w do các tải trọng giới hạn gây ra phải thỏa mãn điều kiện sau :

$$n_w \le 0,3(h - 2e_x)f_{cu} \qquad \text{Phương trình 43}$$

trong đó :

e_x độ lệch tâm của tải trọng, đo vuông góc với mặt phẳng tường (với giá trị tối thiểu bằng h/20).

3.9.4.16 – Lực dọc trục giới hạn thiết kế lớn nhất đối với tường mảnh bị giằng không cốt thép

Lực dọc trục giới hạn thiết kế lớn nhất n_w phải thỏa mãn phương trình 43 và phương trình sau :

$$n_w \le 0,3(h - 1,2e_x - 2e_a)f_{cu} \qquad \text{Phương trình 44}$$

trong đó :

e_x như đã định nghĩa trong *3.9.4.15*;

e_a độ lệch tâm bổ sung do biến dạng gây ra, có thể lấy bằng $l_e^2/2500h$, trong đó l_e là chiều cao tính toán của tường.

3.9.4.17 – Tải trọng dọc trục đơn vị lớn nhất đối với tường bê tông không giằng

Tải trọng dọc trục đơn vị lớn nhất đối với tường bê tông không cốt thép và không giằng phải thỏa mãn các phương trình sau :

a) $n_w \le 0,3(h - 2e_{x,1})f_{cu}$ Phương trình 45

b) $n_w \le 0,3\{h - 2(e_{x,2} + e_a)\}f_{cu}$ Phương trình 46

trong đó e_a theo định nghĩa trong *3.9.4.16*.

3.9.4.18 – Độ bền cắt

Khả năng chịu cắt thiết kế của tường bê tông không cốt thép không cần kiểm tra nếu thỏa mãn một trong những điều kiện sau đây :

a) lực cắt thiết kế theo phương ngang nhỏ hơn 1/4 tải trọng đứng thiết kế; hoặc

b) lực cắt thiết kế theo phương ngang nhỏ hơn giá trị lực cắt theo yêu cầu tính toán từ ứng suất cắt thiết kế trung bình bằng $0,45N/mm^2$ trên toàn bộ tiết diện ngang của tường.

Ghi chú: Đối với bê tông có cấp độ bền thấp hơn 25 và bê tông cốt liệu nhẹ, số $0,45N/mm^2$ được thay bằng $0,3N/mm^2$.

3.9.4.19 – Nứt của bê tông

Có thể bố trí cốt thép trong tường để khống chế vết nứt sinh ra do uốn hoặc do co ngót nhiệt và thuỷ hóa. Các chỉ dẫn được nêu trong *3.9.4.20* đến *3.9.4.23*. Trong mọi trường hợp, lượng cốt thép theo mỗi hướng ít nhất phải bằng :

a) đối với thép có cấp độ bền 460 : 0,25% diện tích tiết diện ngang của bê tông;

b) đối với thép có cấp độ bền 250 : 0,30% diện tích tiết diện ngang của bê tông.

3.9.4.20 – Cốt thép "chống nứt" trong tường bê tông không cốt thép phía ngoài

Trong các tường (khác với tường bê tông thô) có chiều dài lớn hơn 2m và tiếp xúc với môi trường ngoài trời, nếu cần, có thể bố trí cốt thép theo cả hai phương đứng và ngang. Chúng bao gồm các thanh thép có đường kính nhỏ, khoảng cách khá dày và có đủ chiều dày lớp bảo vệ gần với bề mặt tiếp xúc với phía ngoài trời.

3.9.4.21 – Cốt thép "chống nứt" trong tường bê tông không cốt thép phía trong

Có thể bố trí cốt thép chỉ ở một phần của tường có mối nối sàn – dầm. Khi bố trí, một nửa cốt thép phải phân bố ở gần mỗi mặt.

3.9.4.22 – Cốt thép xung quanh lỗ tường bê tông không cốt thép

Cốt thép danh nghĩa phải xem xét kỹ.

3.9.4.23 – Cốt thép của tường bê tông không cốt thép chịu uốn

Nếu tại cao trình bất kỳ, chiều dài tường lớn hơn 1/10 chiều dài tổng cộng chịu ứng suất kéo sinh ra do độ lệch tâm của hợp lực trong mặt phẳng, cần phải bố trí cốt thép theo chiều đứng để phân tán các vết nứt tiềm tàng có thể sinh ra. Dưới tác dụng của tải trọng sử dụng thiết kế, chỉ cần bố trí cốt thép ở những vùng chịu kéo của tường. Cốt thép được bố trí thành hai lớp với khoảng cách tuân theo các quy tắc nêu trong *3.12.11*.

3.9.4.24 – Biến dạng của tường bê tông không cốt thép

3.9.4.24.1 – Khái quát

Biến dạng của tường bê tông không cốt thép có thể nằm trong phạm vi giới hạn cho phép nếu tuân theo các chỉ dẫn trước đây.

3.9.4.24.2 – Tường chịu cắt

Biến dạng của tường bê tông chịu cắt không cốt thép có thể nằm trong phạm vi giới hạn cho phép nếu tổng chiều cao không lớn hơn 10 lần chiều dài của tường.

3.10 – CẦU THANG

3.10.1 – Khái quát

Ghi chú: Theo các nội dung của mục này, cầu thang bao gồm vùng chiếu nghỉ cầu thang vượt nhịp theo cùng hướng và liên tục với vế thang.

3.10.1.1 – Tải trọng

Cầu thang được thiết kế để chịu các tải trọng giới hạn thiết kế theo các tổ hợp tải trọng nêu trong mục *3.2.1.2.2*.

3.10.1.2 – Phân bố tải trọng

Tải trọng giới hạn thiết kế có thể giả thiết là tải trọng phân bố đều trên toàn bộ diện tích cầu thang. Tuy nhiên, khi cầu thang bao quanh các giếng hở gồm hai nhịp trực giao nhau, tải trọng trên vùng chung cho cả hai nhịp có thể chia đều cho cả hai nhịp.

Khi cầu thang hoặc chiếu nghỉ vượt nhịp theo hướng của vế thang và chôn vào tường một khoảng ít nhất bằng 110mm dọc theo một phần hay toàn bộ chiều dài của chúng, có thể trừ đi dải 150mm phần giáp tường của vùng chất tải.

3.10.1.3 – Nhịp tính toán của cầu thang toàn khối không có dầm cầu thang

Khi cầu thang đổ toàn khối tại các đầu mút gắn với các kết cấu chịu lực vượt nhịp vuông góc với nhịp của chúng, nhịp tính toán có thể xác định bởi phương trình 47 :

$$\text{Nhịp tính toán} = l_a + 0,5(l_{b,1} + l_{b,2}) \qquad \text{Phương trình 47}$$

trong đó :

l_a khoảng cách thông thuỷ theo phương ngang giữa các cấu kiện gối tựa;

$l_{b,1}$ bề rộng của cấu kiện gối tựa tại một đầu hoặc 1,8m (chọn giá trị nhỏ hơn);

$l_{b,2}$ bề rộng của cấu kiện gối tựa tại đầu khác hoặc 1,8m (chọn giá trị nhỏ hơn);

3.10.1.4 – Nhịp tính toán của cầu thang kê đơn giản và không có dầm cầu thang

Nhịp tính toán của cầu thang gối đơn giản và không có dầm cầu thang được lấy bằng khoảng cách nằm ngang giữa các tim của các gối tựa hoặc khoảng cách giữa các mặt gối tựa cộng với chiều cao tính toán (chọn giá trị nhỏ hơn).

3.10.1.5 – Chiều cao tiết diện

Chiều cao tiết diện được lấy bằng chiều dày nhỏ nhất đo thẳng góc với mặt dưới của cầu thang.

3.10.2 – Thiết kế cầu thang

3.10.2.1 – Độ bền, biến dạng và kiểm tra vết nứt

Các chỉ dẫn đối với dầm và bản nêu trong *3.4* và *3.5* được áp dụng khi thiết kế cầu thang, ngoại

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

trừ tỷ lệ nhịp / chiều cao tiết diện của cầu thang không có dầm cầu thang thì áp dụng theo mục *3.10.2.2*.

3.10.2.2 – Tỷ lệ nhịp/chiều cao tiết diện cho phép đối với cầu thang không có dầm thang

Khi vế thang chiếm ít nhất 60% nhịp cầu thang, tỷ lệ trên được tính toán theo *3.4.6.3* và có thể giảm 15%.

3.11 – MÓNG

3.11.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây áp dụng cho các nội dung của mục *3.11*.

A_B tổng diện tích tiết diện ngang của cốt thép.

a_v khoảng cách từ mặt cột đến tiết diện chịu cắt tới hạn.

c chiều rộng cột.

c_x kích thước nằm ngang của cột, song song với l_x.

c_y kích thước nằm ngang của cột, song song với l_y.

d chiều cao tính toán của móng hay đài cọc.

h chiều dày của móng hay đài cọc.

l_c một nửa khoảng cách giữa các tim cột (nếu nhiều hơn một cột) hoặc khoảng cách đến mép móng (chọn giá trị lớn hơn).

l_x kích thước cạnh dài của móng.

l_y kích thước cạnh ngắn của móng.

v ứng suất cắt thiết kế tại tiết diện.

v_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông.

Φ đường kính của cọc tiết diện tròn hoặc của đường tròn nội tiếp trong cọc có hình dáng tiết diện khác.

3.11.2 – Các giả thiết trong thiết kế móng và đài cọc

3.11.2.1 – Khái quát

Ngoại trừ khi phản lực của tải trọng và mô men được xác định bằng các phương pháp chính xác hơn, ví dụ phân tích đàn hồi nhóm cọc hay áp dụng các nguyên lý cân bằng của cơ học đất, có thể áp dụng các giả thiết sau.

a) Khi móng hay đài cọc chịu tải trọng đúng tâm, các phản lực từ các tải trọng giới hạn thiết kế có thể giả thiết phân bố đều (nghĩa là tải trọng trên đơn vị diện tích hoặc tải trọng trên mỗi đầu cọc).

b) Khi móng hay đài cọc chất tải lệch tâm, các phản lực có thể giả thiết thay đổi tuyến tính cắt qua móng hay cắt qua hệ thống cọc.

3.11.2.2 – Tiết diện tới hạn trong thiết kế móng đơn

Tiết diện tới hạn trong thiết kế móng đơn có thể lấy theo tiết diện tại mặt cột hay tường.

3.11.2.3 – Các hốc cho cấu kiện đúc sẵn

Trong tính toán khả năng chịu lực của tiết diện, phải tính đến các hốc cho các cấu kiện đúc sẵn, ngoại trừ khi vữa nhồi khe bằng vữa xi măng không yếu hơn bê tông trong móng.

3.11.3 – Thiết kế móng

3.11.3.1 – Mô men thiết kế trên tiết diện thẳng đứng lấy cắt qua toàn bộ móng

Mô men thiết kế trên tiết diện thẳng đứng lấy cắt qua toàn bộ móng có thể lấy bằng mô men sinh ra do toàn bộ tải trọng giới hạn thiết kế và phản lực trên một phía của tiết diện đó. Không được thực hiện việc phân bố lại mô men.

3.11.3.2 – Phân bố cốt thép

Theo mục đích của mục này, cốt thép phải bố trí thẳng góc với tiết diện. Khi l_c lớn hơn (3c/4 + 9d/4), 2/3 số lượng cốt thép theo yêu cầu tính toán được tập trung trong phạm vi vùng từ tim cột đến vị trí cách mặt cột một khoảng bằng 1,5d; nói cách khác, cốt thép phải phân bố đều trên khoảng l_c .

3.11.3.3 – Lực cắt thiết kế

Lực cắt thiết kế là tổng đại số của tất cả các tải trọng đứng thiết kế tác dụng lên một phía hay phía ngoài của chu vi tiết diện tới hạn (xem *3.5.5* và *3.5.6*).

3.11.3.4 – Độ bền cắt thiết kế gần tải trọng tập trung

Độ bền cắt thiết kế gần tải trọng tập trung bị chi phối bởi hai điều kiện sau đây :

a) Lực cắt dọc theo tiết diện thẳng đứng cắt qua toàn bộ chiều rộng của móng. Xem các mục *3.5.5.2* và *3.5.5.3* (liên quan đến khả năng chịu cắt thiết kế của bản).

b) Cắt thủng quanh vùng chất tải. Sử dụng *3.7.6*, ngoại trừ trường hợp không cần cốt thép chịu cắt khi $v < v_c$.

3.11.4 – Thiết kế đài cọc

3.11.4.1 – Khái quát

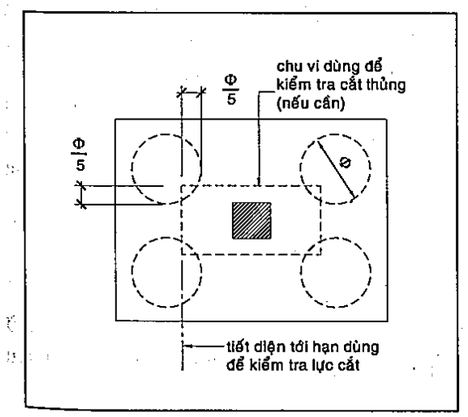
Đài cọc được thiết kế bằng lý thuyết uốn hoặc phương pháp tương tự thanh dàn; nếu sử dụng phương pháp tương tự thanh dàn, dàn có dạng tam giác với các nút nằm ở tâm vùng chất tải. Các nút thấp hơn của dàn nằm ở điểm giao nhau của các đường tim các cọc với cốt thép chịu kéo.

3.11.4.2 – Phương pháp thanh dàn

Khi sử dụng phương pháp thanh dàn với khoảng cách các cọc khá lớn (khoảng cách giữa các cọc lớn hơn 3 lần đường kính cọc), chỉ có cốt thép trong phạm vi 1,5 lần đường kính cọc tính từ tim cọc được cấu tạo thành thanh dàn chịu kéo.

3.11.4.3 – Lực cắt

Độ bền cắt thiết kế của đài cọc thông thường bị chi phối bởi lực cắt dọc theo tiết diện thẳng đứng cắt qua toàn bộ bề rộng đài cọc. Tiết diện tới hạn đối với lực cắt có thể nằm ở vị trí cách phía trong bề mặt các cọc một khoảng bằng 20% đường kính cọc như minh họa trên hình 3.23. Toàn bộ lực từ các cọc có tim nằm ngoài đường tiết diện tới hạn có thể xem như tác dụng bên ngoài đường này.



Hình 3.23. *Tiết diện tới hạn để kiểm tra lực cắt trong đài cọc*

3.11.4.4 – Khả năng chịu cắt thiết kế

Khả năng chịu cắt thiết kế của đài cọc có thể xác định theo *3.5.5* và *3.5.6* và chịu chi phối bởi các giới hạn sau đây :

a) Khi áp dụng các điều khoản này, a_v là khoảng cách từ mặt cột đến tiết diện tới hạn như đã định nghĩa trong *3.11.4.3*.

b) Khi khoảng cách của các cọc nhỏ hơn hoặc bằng 3Φ, sự nâng cao khả năng chịu cắt được áp dụng trên toàn bộ tiết diện tới hạn. Khi khoảng cách các cọc lớn hơn, sự nâng cao khả năng chịu cắt chỉ áp dụng cho các dải có bề rộng bằng 3Φ tính từ tim mỗi cọc. Không cần bố trí cốt đai tối thiểu trong đài cọc khi $v < v_c$ (nâng cao khả năng chịu cắt nếu thích hợp).

c) Cốt thép chịu kéo phải được bố trí với neo đầy đủ theo *3.12.8*.

3.11.4.5 – Lực cắt chọc thủng

Phải tiến hành tính toán kiểm tra để đảm bảo rằng ứng suất cắt thiết kế tại chu vi cột không được lớn hơn $0{,}8\sqrt{f_{cu}}$ N/mm^2 hoặc 5N/mm^2 (theo giá trị nhỏ hơn). Khả năng chịu cắt lớn nhất cũng bị chi phối bởi các điều khoản trong mục *3.7.7.5*. Hơn nữa, nếu khoảng cách các cọc lớn hơn 3Φ, phải kiểm tra cắt thủng trên chu vi được minh họa trên hình 3.23 theo mục *3.7.7*.

3.12 – NHỮNG ĐIỂM CẦN LƯU Ý KHI THIẾT KẾ CẤU TẠO CHI TIẾT

Ghi chú: Chương 6 nêu các chỉ dẫn về tay nghề.

3.12.1 – Các sai số cho phép

3.12.1.1 – Khái quát

Ảnh hưởng của các sai số cho phép trong thiết kế và cấu tạo được nêu trong các mục từ *3.12.1.2* đến *3.12.1.5* (xem thêm *6.2.8* về sai số kích thước).

3.12.1.2 – Sai số cho phép về kích thước cấu kiện

Khi lựa chọn kích thước cấu kiện, phải thừa nhận có sự không chính xác trong xây dựng. BS 5606 nêu các chỉ dẫn về độ chính xác và các sai số cho phép. Mức độ sai số cho phép được quy định phù hợp với độ khít của kết cấu theo mục đích của chúng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Các hệ số an toàn riêng được quy định cho toàn bộ các sai số cho phép thông thường trong thiết kế dựa trên cơ sở kích thước danh nghĩa. Khi sai số cho phép khá lớn được quy định cho các cấu kiện nhỏ có ứng suất cao, trong thiết kế có thể phải dựa trên các kích thước thực sau khi có quy định các sai số cho phép lớn nhất; tuy nhiên, trường hợp này rất hiếm xảy ra.

3.12.1.3 – Vị trí cốt thép

Thông thường thiết kế có thể thừa nhận rằng vị trí cốt thép mang tính danh nghĩa. Tuy nhiên, khi đặt cốt thép có liên quan nhiều đến một mặt của cấu kiện, ví dụ như cốt đai trong dầm với chiều dày lớp bảo vệ danh nghĩa cho trước đối với tất cả các mặt, chiều dày lớp bê tông bảo vệ thực tế trên một mặt có thể lớn hơn và có thể xác định từ việc xem xét các sai số cho phép khác. Đó là :

a) kích thước và khoảng cách của các viên kê, các miếng đệm hoặc các gối đỡ định vị cốt thép (bao gồm khả năng chịu nén của các bộ phận và bề mặt tựa của chúng);
b) độ cứng, độ thẳng và độ chính xác khi cắt, uốn và định vị các thanh thép hay khung cốt thép);
c) độ chính xác của ván khuôn cả về kích thước lẫn độ phẳng (bao gồm các hình thức cố định như lớp vữa nghèo, khối xây);
d) kích thước của các phần kết cấu và các kích thước có liên quan của thanh thép hoặc khung cốt thép).

3.12.1.4 – Sai số cho phép về điều chỉnh cốt thép giữa hai bề mặt bê tông

Kích thước tổng thể trong bảng thống kê uốn cốt thép được xác định theo kích thước danh nghĩa của bê tông trừ đi lớp bảo vệ danh nghĩa trên mỗi mặt và trừ đi sai số cho phép kích thước cấu kiện và chỗ uốn nêu trong bảng 3.24.

Những khấu trừ kích thước trên được áp dụng cho hầu hết các kết cấu bê tông cốt thép. Tuy nhiên, khi sai số cho phép về kích thước cấu kiện lớn hơn 5mm, 5mm, 10mm và 10mm đối với bốn phạm trù đã nêu ở trên, có thể thực hiện khấu trừ nhiều hơn hoặc giảm chiều dày lớp bảo vệ.

Bảng 3.24 – Các kích thước thống kê thanh thép : khấu trừ sai số cho phép

Khoảng cách giữa các mặt bê tông, m	Dạng cốt thép	Khấu trừ tổng cộng, mm
0 đến 1	Cốt đai và cốt xiên khác	10
> 1 đến 2	Cốt đai và cốt xiên khác	15
> 2	Cốt đai và cốt xiên khác	20
Khoảng cách bất kỳ	Thanh thép thẳng	40

3.12.1.5 – Sai số tích luỹ

Trong thực tế, vị trí các thanh thép trong phạm vi sai số cho phép có thể tạo ra sự tích luỹ các sai số cho phép theo một hướng. Điều đó có thể dẫn đến khả năng chịu mô men bị giảm xuống vượt quá giá trị phần trăm cho phép đối với giá trị bình thường của các hệ số an toàn riêng. Vì vậy, trong thiết kế cấu kiện tới hạn đặc biệt cần phải có sự điều chỉnh thích hợp về chiều cao tính toán.

3.12.2 – Các mối nối

3.12.2.1 – Các mối nối thi công

Vị trí và việc định vị các mạch ngừng thi công phải được xem xét kỹ lưỡng trước khi đổ bê tông. Nói chung các mạch ngừng này phải thẳng góc với hướng của cấu kiện. Nếu mặt mối nối thi công cần phải có sự chuẩn bị đặc biệt, thiết kế phải chỉ định các mối nối này.

3.12.2.2 – Các khe co giãn[1]

Vị trí các khe co giãn phải được chỉ dẫn rõ ràng trên các bản vẽ cho cả cấu kiện riêng lẻ lẫn tổng thể kết cấu. Trong trường hợp tổng quát, các khe co giãn trong kết cấu phải xuyên suốt qua toàn bộ kết cấu trên một mặt phẳng. Thông tin về các kiểu khe co giãn khác nhau được nêu trong chương 8 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

3.12.3 – Thiết kế giằng

3.12.3.1 – Khái quát

Sự tương tác giữa các cấu kiện có thể tạo ra nhờ giằng kết cấu với nhau bằng các kiểu giằng sau đây (xem 2.2.2.2) :

[1] Nguyên bản là "Movement joints" – khe co giãn do giãn nở nhiệt, co ngót và từ biến v.v... – (ND).

a) giằng theo chu vi;
b) giằng trong;
c) giằng ngang cho cột và tường;
d) giằng đứng.

Khi nhà bị tách thành các đơn nguyên độc lập về mặt kết cấu bởi khe co giãn, mỗi đơn nguyên sẽ có hệ giằng tương ứng.

3.12.3.2 – Tỷ lệ các giằng

Trong thiết kế giằng, có thể bỏ qua cốt thép được tính toán với các đặc trưng độ bền và lực khác với các giá trị đã nêu trong *3.12.3.4* đến *3.12.3.7*. Cốt thép bố trí cho các mục đích khác có thể xem như một phần hay toàn bộ giằng.

3.12.3.3 – Tính liên tục và neo của giằng

Các thanh thép được nối chồng, nối hàn hoặc nối cơ khí theo *3.12.8.9*.

Giằng có thể xem như neo vào các giằng khác tại góc vuông nếu các thanh thép của giằng kéo dài :

a) 12Φ hoặc neo tương đương phía ngoài tất cả các thanh thép của giằng khác; hoặc
b) chiều dài neo tính toán (dựa vào lực trong thanh thép) phía ngoài đường trục thanh thép của giằng khác.

3.12.3.4 – Giằng trong

3.12.3.4.1 – Phân bố và vị trí

Các giằng trong có thể đặt ở mỗi tầng sàn hoặc tầng mái theo hai hướng gần vuông góc với nhau. Các giằng phải kéo liên tục trên suốt chiều dài của chúng và phải neo với giằng theo chu vi tại mỗi đầu (trừ khi kéo liên tục như những giằng ngang cho cột và tường). Trong một phần hay tổng thể kết cấu, chúng có thể phân bố đều trên các bản sàn hay có thể nhóm lại tại các dầm, tường hoặc các vị trí thích hợp khác, nhưng khoảng cách nói chung không được lớn hơn $1,5l_r$, trong đó l_r là khoảng cách lớn hơn (tính bằng m) giữa các tim cột, khung hay tường đỡ hai nhịp sàn liền kề nhau bất kỳ theo hướng của giằng đang xét. Trong tường, các giằng phải nằm trong phạm vi 0,5m tính từ đỉnh hay đáy của bản sàn.

3.12.3.4.2 – Độ bền

Theo mỗi hướng, giằng phải có khả năng chịu được lực kéo (tính bằng kN/m bề rộng) bằng hoặc lớn hơn :

a) $\dfrac{(G_k+Q_k)}{7,5}\dfrac{l_r}{5}F_t$

hoặc

b) $1,0F_t$

trong đó :

(G_k+Q_k) tổng tải trọng tĩnh và hoạt tải đặc trưng trung bình trên sàn (kN/m^2);

F_t giá trị nhỏ hơn của $(20+4n_o)$ hoặc 60, trong đó n_o là số tầng của kết cấu;

l_r như định nghĩa trong *3.12.3.4.1*.

Khi tường trên mặt bằng chỉ theo một phương (ví dụ, kết cấu "tường ngang" hoặc "tường dọc"), giá trị l_r sử dụng khi tính lực giằng theo hướng song song với tường phải lấy bằng chiều dài thực tế của tường hoặc chiều dài có thể bị mất đi trong trường hợp sự cố (chọn giá trị nhỏ hơn). Chiều dài bị mất đi được lấy bằng chiều dài giữa các gối tựa ngang kế cận hoặc giữa các gối tựa ngang và mép tự do. Các thông tin thêm được nêu trong 2.6.3.2 của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

3.12.3.5 – Giằng chu vi

Trên mỗi cao trình sàn và mái, phải thiết kế các giằng theo chu vi liên tục và có khả năng chịu lực kéo bằng $1,0F_t$ (tính theo kN) đặt trong phạm vi 1,2m tính từ mép công trình hoặc trong phạm vi tường theo chu vi.

3.12.3.6 – Giằng ngang cho cột và tường

3.12.3.6.1 – Khái quát

Từng cột phía ngoài và mỗi mét chiều dài tường ngoài (nếu giằng chu vi không đặt trong phạm vi tường) chịu tải trọng thẳng đứng phải neo hoặc theo phương ngang phải liên kết vào trong kết cấu tại mỗi cao trình sàn và mái bằng giằng có khả năng tiếp nhận lực (tính theo kN) bằng hoặc lớn hơn :

a) $2,0F_t$ (hoặc $(l_s/2,5)/F_t$ nếu nhỏ hơn, trong đó l_s là chiều cao tính từ sàn đến trần (tính bằng mét); hoặc
b) 3% tổng tải trọng đứng giới hạn thiết kế do cột hoặc tường chịu tại cao trình đó.

Khi giằng chu vi đặt trong phạm vi tường, chỉ cần thiết kế các giằng ngang này nhằm neo các giằng trong với giằng chu vi.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.12.3.6.2 – Giằng các cột góc

Các cột góc phải được giằng vào kết cấu tại mỗi cao trình sàn và mái theo hai hướng gần vuông góc với nhau, mỗi giằng có khả năng chịu được lực bằng hoặc lớn hơn các lực nêu trong các mục a) hoặc b) của *3.12.3.6.1*.

3.12.3.7 – Giằng đứng

Mỗi cột và tường chịu tải trọng đứng phải giằng liên tục từ cao trình thấp nhất đến cao trình cao nhất. Giằng phải có khả năng chịu được lực kéo bằng tĩnh tải và hoạt tải thiết kế lớn nhất do cột và tường tiếp nhận tại một cao trình bất kỳ. Tải trọng thiết kế được tính toán theo *2.4.3.2*. Khi cột hoặc tường tại cao trình thấp nhất của chúng được đỡ bởi cấu kiện không phải là móng, phải tiến hành kiểm tra tính nguyên vẹn kết cấu theo *3.1.4*.

3.12.4 – Cốt thép

3.12.4.1 – Nhóm các thanh thép

Các thanh thép có thể nhóm thành nhóm gồm 2, 3 hoặc 4 thanh thép theo kiểu tiếp xúc. Khi nhóm các thanh thép, bó hay cặp thép phải được xử lý như một thanh thép có diện tích tương đương theo các nội dung của chương 3. Trong mọi trường hợp (ngay cả khi nối chồng) không được bố trí tiếp xúc nhiều hơn 4 thanh thép.

3.12.4.2 – Kích thước thống kê thanh thép

Các thanh thép phải thống kê theo BS 4466. Khi cốt thép vừa vặn giữa hai mặt bê tông, phải tuân thủ các chỉ dẫn về sai số cho phép theo *3.12.1.4*.

3.12.5 – Diện tích tối thiểu của cốt thép trong cấu kiện

3.12.5.1 – Khái quát

Cốt thép phải bố trí đầy đủ để khống chế vết nứt. Số lượng cốt thép tối thiểu được nêu trong các mục *3.12.5.3* và *3.12.5.4*.

3.12.5.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho các nội dung của mục *3.12.5*.

A_c tổng diện tích bê tông.
A_{cc} diện tích bê tông vùng nén.
A_s diện tích cốt thép tối thiểu.
A_{sc} diện tích cốt thép chịu nén.
A_{st} diện tích cốt thép ngang trong vùng cánh.
b bề rộng tiết diện.
b_w bề rộng hay bề rộng tính toán của sườn; b_w lấy bằng bề rộng trung bình của phần bê tông phía dưới cánh đối với tiết diện hình hộp, chữ T hoặc I.
f_y độ bền đặc trưng của cốt thép.
h chiều cao toàn bộ tiết diện ngang của cấu kiện bố trí cốt thép.
h_f chiều cao phần cánh.
l nhịp dầm

3.12.5.3 – Hàm lượng (%) tối thiểu của cốt thép

Hàm lượng (%) tối thiểu của cốt thép tương ứng với các điều kiện khác nhau về tải trọng và loại cấu kiện được nêu trong bảng 3.25.

Số lượng nhỏ nhất các thanh thép dọc trong cột phải là 4 thanh trong các cột chữ nhật và 6 thanh đối với các cột tròn. Kích cỡ các thanh thép không được nhỏ hơn 12mm.

3.12.5.4 – Kích cỡ tối thiểu của thanh thép ở các mặt bên của dầm để khống chế vết nứt (xem 3.12.11.2.6)

Kích cỡ tối thiểu của các thanh thép bố trí ở các mặt bên của dầm nhằm khống chế vết nứt không được nhỏ hơn $\sqrt{s_b b / f_y}$, trong đó s_b là khoảng cách các thanh thép và b là bề rộng tiết diện tại điểm đang xét, lấy bằng 500mm nếu b lớn hơn 500mm.

3.12.6 – Diện tích tối đa của cốt thép trong cấu kiện

3.12.6.1 – Dầm

Diện tích cốt thép chịu kéo hoặc diện tích cốt thép chịu nén không được lớn hơn 4% diện tích tiết diện bê tông.

3.12.6.2 – Cột

Cốt thép dọc không được lớn hơn các giá trị tính bằng phần trăm (%) diện tích tiết diện ngang của bê tông :

a) cột đổ bê tông theo chiều đứng : 6%;
b) cột đổ bê tông theo chiều nằm ngang : 8%;
c) cột đúc chồng theo chiều đứng hoặc chiều ngang : 10%.

3.12.6.3 – Tường

Diện tích cốt thép đứng không được lớn hơn 4% diện tích của tiết diện bê tông.

Bảng 3.25 – Hàm lượng (%) tối thiểu của cốt thép

Trạng thái	Xác định hàm lượng %	Hàm lượng % tối thiểu	
		$f_y = 250N/mm^2$, %	$f_y = 460N/mm^2$, %
Cốt thép chịu kéo			
Tiết diện chủ yếu chịu kéo thuần tuý	$100A_s/A_c$	0,8	0,45
Tiết diện chịu uốn			
a) Dầm có bản cánh, sườn trong vùng kéo :			
1) $b_w/b < 0,4$	$100A_s/b_wh$	0,32	0,18
2) $b_w/b \geq 0,4$	$100A_s/b_wh$	0,24	0,13
b) Dầm có bản cánh, cánh trong vùng kéo :			
1) Dầm chữ T	$100A_s/b_wh$	0,48	0,26
2) Dầm chữ L	$100A_s/b_wh$	0,36	0,20
c) Tiết diện chữ nhật (trong bản đặc, hàm lượng thép tối thiểu được quy định cho cả hai phương).	$100A_s/A_c$	0,24	0,13
Cốt thép chịu nén (khi cốt thép này tính toán ở trạng thái giới hạn)			
Quy tắc chung	$100A_{sc}/A_{cc}$	0,4	0,4
Quy tắc đơn giản hóa đối với trường hợp riêng			
a) Cột hay tường tiết diện chữ nhật	$100A_{sc}/A_c$	0,4	0,4
b) Dầm có bản cánh :			
1) Cánh trong vùng nén	$100A_{sc}/bh_f$	0,4	0,4
2) Sườn trong vùng nén	$100A_{sc}/b_wh$	0,2	0,2
c) Dầm chữ nhật.	$100A_{sc}/A_c$	0,2	0,2
Cốt thép ngang trong bản cánh hoặc dầm có bản cánh (bố trí trên toàn bộ bề rộng tính toán của bản cánh, gần với mặt trên để chịu lực cắt nằm ngang)	$100A_{st}/h_fl$	0,15	0,15

3.12.7 – Giằng cốt thép chịu nén

3.12.7.1 – Cốt đai để giằng cốt thép chịu nén trong dầm hoặc cột

Khi một phần hoặc toàn bộ cốt thép chủ chịu nén, phải bố trí các cốt đai hoặc móc đai có kích cỡ ít nhất bằng 1/4 kích cỡ của thanh thép chịu nén lớn nhất hoặc 6mm (chọn giá trị lớn hơn) với khoảng cách lớn nhất bằng 12 lần kích cỡ nhỏ nhất của thanh thép chịu nén.

3.12.7.2 – Bố trí cốt đai để giằng cốt thép chịu nén trong dầm hoặc cột

Tại mỗi góc và cách mỗi thanh thép (cặp hay bó thanh thép) ở lớp cốt thép phía ngoài cùng phải có cốt đai đi quanh thanh thép với một góc không lớn hơn 135^0. Trong phạm vi vùng nén, không được có thanh thép nào cách thanh thép bị giằng nêu trên một khoảng lớn hơn 150mm.

3.12.7.3 – Giằng cốt thép chịu nén bố trí theo chu vi cột tròn

Các đai hình tròn như các điểm tựa ngang được thiết kế bao quanh các thanh thép hoặc nhóm các thanh thép. Kích cỡ và khoảng cách các đai này phải tuân theo *3.12.7.1*.

3.12.7.4 – Các thanh thép nằm ngang làm gối tựa của tường có ít cốt thép chịu nén

Khi cốt thép chủ thẳng đứng dùng để chịu nén và không lớn hơn 2% diện tích bê tông, phụ thuộc vào độ bền đặc trưng của cốt thép, phải bố trí các cốt thép nằm ngang với hàm lượng (%) ít nhất bằng :

a) $f_y = 250N/mm^2$: 0,30% diện tích bê tông;
b) $f_y = 460N/mm^2$: 0,25% diện tích bê tông.

Các thanh thép nằm ngang này phải có khoảng cách đều nhau, kích cỡ thanh thép không nhỏ hơn 1/4 kích cỡ của thanh thép đứng và không nhỏ hơn 6mm.

3.12.7.5 – Cốt đai để giằng cốt thép chịu nén với số lượng lớn trong tường

Khi cốt thép đứng chịu nén lớn hơn 2%, phải bố trí các thép đai trên suốt chiều dày tường với kích cỡ ít nhất bằng 6mm hoặc 1/4 kích cỡ thanh

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

thép chịu nén lớn nhất. Khoảng cách các cốt đai theo các phương thẳng đứng hoặc nằm ngang không được lớn hơn 2 lần bề dày tường. Theo phương thẳng đứng, khoảng cách các cốt đai không được lớn hơn 16 lần kích cỡ thanh thép. Tất cả các thanh thép đứng chịu nén phải được bao kín bởi các đai. Không được có thanh thép nào nằm cách thanh thép bị cố định bởi thép đai một khoảng lớn hơn 200mm, trong đó cốt đai cố định thanh thép phải đi quanh thanh thép một góc không lớn hơn 90^0.

3.12.8 – Lực bám dính, neo, ứng suất cục bộ, nối chồng, nối và uốn thanh thép

3.12.8.1 – Tránh sự phá hoại khả năng bám dính do tải trọng giới hạn gây ra

Lực trong mỗi thanh thép phải được duy trì tại hai phía của tiết diện bất kỳ bằng chiều dài neo trong bê tông hoặc các loại neo khác. Khi thực hiện được điều này, có thể bỏ qua ứng suất dính cục bộ.

3.12.8.2 – Ứng suất bám dính neo

Ứng suất bám dính neo được xem như hằng số trên suốt chiều dài neo tính toán. Ứng suất bám dính neo có thể lấy bằng lực trong thanh thép chia cho diện tích bề mặt neo tính toán (xem *3.12.8.3*). Ứng suất bám dính không được lớn hơn các giá trị tương ứng tính theo *3.12.8.4*.

3.12.8.3 – Ứng suất bám dính neo thiết kế

Ứng suất bám dính neo thiết kế f_b được xem như không đổi trên suốt chiều dài neo và được tính toán bởi phương trình sau :

$$f_b = F_s/\pi\varphi_e l \qquad \text{Phương trình 48}$$

trong đó :

f_b ứng suất bám dính;

F_s lực trong thanh thép hoặc nhóm các thanh thép;

l chiều dài neo;

φ_e kích cỡ tính toán của thanh thép, đối với thép đơn – chúng bằng kích cỡ của thanh thép, đối với nhóm các thanh thép – chúng bằng đường kính của thanh thép có diện tích bằng tổng diện tích các thanh thép trong nhóm.

3.12.8.4 – Các giá trị đối với ứng suất bám dính neo giới hạn thiết kế

Các giá trị đối với ứng suất bám dính neo giới hạn thiết kế f_{bu} có thể tính từ phương trình sau :

$$f_{bu} = \beta\sqrt{f_{cu}} \qquad \text{Phương trình 49}$$

trong đó :

f_{bu} ứng suất dính neo giới hạn thiết kế;

β hệ số phụ thuộc vào dạng thanh thép.

Đối với các thanh thép chịu kéo trong bản hoặc trong dầm có bố trí cốt đai tối thiểu theo bảng 3.7, giá trị β có thể lấy theo bảng 3.26. Các giá trị này bao gồm hệ số an toàn riêng (γ_m) bằng 1,4.

Bảng 3.26 – Các giá trị của hệ số lực bám dính β

Dạng thanh thép	β	
	Thanh thép chịu kéo	Thanh thép chịu nén
Thép trơn	0,28	0,35
Dạng 1 : thép gờ	0,40	0,50
Dạng 2 : thép gờ	0,50	0,63
Lưới thép (xem *3.12.8.5*)	0,65	0,81

Trong các dầm không bố trí các cốt đai tối thiểu theo bảng 3.7, ứng suất bám dính neo thiết kế phải là ứng suất tương ứng với thanh thép trơn, bất kể sử dụng loại thép gì. Điều này không áp dụng cho bản.

Các giá trị về chiều dài neo được nêu trong bảng 3.27 là số nhân với kích cỡ thanh thép.

3.12.8.5 – Ứng suất bám dính neo giới hạn thiết kế đối với lưới thép

Giá trị ứng suất bám dính neo giới hạn thiết kế cho trong **3.12.8.4** dùng cho lưới thép được chế tạo trong nhà máy từ các thanh thép phù hợp với BS 4449 hoặc sợi thép phù hợp với BS 4482. Quy định :

a) lưới hàn chịu cắt phù hợp với BS 4483; và

b) số lượng điểm hàn giao nhau trong phạm vi chiều dài neo phải ít nhất bằng $4A_s$ theo yêu cầu tính toán/A_s được bố trí.

3.12.8.6 – Neo của cốt đai

Cốt đai xem như được neo đầy đủ khi thỏa mãn các điều kiện sau đây :

Bảng 3.27 – Chiều dài bám dính neo giới hạn và chiều dài nối chồng là số nhân với kích cỡ thanh thép

Dạng cốt thép	Cấp độ bền 250, Thép trơn	Cấp độ bền 460			
		Thép trơn	Thép gờ, loại 1	Thép gờ, loại 2	Lưới thép
	Độ bền khối vuông của bê tông : 25				
Neo chịu kéo và nối chồng	43	79	55	44	34
1,4 × nối chồng chịu kéo	60	110	77	62	48
2,0 × nối chồng chịu kéo	85	157	110	88	68
Chiều dài neo chịu nén	34	63	44	35	28
Chiều dài nối chồng chịu nén	43	79	55	44	34
	Độ bền khối vuông của bê tông : 30				
Neo chịu kéo và nối chồng	39	72	50	40	31
1,4 × nối chồng chịu kéo	55	100	70	56	44
2,0 × nối chồng chịu kéo	78	143	100	80	62
Chiều dài neo chịu nén	32	58	40	32	25
Chiều dài nối chồng chịu nén	39	72	50	40	31
	Độ bền khối vuông của bê tông : 35				
Neo chịu kéo và nối chồng	36	67	47	38	29
1,4 × nối chồng chịu kéo	51	93	65	52	40
2,0 × nối chồng chịu kéo	72	133	93	75	57
Chiều dài neo chịu nén	29	53	38	30	23
Chiều dài nối chồng chịu nén	36	67	47	38	29
	Độ bền khối vuông của bê tông : 40				
Neo chịu kéo và nối chồng	34	62	44	35	27
1,4 × nối chồng chịu kéo	48	87	61	49	38
2,0 × nối chồng chịu kéo	68	124	81	70	54
Chiều dài neo chịu nén	27	50	35	28	22
Chiều dài nối chồng chịu nén	34	62	44	35	27
Ghi chú. Các giá trị được làm tròn đến số nguyên gần nhất và chiều dài tính từ giá trị này có thể sai khác không đáng kể so với giá trị tính toán trực tiếp từ kích cỡ của mỗi thanh thép hoặc lưới thép.					

a) cốt đai vòng quanh thanh thép một đoạn ít nhất bằng kích cỡ của bản thân nó, bẻ góc 90^0, kéo dài thêm một đoạn ít nhất bằng 8 lần kích cỡ bản thân nó; hoặc

b) cốt đai vòng quanh thanh thép một đoạn tối thiểu bằng kích cỡ của bản thân nó, bẻ góc 180^0, kéo dài thêm một đoạn tối thiểu bằng 4 lần kích cỡ bản thân nó.

Trong mọi trường hợp, bán kính uốn của cốt đai không được nhỏ hơn 2 lần bán kính thử nghiệm uốn thanh thép do nhà chế tạo bảo hành.

3.12.8.7 – Neo của lưới thép hàn dùng làm cốt đai

Cốt đai xem như được neo đầy đủ khi trong phạm vi chiều dài neo có hai sợi thép hàn cắt ngang hoặc một sợi thép hàn có kích cỡ không nhỏ hơn 1,4 lần kích cỡ của sợi thép neo.

3.12.8.8 – Neo của thanh thép chờ cột trong các móng hay đài cọc

Ứng suất bám dính khi nén được duy trì trên các thanh thép chờ trong phạm vi móng hay đài cọc không cần phải kiểm tra khi :

a) thép chờ kéo dài đến cao trình của lớp thép phía dưới móng hay đài cọc;

b) móng hay đài cọc được thiết kế để chịu mô men và lực cắt theo *3.11*.

3.12.8.9 – Nối chồng và các mối nối

Các liên kết truyền ứng suất có thể là liên kết nối chồng, hàn hoặc nối bằng các chi tiết cơ khí[1]. Nếu có thể, các mối nối phải đặt cách xa các điểm có ứng suất lớn và bố trí so le nhau. Nối

[1] Các thông tin thêm có thể xem trong CIRIA Report 92, 1981 – Construction Industry Research and Information Association (Hiệp hội thông tin và nghiên cứu công nghiệp xây dựng).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

chồng lưới thép phải lồng vào nhau để giữ các thanh thép chồng với nhau trên một mặt phẳng.

3.12.8.10 – Mối nối phần lớn chịu hoạt tải tác dụng theo chu kỳ

Trong trường hợp này, các thanh thép phải nối hàn.

3.12.8.11 – Nối chồng tối thiểu

Chiều dài nối chồng tối thiểu đối với cốt thép thanh phải không nhỏ hơn 15 lần đường kính thanh thép hoặc 300mm (chọn giá trị lớn hơn) và không nhỏ hơn 250mm đối với lưới thép.

3.12.8.12 – Nối chồng trong dầm và cột có lớp bảo vệ hạn chế

Khi cả hai thanh thép tại ví trí nối chồng có kích cỡ lớn hơn 20mm và chiều dày lớp bảo vệ nhỏ hơn 1,5 lần kích cỡ của thanh thép nhỏ hơn, phải bố trí các cốt đai ngang trên suốt đoạn nối chồng. Tại vị trí nối chồng, cốt đai phải có kích cỡ ít nhất bằng 1/4 kích cỡ thanh thép nhỏ hơn và khoảng cách của nó không được lớn hơn 200mm.

3.12.8.13 – Thiết kế nối chồng chịu kéo

Chiều dài nối chồng ít nhất phải bằng chiều dài neo thiết kế chịu kéo (xem *3.12.8.3* và mục *3.12.8.4*) nhằm để duy trì ứng suất tính toán trong cốt thép. Chiều dài nối chồng đối với các thanh thép (hoặc sợi trong lưới thép) có kích cỡ không bằng nhau được tính toán trên cơ sở thanh thép nhỏ hơn. Các điều khoản sau đây cũng được áp dụng :

a) khi nối chồng xảy ra ở phía trên của tiết diện và chiều dày lớp bảo vệ tối thiểu nhỏ hơn 2 lần kích cỡ thanh thép nối chồng, chiều dài neo phải tăng lên với hệ số bằng 1,4;

b) khi nối chồng xảy ra tại góc tiết diện và chiều dày lớp bảo vệ tối thiểu cho bề mặt của chúng nhỏ hơn 2 lần kích cỡ của cốt thép nối chồng, hoặc khi khoảng cách thông thuỷ giữa hai mối nối chồng liền kề nhau nhỏ hơn 75mm hoặc 6 lần kích cỡ của cốt thép nối chồng (chọn giá trị lớn hơn), chiều dài chồng phải tăng lên với hệ số bằng 1,4;

c) trong trường hợp áp dụng cả hai điều kiện a) và b), chiều dài chồng phải tăng lên với hệ số bằng 2,0.

Các giá trị về chiều dài nối chồng nêu trong bảng 3.27 là các hệ số nhân với kích cỡ thanh thép.

3.12.8.14 – Số lượng tối đa của cốt thép ở lớp có nối chồng chịu kéo

Tại vị trí nối chồng, tổng các kích cỡ cốt thép trong một lớp riêng biệt không được lớn hơn 40% bề rộng tiết diện tại cao trình đó.

3.12.8.15 – Thiết kế nối chồng chịu nén

Chiều dài nối chồng phải lớn hơn 25% so với chiều dài neo chịu nén (xem *3.12.8.3* và *3.12.8.4*) để duy trì ứng suất tính toán trong cốt thép. Chiều dài nối chồng đối với các thanh thép (hoặc sợi trong lưới thép) có kích cỡ không bằng nhau có thể tính toán dựa theo kích cỡ của thanh thép nhỏ hơn.

Các giá trị về chiều dài nối chồng nêu trong bảng 3.27 là các số nhân với kích cỡ thanh thép.

3.12.8.16 – Mối nối đối đầu

3.12.8.16.1 – Các thanh thép chịu nén

Trong trường hợp này, tải trọng có thể truyền qua phần tiếp xúc tại các đầu cắt thẳng góc và được cố định bởi các ống nối hay bộ nối đồng trục với thanh thép. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ ống nối phải không nhỏ hơn chiều dày lớp bảo vệ cho cốt thép thông thường.

3.12.8.16.2 – Các thanh thép chịu kéo

Chỉ chấp nhận hình thức nối đối đầu có đủ độ bền đối với các thanh thép chịu kéo bao gồm các bộ nối cơ khí thỏa mãn các tiêu chuẩn sau đây :

a) Khi thử mẫu ghép cốt thép có kích cỡ, cấp độ bền, hình dáng và mẫu bộ nối có cùng chính xác cùng với kiểu mối nối sẽ thiết kế, độ giãn dài còn dư sau khi gia tải đến $0,6f_y$ phải không vượt quá 0,1mm.

b) Độ bền kéo của thanh thép nối phải lớn hơn 287,5N/mm^2 đối với cấp độ bền 250, 529N/mm^2 đối với thép cán nóng cấp độ bền 460 và 506N/mm^2 đối với thép gia công nguội cấp độ bền 460.

3.12.8.17 – Mối nối hàn trong các thanh thép

Đối với các mối nối hàn trong các thanh thép, phải áp dụng các chỉ dẫn sau đây :

a) mối nối hàn không được bố trí ở vị trí uốn thép;

b) nếu có khả năng, các mối nối trong các thanh cốt thép chịu kéo chính đặt song song với nhau phải bố trí so le theo hướng dọc.

3.12.8.18 – Độ bền của mối hàn

Có thể sử dụng các giá trị sau đây khi độ bền của mối hàn đã được kiểm chứng bởi thử nghiệm có giá trị ít nhất bằng độ bền của thanh thép gốc.

a) Mối nối chịu nén : 100% độ bền thiết kế của thanh thép nối.

b) Mối nối chịu kéo : 80% độ bền thiết kế của thanh thép nối (100% nếu công tác hàn được giám sát chặt chẽ và hàn không nhiều hơn 20% cốt thép chịu kéo tại tiết diện bất kỳ của cấu kiện).

3.12.8.19 – Độ bền cắt thiết kế của vật liệu hàn[1] trong mối hàn nối chồng

Độ bền cắt thiết kế của vật liệu hàn trong mối hàn nối chồng phải lấy bằng 0,38 lần giới hạn chảy của nó hoặc bằng ứng suất thử nêu trong các tiêu chuẩn tương ứng của Anh Quốc (BS).

3.12.8.20 – Thiết kế mối hàn nối chồng

Chiều dài mối hàn phải đủ để truyền lực thiết kế lên thanh thép.

3.12.8.21 – Các giới hạn về chiều dài đường hàn trong mối nối chồng

Chiều dài đường hàn thông thường không được lớn hơn 5 lần kích cỡ của thanh thép. Nếu có yêu cầu đường hàn dài hơn, phải chia chúng thành các đoạn và khoảng cách giữa các đường hàn liên tục phải không nhỏ hơn 5 lần kích cỡ thanh thép.

3.12.8.22 – Các móc và đầu uốn[2]

Chỉ được sử dụng đầu neo ở dạng móc và đầu uốn nhằm đáp ứng các yêu cầu thiết kế và phải tuân theo BS 4466.

3.12.8.23 – Chiều dài neo tính toán của móc và đầu uốn

Chiều dài neo tính toán của móc và đầu uốn là chiều dài thanh thép giãn thẳng tương đương với giá trị neo, là đoạn thanh thép từ điểm bắt đầu uốn đến điểm phía bên ngoài điểm uốn kết thúc một khoảng bằng 4 lần kích cỡ thanh thép. Chiều dài neo tính toán có thể lấy như sau :

a) Đối với móc 180^0 : hoặc (1) 8 lần bán kính trong của móc với giá trị tối đa bằng 24 lần kích cỡ thanh thép; hoặc (2) chiều dài thực tế của thanh thép móc bao gồm đoạn thép thẳng (chọn giá trị lớn hơn);

b) Đối với đầu uốn 90^0 : hoặc (1) 4 lần bán kính trong của vị trí uốn với giá trị tối đa bằng 12 lần kích cỡ thanh thép; hoặc (2) chiều dài thực tế của thanh thép (chọn giá trị lớn hơn).

Thanh thép bất kỳ có chiều dài phía ngoài điểm uốn kết thúc một khoảng lớn hơn 4 lần đường kính thanh thép và neo vào trong bê tông, có thể tính đoạn này vào chiều dài neo tính toán.

3.12.8.24 – Bán kính tối thiểu của đầu uốn

Trong mọi trường hợp, bán kính tối thiểu của đầu uốn phải không được nhỏ hơn 2 lần bán kính uốn thử nghiệm thanh thép do nhà chế tạo thép bảo hành hoặc không được nhỏ hơn bán kính theo yêu cầu tính toán nhằm đảm bảo ứng suất cục bộ tại điểm giữa của đường cong không lớn hơn các giá trị nêu trong mục *3.12.8.25*.

3.12.8.25 – Ứng suất cục bộ bên trong điểm uốn

3.12.8.25.1 – Các trường hợp không cần kiểm tra

Các trường hợp không cần kiểm tra ứng suất cục bộ tại điểm uốn gồm :

a) khi thanh thép không kéo dài ra ngoài điểm uốn kết thúc một đoạn bằng 4 lần đường kính thanh thép;

b) khi thanh thép ở trạng thái giới hạn về độ bền không tạo ra ứng suất ở phía ngoài điểm uốn kết thúc một đoạn bằng 4 lần đường kính thanh thép.

3.12.8.25.2 – Các thanh thép khác

Ứng suất cục bộ thiết kế được tính toán từ phương trình sau đây :

$$\text{Ứng suất cục bộ} = \frac{F_{bt}}{r\varphi} \le \frac{2f_{cu}}{1+2(\varphi/a_b)}$$

Phương trình 50

trong đó :

F_{bt} lực kéo do tải trọng giới hạn gây ra trong thanh thép hoặc nhóm các thanh thép ghép tiếp xúc tại điểm bắt đầu uốn;

[1] "Filler material" – ý muốn nói đến đường hàn góc – ND.
[2] Tiếng Anh : "Hooks and Bends" – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

r bán kính trong của điểm uốn;

φ kích cỡ của thanh thép (hoặc kích cỡ của thanh thép có diện tích tương đương đối với nhóm các thanh thép);

a_b đối với thanh thép đã cho (hoặc nhóm các thanh thép ghép tiếp xúc) là khoảng cách giữa tim đến tim các thanh thép (hoặc nhóm các thanh thép) lấy vuông góc với mặt phẳng uốn; đối với thanh thép hoặc nhóm các thanh thép liền kề với mặt cấu kiện, a_h lấy bằng chiều dày lớp bảo vệ cộng với Φ (đường kính thanh thép).

Ghi chú: Phương trình bao gồm giá trị γ_m .

3.12.9 – Cắt và neo các thanh thép

3.12.9.1– Khái quát

Ngoại trừ tại đầu các gối tựa (xem *3.12.9.4*), mỗi thanh thép trong các cấu kiện chịu uốn phải kéo dài ra ngoài điểm mà tại đó về mặt lý thuyết không cần kéo dài thêm, một đoạn ít nhất bằng hoặc lớn hơn :

a) chiều cao tính toán tiết diện cấu kiện; hoặc

b) 20 lần kích cỡ thanh thép.

Hơn nữa, đối với các thanh thép trong vùng chịu kéo, phải xét đến một trong những khoảng cách sau đây đối với tất cả các kiểu bố trí tải trọng giới hạn thiết kế :

c) chiều dài neo tương ứng với độ bền thiết kế của nó ($0{,}95f_y$) tính từ điểm mà tại đó không cần kéo dài thêm để chịu mô men uốn;

d) đến điểm mà tại đó khả năng chịu cắt thiết kế của tiết diện lớn hơn 2 lần lực cắt thiết kế tại tiết diện đó; hoặc

e) đến điểm mà tại đó các thanh thép khác đi liên tục qua và có bố trí cốt thép kép theo yêu cầu tính toán để chịu mô men uốn thiết kế tại tiết diện đó.

Các quy tắc đơn giản hóa về cắt thép cũng được nêu trong mục *3.12.10*.

3.12.9.2 – Điểm theo yêu cầu tính toán không cần kéo dài thép

Điểm theo yêu cầu tính toán không cần kéo dài thêm thanh thép là điểm có khả năng chịu mô men thiết kế của tiết diện với thanh thép kéo liên tục bằng mô men thiết kế.

3.12.9.3 – Cắt thanh thép với số lượng lớn

Việc cắt giảm đáng kể diện tích cốt thép tại một tiết diện có thể dẫn đến khả năng phát triển các vết nứt tại điểm đó. Vì vậy, các điểm cắt bố trí so le phù hợp đối với các cấu kiện có nhiều cốt thép.

3.12.9.4 – Neo các thanh thép tại đầu gối tựa đơn của cấu kiện

Tại đầu các gối tựa đơn của cấu kiện, mỗi thanh thép phải neo bằng một trong những cách sau đây :

a) chiều dài neo tính toán tương đương bằng 12 lần kích cỡ thanh thép kể từ tim gối tựa ra phía ngoài; các móc hoặc đầu uốn không được bắt đầu phía trước tim gối tựa;

b) chiều dài neo tính toán tương đương bằng 12 lần kích cỡ thanh thép cộng với d/2 kể từ mặt gối tựa, trong đó d là chiều cao tính toán của tiết diện cấu kiện; các móc và đầu uốn không bắt đầu ở phía trước một khoảng d/2 tính từ mặt gối tựa;

c) đối với bản, nếu ứng suất cắt giới hạn thiết kế tại mặt gối tựa nhỏ hơn 1/2 giá trị v_c tương ứng chỉ dẫn trong *3.4.5*, đoạn thẳng của thanh thép nằm ngoài tim gối tựa phải bằng 1/3 bề rộng gối tựa hoặc 30mm (chọn giá trị lớn hơn).

3.12.10 – Cắt cốt thép

3.12.10.1– Khái quát

Các quy tắc nêu trong *3.12.10.2* và *3.12.10.3* không quy định diện tích hay tính liên tục của cốt thép nhằm thỏa mãn các điều khoản bắt buộc nêu trong *3.12.3*.

Khi có phần công xon mở rộng ra phía ngoài gối tựa biên của dầm hay bản liên tục, phải lưu ý đảm bảo cho thép phía trên trong các nhịp liền kề kéo dài ra ngoài điểm uốn ngược.

3.12.10.2 – Các quy tắc đơn giản hóa đối với dầm

Các quy tắc đơn giản hóa cho việc cắt thép minh họa trên hình 3.24 có thể áp dụng đối với dầm trong những trường hợp sau :

a) Các dầm được thiết kế chủ yếu chịu tải trọng phân bố đều;

b) Trong trường hợp dầm liên tục, các nhịp xấp xỉ bằng nhau.

3.12.10.3 – Các quy tắc đơn giản hóa đối với bản

3.12.10.3.1– Khái quát

Các quy tắc đơn giản hóa về cắt thép minh họa trên hình 3.25 có thể sử dụng cho các bản trong những trường hợp sau (nhưng xem *3.5.3.5* về chi tiết cấu tạo cốt thép chịu xoắn tại các góc bản hai phương, mục *3.7.4.4* đối với các quy tắc cấu tạo chi tiết tại mép biên bản phẳng và *3.12.10.3.2* đối với các gối tựa đầu của bản liên tục) :

a) Bản được thiết kế chủ yếu để chịu tải trọng phân bố đều;

b) Trong trường hợp bản liên tục, thiết kế được thực hiện đối với trường hợp tải trọng có tải trọng thiết kế lớn nhất trên tất cả các nhịp và các nhịp xấp xỉ bằng nhau.

3.12.10.3.2 – Cắt thanh thép tại gối tựa đầu của bản (trong đó gối tựa đơn được giả thiết trong tính toán mô men)

Mặc dù có giả thiết này, mô men âm có thể xuất hiện và có thể dẫn đến nứt. Để khống chế vết nứt, phải bố trí phía trên bản tại vị trí gối tựa một lượng cốt thép bằng 1/2 diện tích cốt thép phía dưới tại giữa nhịp, nhưng không nhỏ hơn giá trị tối thiểu đã nêu trong mục *3.12.5.3*. Chúng phải có neo đầy đủ vào trong gối tựa và kéo dài thêm về phía nhịp một đoạn không nhỏ hơn 0,15l hoặc 45 lần kích cỡ thanh thép. Cốt thép phía dưới có thể cấu tạo chi tiết :

a) như trên hình 3.25 đối với đầu gối tựa đơn, trong trường hợp này, độ bền cắt tại gối tựa có thể tính toán dựa vào diện tích cốt thép phía dưới kéo liên tục vào gối tựa; hoặc

b) như trên hình 3.25 đối với đầu gối tựa đơn, ngoại trừ cốt thép phía dưới kết thúc tại đường gối tựa tính toán; trong trường hợp đó, độ bền cắt tại gối tựa phải dựa vào diện tích cốt thép phía trên.

3.12.11– Khoảng cách cốt thép

3.12.11.1– Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

Khoảng cách theo phương ngang giữa các thanh thép không được nhỏ hơn h_{agg} + 5mm, trong đó h_{agg} là kích cỡ lớn nhất của cốt liệu. Khi có hai hoặc nhiều hơn 2 hàng cốt thép :

a) kẽ hở giữa các thanh thép tương ứng trên mỗi hàng phải nằm trên một trục thẳng đứng;

b) khoảng cách theo phương đứng giữa các thanh thép phải không nhỏ hơn $2h_{agg}/3$.

Khi kích cỡ thanh thép lớn hơn h_{agg} + 5mm, phải tránh các khoảng cách nhỏ hơn kích cỡ thanh thép hoặc kích cỡ thanh thép tương đương.

3.12.11.2 – Khoảng cách tối đa giữa các thanh thép chịu kéo

3.12.11.2.1– Tổng quát

Trong các điều kiện tiếp xúc bên trong cũng như ngoài trời với môi trường bình thường, giới hạn bề rộng vết nứt bằng 0,3mm là phù hợp, ngoại trừ khi tính toán bề rộng vết nứt (xem *3.8* của BS 8110 : Phần 2 : 1985) chứng minh được rằng có khả năng chấp nhận khoảng cách các thanh thép lớn hơn, khoảng cách các thanh thép nêu trong các mục *3.12.11.2.2* đến *3.12.11.2.9* có thể sử dụng cho các dầm và cho các bản có chiều dày lớp bảo vệ không lớn hơn 50mm. Khi áp dụng các điều kiện khác, xem BS 8110 : Phần 2.

3.12.11.2.2 – Các thanh thép có kích cỡ khác nhau

Khi áp dụng các quy tắc này, thanh thép bất kỳ có đường kính nhỏ hơn 0,45 lần đường kính của thanh có kích cỡ lớn nhất có trong tiết diện phải bỏ qua khi xem xét chúng trên các mặt bên của dầm.

3.12.11.2.3 – Khoảng cách thông thuỷ theo phương ngang giữa các thanh thép chịu kéo

Phụ thuộc vào lượng phân bố lại mô men trong quá trình phân tích tính toán và đặc trưng độ bền của cốt thép, khoảng cách thông thuỷ theo phương ngang giữa các thanh thép hoặc nhóm các thanh thép kế cận nhau và gần với mặt chịu kéo của dầm phải không được lớn hơn các giá trị nêu trong bảng 3.28. Các mục *3.12.11.2.4* đến *3.12.11.2.9* nêu chi tiết các trường hợp không áp dụng bảng 3.28 hoặc có thể điều chỉnh các chỉ dẫn của bảng này.

3.12.11.2.4 – Khoảng cách thông thuỷ giữa các thanh chịu kéo

Thay vì sử dụng các giá trị trong bảng 3.28, khoảng cách thông thuỷ có thể tính toán từ quan hệ sau :

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khoảng cách thông thuỷ $\le \frac{47.000}{f_s} \le 300$

trong đó :

f_s ứng suất dự tính trong cốt thép trong quá trình sử dụng và chúng được tính theo phương trình 8 (xem *3.4.6.5*).

Bảng 3.28 – Khoảng cách thông thuỷ giữa các thanh thép theo tỷ lệ % mô men phân bố lại

f_y	% phân bố lại cho (hoặc từ) tiết diện đang xét						
	–30	–20	–10	0	+10	+20	+30
	mm	mm	mm	Mm	mm	mm	mm
250	210	240	270	300	300	300	300
460	115	130	145	160	180	195	210

Ghi chú. Các giá trị nhận được xác định từ biểu thức sau :

Khoảng cách thông thuỷ $\le \frac{70.000\beta_b}{f_y} \le 300$

trong đó

β_b là tỷ lệ = (mô men tại tiết diện sau khi phân bố lại)/(mô men tại tiết diện trước khi phân bố lại) từ biểu đồ mô men lớn nhất tương ứng.

3.12.11.2.5 – Khoảng cách thông thuỷ giữa mặt của dầm và thanh cốt dọc chịu kéo gần nhất

Khoảng cách thông thuỷ giữa mặt của dầm và thanh cốt dọc chịu kéo gần nhất không được lớn hơn 1/2 khoảng cách thông thuỷ nêu trong bảng 3.28 hoặc xác định từ *3.12.11.2.4.*

3.12.11.2.6 – Các thanh thép gần các mặt bên của dầm cao trên 750mm

Để khống chế các vết nứt, phải phân bố các thanh thép dọc gần mặt bên của dầm với khoảng cách không lớn hơn 250mm. Cốt thép này phải phân bố trên suốt khoảng cách bằng 2/3 chiều cao toàn bộ tiết diện dầm tính từ mặt dầm chịu kéo. Kích cỡ của các thanh thép phải tuân theo mục *3.12.5.4.*

3.12.11.2.7– Bản sàn

Trong mọi trường hợp, khoảng cách thông thuỷ giữa các thanh thép không được lớn hơn 3 lần chiều dày tính toán hoặc 750mm (chọn giá trị nhỏ hơn).

Hơn nữa, ngoại trừ khi bề rộng vết nứt được kiểm tra bằng tính toán trực tiếp, các quy tắc sau đây sẽ đảm bảo khống chế được vết nứt trong sàn trong các môi trường bình thường :

a) Không cần kiểm tra về khoảng cách giữa các thanh thép nếu :
   1) sử dụng thép có cấp độ bền 250 và chiều dày bản sàn không lớn hơn 250mm; hoặc
   2) sử dụng thép có cấp độ bền 460 và chiều dày bản sàn không lớn hơn 200mm; hoặc
   3) hàm lượng (%) cốt thép ($100A_s/bd$) nhỏ hơn 0,3%.

trong đó :

A_s diện tích cốt thép chịu kéo theo yêu cầu tính toán ở trạng thái giới hạn độ bền;

b bề rộng của tiết diện tại điểm đang xét;

d chiều cao tính toán của tiết diện;

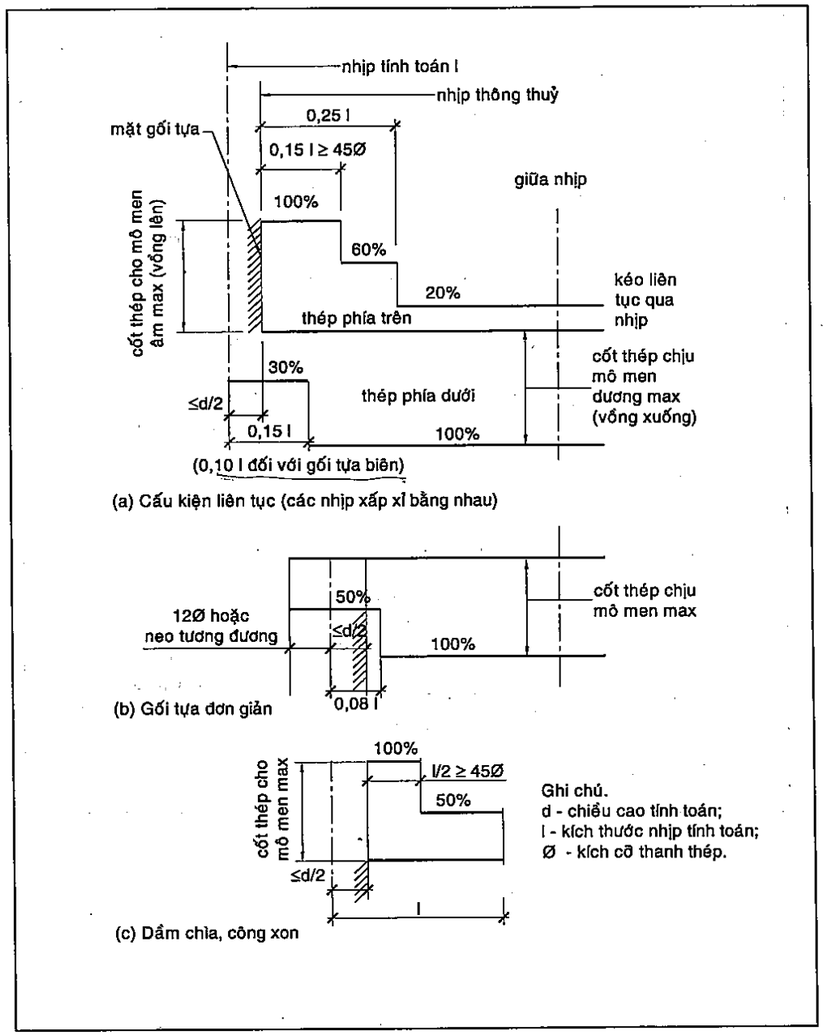
b) Khi không áp dụng các điều kiện 1), 2) và 3), khoảng cách các thanh thép phải giới hạn đến các giá trị nêu trong bảng 3.28 đối với bản có hàm lượng cốt thép lớn hơn 1% hoặc các giá trị nêu trong bảng 3.28 đối với hàm lượng cốt thép nhỏ hơn.

3.12.11.2.8 – Bản khi chưa biết lượng mô men phân bố lại

Khi sử dụng bảng 3.28 cho bản sàn, có thể thừa nhận giá trị (– 15%) đối với mô men gối tựa và bằng không (0) đối với mô men nhịp.

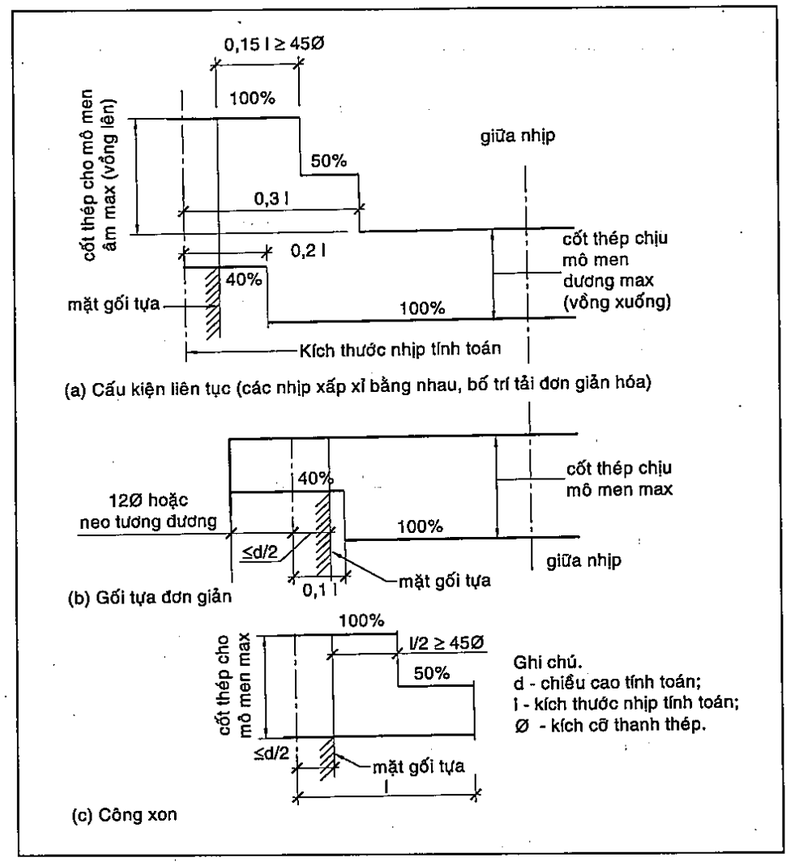
3.12.11.2.9 – Khoảng cách cốt thép chịu co ngót

Khi cần bố trí cốt thép để phân tán vết nứt sinh ra do co ngót và ảnh hưởng của nhiệt độ, tường không cốt thép phải theo các chỉ dẫn nêu trong các mục *3.9.4.19* và *3.9.4.20.*



Hình 3.24. *Các quy tắc đơn giản hóa cắt thép đối với dầm.*

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 3.25. *Các quy tắc đơn giản hóa cắt thép trong bản sàn.*

Chương 4
THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

Ghi chú: Trong chương này, độ bền thiết kế của vật liệu được biểu diễn dưới dạng bảng và phương trình với độ bền đặc trưng của vật liệu. Ngoại trừ các trường hợp được nêu cụ thể, toàn bộ các bảng và các phương trình bao gồm giá trị γ_m.

4.1 – NHỮNG CƠ SỞ THIẾT KẾ

4.1.1 – Khái quát

Chương này tiếp theo lý thuyết trạng thái giới hạn đã trình bày trong chương *2*. Do không thể chấp nhận rằng trạng thái giới hạn riêng luôn luôn là một trạng thái tới hạn, nên đã tồn tại các phương pháp thiết kế dành cho trạng thái giới hạn về độ bền và trạng thái giới hạn về sử dụng.

Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, thiết kế phải tham khảo chương *5* của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Các tổn thất ứng suất trước nói chung sẽ lớn hơn tổn thất ứng suất đối với bê tông cốt liệu chặt. Các tài liệu tham khảo sẽ nêu các chỉ dẫn chi tiết.

Chương *4* sẽ đưa ra phương pháp phân tích và thiết kế kết cấu bê tông ứng lực trước nhằm đảm bảo đáp ứng các yêu cầu thiết kế của chương *2*.

Có thể sử dụng các phương pháp khác khi chứng minh được rằng các phương pháp đó thỏa mãn đối với loại kết cấu hay cấu kiện đang xét.

4.1.2 – Các phương pháp chuyển đổi

Trong trường hợp đặc biệt, các giả thiết trong chương này có thể không thích hợp và có thể chấp nhận phương pháp khác nếu thấy phù hợp hơn khi xét đến bản chất đặc biệt của kết cấu.

4.1.3 – Phân loại ứng suất dưới tác dụng của tải trọng sử dụng

Khi đánh giá sự làm việc của kết cấu hay cấu kiện bê tông ứng suất trước, độ lớn của ứng suất kéo khi uốn dưới tác dụng của tải trọng sử dụng được phân loại như sau :

Loại 1 : không có ứng suất kéo khi uốn;

Loại 2 : có ứng suất kéo khi uốn, nhưng chưa thấy vết nứt;

Loại 3 : có ứng suất kéo khi uốn, nhưng chiều rộng vết nứt bề mặt không lớn hơn 0,1mm đối với cấu kiện trong môi trường rất khắc nghiệt (xem bảng 3.2) và không lớn hơn 0,2mm đối với tất cả cấu kiện khác.

4.1.4 – Trạng thái giới hạn

Nói chung, thiết kế các cấu kiện loại 1 và 2 bị khống chế bởi giới hạn chịu kéo của bê tông đối với điều kiện tải trọng sử dụng, nhưng phải kiểm tra độ bền giới hạn thiết kế về uốn, lực cắt và lực kéo. Thiết kế cấu kiện loại 3 thường bị khống chế bởi các điều kiện trạng thái giới hạn về độ bền hoặc bởi biến dạng.

4.1.5 – Độ bền lâu và khả năng chịu lửa

Độ bền lâu và khả năng chịu lửa phụ thuộc vào độ lớn của chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép và các thép căng ứng lực trước cũng như chất lượng của vật liệu và khả năng tay nghề. Các chỉ dẫn nêu trong mục *4.12.3* và các chương *6, 7* và *8*. Có thể dùng các kết quả thí nghiệm về cháy hay dẫn chứng khác để xác định khả năng chịu lửa của cấu kiện hoặc có thể tham khảo tài liệu trong chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

4.1.6 – Tính ổn định, độ bền vững và các lưu ý khác

Đối với các chỉ dẫn về rung, tính ổn định và các lưu ý khác, phải tham khảo các chương *2* và *3*, mục *2.6* và chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

4.1.7 – Tải trọng

4.1.7.1 – Các giá trị tải trọng

Các giá trị tải trọng giới hạn thiết kế là các giá trị nêu trong *2.4.3*. Tải trọng thiết kế áp dụng cho trạng thái giới hạn về sử dụng (xem *4.3.4* và *4.3.5*) là các giá trị tải trọng đặc trưng.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

4.1.7.2 – Bố trí tải trọng thiết kế

Khi đánh giá ảnh hưởng bất kỳ của tải trọng, phương án bố trí tải trọng phải là phương án sao cho có được ảnh hưởng nguy hiểm nhất. Trình tự xây dựng và các ảnh hưởng phụ sinh ra do cả trình tự xây dựng lẫn ứng suất trước phải được xem xét đối với các trạng thái giới hạn về sử dụng.

4.1.8 – Độ bền của vật liệu

4.1.8.1 – Độ bền đặc trưng của bê tông

Các cấp độ bền của bê tông được lựa chọn từ các cấp độ bền trong các mục 6 và 8.5 của BS 5328 : Phần 1 : 1997. Cấp độ bền C35 và C40 là cấp độ bền tối thiểu tương ứng được kiến nghị sử dụng cho kết cấu bê tông căng sau và căng trước. Trong cả hai trường hợp, độ bền của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất không được nhỏ hơn $25N/mm^2$.

4.1.8.2 – Độ bền đặc trưng của thép

Các độ bền đặc trưng của thép căng ứng suất trước được nêu trong các tiêu chuẩn Anh Quốc (BS) tương ứng và độ bền đặc trưng của cốt thép được nêu trong *3.1.7.4*.

4.2 – KẾT CẤU VÀ KHUNG CHỊU LỰC

4.2.1 – Phân tích kết cấu

Các kết cấu hoàn chỉnh và các khung chịu lực hoàn chỉnh có thể phân tích theo các chỉ dẫn 2.5 và 2.6, nhưng có thể sử dụng các phương pháp nêu trong mục *4.3* để phân tích các cấu kiện riêng lẻ.

4.2.2 – Độ cứng tương đối

Độ cứng tương đối nói chung phải dựa vào tiết diện bê tông như đã mô tả trong 2.5.2.

4.2.3 – Phân bố lại mô men

4.2.3.1 – Khái quát

Đối với trạng thái giới hạn về độ bền, có thể thực hiện việc phân bố lại mô men xác định từ phân tích đàn hồi khi thỏa mãn các điều kiện sau đây :

a) Sự cân bằng giữa nội và ngoại lực được duy trì dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng giới hạn thiết kế tương ứng;

b) Trong phạm vi mỗi vùng mô men âm và mô men dương theo biểu đồ mô men đàn hồi lớn nhất bao trùm tất cả các tổ hợp tải trọng giới hạn thiết kế tương ứng, mômen thiết kế lớn nhất không được giảm quá 20% (xem mục *4.2.3.2* đối với kết cấu cao hơn bốn tầng);

c) Khi mô men thiết kế bị giảm tại tiết diện mô tả trong mục b), phải kiểm tra chiều cao trục trung hòa x để chứng minh rằng chúng không lớn hơn $(\beta_b - 0,5)d$, trong đó :

d chiều cao tính toán của tiết diện;

β_b tỷ lệ :

$$\beta_b = \frac{\text{Mômen tại tiết diện sau khi phân bố lại}}{\text{Mômen đàn hồi lớn nhất tại tiết diện}}$$

Ghi chú: Trong trường hợp tổng quát, điều kiện c) sẽ hạn chế hay tránh phân bố lại mô men trong các cấu kiện loại 1 và 2, trừ khi ứng suất trước nhỏ. Phân bố lại mô men bao gồm giảm mô men trong cột phải tuân theo các qui tắc chung, trừ khi lực dọc trục giới hạn thiết kế và ứng suất trước trong cột nhỏ.

4.2.3.2 – Sự giới hạn trong kết cấu qua 4 tầng trong khung chịu lực giữ ổn định ngang

Các điều khoản trong *4.2.3.1* được áp dụng, ngoại trừ giới hạn b) lấy bằng 10%.

4.3 – DẦM

4.3.1 – Khái quát

Các định nghĩa và giới hạn về các tính chất hình học đối với dầm ứng suất trước giống như đối với dầm bê tông cốt thép nêu trong *3.4.1*, ngoại trừ chiều cao toàn bộ tiết diện cấu kiện được thay bằng chiều cao tính toán của tiết diện.

4.3.2 – Dầm mảnh

Dầm không được quá mảnh (xem *3.4.1.6*). Điều cần đặc biệt chú ý là khả năng mất ổn định trong quá trình thi công cũng như khi dưới tác dụng của tải trọng ở vị trí cuối cùng của chúng[1]. Cấu kiện có thể bị sụp đổ do bị nghiêng quanh trục dọc đi qua các điểm nâng. Nghiêng ban đầu, có thể do sự không hoàn chỉnh về hình học và vị trí của dầm, có thể sinh ra các mô men uốn ngang và nếu mô men này lớn sẽ gây ra mất ổn định

[1] Nội dung đoạn này ý muốn nói đến biện pháp thi công lắp ghép cấu kiện dầm mảnh (móc, nâng và đặt cấu kiện dầm vào vị trí thiết kế) – ND

ngang. Đây là bài toán khá phức tạp và kinh nghiệm là cách chỉ dẫn tốt nhất. Các yếu tố sau đây có thể phải xem xét đến :

a) hình học của dầm, ví dụ dạng tiết diện, các tỷ lệ nhịp/bề rộng/chiều cao tiết diện, v.v...;
b) vị trí các điểm nâng;
c) phương pháp nâng, nghĩa là các móc nghiêng hay thẳng đứng, dạng liên kết giữa dầm và móc nâng;
d) các sai số trong thi công, nghĩa là độ cong ngang lớn nhất.

Các ứng suất thiết kế do tác dụng tổng hợp của uốn ngang, tĩnh tải và ứng suất trước cần phải được đánh giá; nếu có khả năng xảy ra nứt, phải thay đổi cách bố trí các móc nâng hoặc phải tính toán và thiết kế các gối tựa ngang cho dầm.

4.3.3 – Dầm liên tục

Các phân tích đàn hồi được thực hiện với các cách bố trí tải trọng sau đây. Các tải trọng thiết kế phải là các tải trọng có liên quan đến trạng thái giới hạn đang xét (xem *2.4.3* của quy phạm này và *2.2* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 đối với trạng thái giới hạn về độ bền và *3.3* của BS 8110: Phần 2 : 1985 đối với trạng thái giới hạn về sử dụng). Các cách bố trí tải trọng là :

a) các nhịp xen kẽ chất tải với tải trọng thiết kế lớn nhất và tất cả các nhịp chất tải với tải trọng thiết kế nhỏ nhất;
b) tất cả các nhịp chất tải với tải trọng thiết kế lớn nhất.

Trong phạm vi chỉ dẫn theo *4.2.3* và chỉ đối với trạng thái giới hạn về sử dụng, có thể thực hiện việc phân bố lại các mô men tìm được bằng phương pháp này.

4.3.4 – Trạng thái giới hạn về sử dụng đối với dầm

4.3.4.1 – Phân tích tiết diện

Thừa nhận các giả thiết sau đây :

a) tiết diện phẳng vẫn giữ nguyên;
b) sự làm việc đàn hồi tồn tại với ứng suất của bê tông đạt đến các giá trị nêu trong *4.3.4.2*, *4.3.4.3* và *4.3.5*;
c) mô đun đàn hồi của thép được nêu trên hình 2.2 và 2.3; mô đun đàn hồi của bê tông, xem 7.2 của BS 8110 : Phần 2 : 1985;
d) trong trường hợp tổng quát, chỉ cần tính toán ứng suất thiết kế gây ra do các bố trí tải trọng (xem *4.1.7.2* hoặc *4.3.3*) ngay sau khi truyền ứng suất trước và sau khi xảy ra toàn bộ các tổn thất ứng suất trước; trong cả hai trường hợp, có thể bỏ qua các ảnh hưởng của tĩnh tải và hoạt tải đến biến dạng và lực trong thanh căng.

4.3.4.2 – Ứng suất nén trong bê tông

Trong các cấu kiện chịu uốn, ứng suất nén không được lớn hơn $0,33f_{cu}$ tại thớ biên, ngoại trừ trong dầm liên tục và các kết cấu siêu tĩnh khác, trong đó ứng suất nén có thể tăng đến $0,4f_{cu}$ trong vùng mô men gối tựa. Khi nén trực tiếp, ứng suất không được lớn hơn $0,25f_{cu}$.

4.3.4.3 – Ứng suất kéo khi uốn trong bê tông

Lực kéo không được phép xuất hiện tại các mối nối bằng vữa hay bê tông của các cấu kiện hợp thành từ các bộ phận đúc sẵn dưới tác dụng của tải trọng thiết kế. Ứng suất không được lớn hơn các giá trị sau đây đối với các loại cấu kiện khác nhau :

a) Loại cấu kiện 1. Không có ứng suất kéo.
b) Loại cấu kiện 2. Ứng suất kéo thiết kế không được lớn hơn độ bền kéo thiết kế khi uốn của bê tông đối với cấu kiện căng trước hoặc không lớn hơn 0,8 độ bền kéo thiết kế khi uốn đối với cấu kiện căng sau. Ứng suất kéo giới hạn bằng $0,45\sqrt{f_{cu}}$ đối với cấu kiện căng trước và $0,36\sqrt{f_{cu}}$ đối với cấu kiện căng sau. Các giá trị được nêu trong bảng 4.1[1].

Ứng suất thiết kế trong bảng 4.1 có thể tăng thêm $1,7N/mm^2$ nếu bằng thí nghiệm có thể chứng minh được rằng ứng suất được tăng cao không lớn hơn 3/4 ứng suất kéo tính toán từ tải trọng thí nghiệm tương ứng khi xuất hiện vết nứt đầu tiên. Khi tăng ứng suất thiết kế như trên, ứng suất trong bê tông do ứng suất trước gây ra sau khi đã xảy ra tổn thất ứng suất ít nhất phải bằng $10N/mm^2$.

[1] Mặc dù f_{cu} tính bằng N/mm^2, các giá trị của thành phần $\sqrt{f_{cu}}$ cũng là N/mm^2. Các điều khoản tương tự cũng áp dụng cho các mục tiếp sau này.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi tải trọng sử dụng thiết kế có bản chất là nhiệt độ và có độ lớn khá cao so với tải trọng thông thường, các giá trị nêu trong bảng 4.1 có thể tăng thêm đến 1,7N/mm^2. Phải đảm bảo rằng dưới các điều kiện sử dụng thông thường, ứng suất nén có thể đóng khít được các vết nứt.

Khi ứng suất trong bảng 4.1 lớn hơn ứng suất thuộc các lý do đã nêu ở trên, các thanh căng trước phải được phân bố hợp lý trên suốt vùng kéo của đoạn cấu kiện và các thanh căng kéo sau, nếu cần, sẽ được bổ sung thêm cốt thép phụ đặt ở gần mặt kéo của cấu kiện.

Bảng 4.1 – Ứng suất kéo khi uốn đối với cấu kiện loại 2 : trạng thái giới hạn sử dụng : vết nứt

Dạng cấu kiện ứng suất trước	Ứng suất thiết kế đối bê tông có cấp độ bền			
	30 N/mm^2	40 N/mm^2	50 N/mm^2	60 N/mm^2
Căng trước	–	2,9	3,2	3,5
Căng sau	2,1	2,3	2,6	2,8

c) Loại cấu kiện 3. Mặc dù cho phép có vết nứt, song vẫn thừa nhận giả thiết tiết diện bê tông không có vết nứt và tồn tại ứng suất kéo thiết kế giả định tại các vết nứt có chiều rộng hạn chế trong *4.1.3*. Ứng suất kéo thiết kế giả định được sử dụng để tính toán các cấu kiện với các thanh căng trước hoặc thanh căng sau có phụt vữa, giá trị của nó được nêu trong bảng 4.2 và có thể thay đổi bằng các hệ số trong bảng 4.3 theo các nguyên tắc sau :

Vết nứt trong cấu kiện bê tông chịu uốn ứng suất trước phụ thuộc vào chiều cao tiết diện cấu kiện và ứng suất thiết kế nêu trong bảng 4.2 có thể thay đổi bằng cách nhân với hệ số tương ứng trong bảng 4.3

Đối với kết cấu tổ hợp, khi ứng suất kéo khi uốn trong quá trình thi công xây dựng không lớn hơn giá trị trong bảng 4.2, có thể sử dụng chiều cao toàn bộ tiết diện khi sử dụng bảng 4.3.

Khi bố trí cốt thép bổ sung trong phạm vi vùng kéo và sát với mặt chịu kéo của cấu kiện, ứng suất kéo thiết kế giả định đã thay đổi phải tăng lên một lượng theo tỷ lệ với diện tích tiết diện ngang của cốt thép bổ sung (biểu thị bằng % diện tích tiết diện ngang của bê tông trong vùng kéo). Với 1% cốt thép bổ sung, ứng suất có thể tăng 4N/mm^2 đối với các cấu kiện thuộc nhóm a) và b) và 3N/mm^2 đối với các cấu kiện thuộc nhóm c). Đối với các tỷ lệ % khác của cốt thép bổ sung, ứng suất có thể tăng theo tỷ lệ đến giá trị giới hạn bằng $0,25f_{cu}$.

Khi phần lớn các tải trọng thiết kế chỉ là tạm thời (xem *3.3.3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985) và toàn bộ tiết diện chịu nén dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên (tĩnh tải cộng với hoạt tải tác dụng theo chu kỳ), các ứng suất kéo giả định trên đây có thể lớn hơn các ứng suất kéo giả định dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng sử dụng.

4.3.5 – Giới hạn ứng suất tại vùng truyền ứng suất cho dầm

4.3.5.1 – Ứng suất nén thiết kế

Ứng suất nén thiết kế không được lớn hơn $0,5f_{ci}$ tại thớ biên hoặc $0,4f_{ci}$ đối với ứng suất phân bố gần đều, trong đó f_{ci} là độ bền của bê tông tại vị trí truyền ứng suất.

Bảng 4.2 – Ứng suất kéo thiết kế khi uốn giả định đối với cấu kiện loại 3

Nhóm	Giới hạn bề rộng vết nứt, mm	Ứng suất thiết kế đối với bê tông có cấp độ bền		
		30 N/mm^2	40 N/mm^2	≥ 50 N/mm^2
a) Thanh căng trước	0,1	–	4.1	4,8
	0,2	–	5,0	5,8
b) Thanh căng sau có bơm phụt vữa	0,1	3,2	4,1	4,8
	0,2	3,8	5,0	5,8
c) Thanh căng trước phân bố trong vùng kéo và đặt sát với mặt bê tông chịu kéo	0,1	–	5,3	6,3
	0,2	–	6,3	7,3

Bảng 4.3 – Các hệ số chiều cao tiết diện dùng cho ứng suất kéo thiết kế đối với cấu kiện loại 3

Chiều cao tiết diện cấu kiện, mm	Hệ số
≤ 200	1,1
400	1,0
600	0,9
800	0,8
≥ 1000	0,7
Ghi chú. Tìm giá trị trung gian bằng cách nội suy.	

4.3.5.2 – Ứng suất kéo thiết kế khi uốn

Ứng suất kéo thiết kế khi uốn không được lớn hơn các giá trị sau đây (xem 4.1.3) :

a) Cấu kiện loại 1. 1,0N/mm^2.

b) Cấu kiện loại 2. $0,45\sqrt{f_{ci}}$ đối với cấu kiện căng trước hoặc $0,36\sqrt{f_{ci}}$ đối với cấu kiện căng sau, trong đó f_{ci} được định nghĩa trong mục *4.3.5.1*. Các cấu kiện với thanh căng trước phải có một số thanh căng hoặc cốt thép bổ sung phân bố trên khắp vùng kéo của tiết diện. Các cấu kiện với thanh căng sau nếu cần thiết phải có cốt thép bổ sung bố trí ở gần mặt chịu kéo của cấu kiện.

c) Cấu kiện loại 3. Nói chung, ứng suất kéo thiết kế không được lớn hơn giá trị tương ứng đối với cấu kiện loại 2. Khi ứng suất này lớn hơn, trong thiết kế phải xem như tiết diện đã bị nứt.

4.3.6 – Độ võng của dầm

4.3.6.1 – Khái quát

Các yêu cầu sử dụng về độ võng được nêu trong mục *2.2.3.2*, nhưng các giới hạn được thiết lập không phải bằng chữ số. Đối với bê tông cốt thép, trong tất cả các trường hợp thông thường, độ võng bị khống chế bởi tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện. Trong trường hợp tổng quát, nội dung khống chế này không thể áp dụng cho bê tông ứng suất trước vì có sự ảnh hưởng chủ yếu của mức độ ứng suất trước. Khi cần phải tính toán độ võng, có thể sử dụng các phương pháp được khái quát trong *4.3.6.2*.

4.3.6.2 – Các phương pháp tính toán

Các phân tích dựa trên các tính chất của tiết diện bê tông có thể dùng để tính độ võng ngắn hạn và dài hạn của cấu kiện loại 1 và loại 2, hoặc của cấu kiện loại 3 nếu các tải trọng thường xuyên thiết kế sinh ra ứng suất không lớn hơn các giá trị nêu trong bảng 4.1. Trong các trường hợp khác, phải tiến hành theo các phương pháp chính xác hơn dựa trên quan hệ biểu đồ mô men đối với tiết diện có vết nứt.

Các mức độ thích hợp của tải trọng thiết kế và chuẩn thiết kế phải được lựa chọn từ chương *3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985, trong đó có thể tìm được các giá trị có liên quan đến các tính chất của vật liệu. Khi xác định mô đun đàn hồi tính toán để tính toán thành phần độ võng dài hạn, các giá trị về hệ số từ biến có thể xác định từ *4.8.5* hoặc *7.3* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

4.3.7 – Trạng thái giới hạn về độ bền đối với dầm chịu uốn

4.3.7.1 – Phân tích tiết diện

Các giả thiết sau đây được thừa nhận :

a) Sự phân bố biến dạng trong bê tông vùng nén tìm được từ giả thiết tiết diện phẳng.

b) Ứng suất thiết kế trong bê tông thuộc vùng nén xác định từ đường cong ứng suất biến dạng nêu trên hình 2.1 với $\gamma_m = 1,5$ hoặc lấy bằng $0,45f_{cu}$ đối với chiều cao (tính từ mặt chịu nén) bằng 0,9 lần chiều cao của vùng nén.

Ghi chú: Trong cả hai trường hợp, biến dạng tại thớ chịu nén ngoài cùng lấy bằng 0,0035.

c) Bỏ qua độ bền kéo của bê tông.

d) Biến dạng trong các thanh căng ứng suất trước có dính kết[1] và trong cốt thép bổ sung chịu kéo hay chịu nén đều được xác định từ giả thiết tiết diện phẳng.

e) Ứng suất thiết kế trong các thanh căng ứng suất trước có dính kết thuộc căng trước hay căng sau và trong cốt thép bổ sung bất kỳ đều được xác định từ đường cong ứng suất – biến dạng tương ứng; đường cong ứng suất – biến dạng của thanh căng ứng suất trước cho trên hình 2.3 và của cốt thép bổ sung cho trên hình 2.2 (các phương pháp xác định ứng

[1] Tiếnh Anh : "Bonded Prestressing Tendons" - thanh căng ứng suất trước có dính kết giữa thanh căng và bê tông sau khi phụt vữa trong cấu kiện căng sau – (ND).

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

suất trong thanh căng nêu trong *4.3.7.3* và bảng 4.4).

f) Ứng suất thiết kế trong các thanh căng ứng suất trước không dính kết bị giới hạn đến các giá trị nêu trong phương trình 52, ngoại trừ trường hợp có được các phân tích chính xác hơn hoặc dựa trên cơ sở thí nghiệm, có thể điều chỉnh các giá trị lớn hơn các giá trị nêu ở trên.

4.3.7.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho các nội dung của mục *4.3.7*.

A_{ps} diện tích các thanh căng ứng suất trước trong vùng kéo.

A_s diện tích cốt thép.

b chiều rộng hay chiều rộng tính toán của tiết diện hay bản cánh trong vùng nén.

d chiều cao tính toán của tiết diện tính đến trọng tâm cốt thép A_{ps}.

d_n chiều cao tính đến trọng tâm của vùng nén.

f_{pb} ứng suất kéo thiết kế trong thanh căng.

f_{pc} ứng suất trước tính toán thiết kế trong các thanh căng sau toàn bộ các tổn thất ứng suất

M_u khả năng chịu mô men thiết kế của tiết diện.

x chiều cao trục trung hòa.

4.3.7.3 – Công thức thiết kế

Khả năng chịu mô men của dầm M_u chứa các thanh căng dính kết hay không dính kết đặt trong vùng kéo, có thể được xác định từ phương trình sau đây :

$$M_u = f_{pb}A_{ps}(d - d_n) \qquad \text{Phương trình 51}$$

Đối với dầm chữ nhật hoặc dầm có bản cánh với chiều dày bản cánh không nhỏ hơn 0,9x, d_n có thể lấy bằng 0,45x.

Đối với các thanh căng dính kết, các giá trị f_{pb} và x có thể tìm từ bảng 4.4. Các giá trị này tìm được từ các giả thiết đã nêu trong *4.3.7.1*.

Đối với thanh căng không dính kết, các giá trị f_{pb} và x có thể tìm từ các phương trình 52 và 53. Giá trị f_{pb} không được lấy lớn hơn $0,7f_{pu}$.

$$f_{pb} = f_{pe} + \frac{7000}{l/d}\left(1 - 1,7\frac{f_{pu}A_{ps}}{f_{cu}bd}\right) \qquad \text{Phương trình 52}$$

$$x = 2,47\left[\left(\frac{f_{pu}A_{ps}}{f_{cu}bd}\right)\left(\frac{f_{pb}}{f_{pu}}\right)d\right] \qquad \text{Phương trình 53}$$

Phương trình 52 giải được bằng cách lấy chiều dài vùng không đàn hồi của bê tông bằng 10x. Chiều dài l thông thường lấy bằng chiều dài của các thanh căng giữa các đầu neo. Chiều dài này có thể phải giảm đi trong trường hợp các cấu kiện liên tục nhiều nhịp khi phân tích nhằm xác định số vùng không đàn hồi phối hợp với mỗi phương án bố trí tải trọng thiết kế.

4.3.7.4 – Giá trị cho phép đối với cốt thép bổ sung trong vùng kéo

Trong khi chưa có các phương pháp tính toán chính xác hơn, diện tích cốt thép A_s có thể thay bằng diện tích tương đương của thanh căng ứng suất trước A_sf_y/f_{pu}.

Bảng 4.4 – Các điều kiện ở trạng thái giới hạn về độ bền đối với dầm chữ nhật với các thanh thép căng trước hoặc căng sau có lực dính kết

$\frac{f_{pu}A_{ps}}{f_{cu}bd}$	Ứng suất thiết kế trong thanh căng theo tỷ lệ độ bền thiết kế, $f_{pb}/0,95f_{pu}$			Tỷ số chiều cao trục trung hòa so với chiều cao trọng tâm thanh căng trong vùng kéo, x/d		
	f_{pe}/f_{pu} 0,6	0,5	0,4	f_{pe}/f_{pu} 0,6	0,5	0,4
0,05	1,00	1,00	1,00	0,12	0,12	0,12
0,10	1,00	1,00	1,00	0,23	0,23	0,23
0,15	1,00	1,00	1,00	0,35	0,35	0,35
0,20	1,00	0,.98	0,92	0,47	0,46	0,43
0,25	0,94	0,88	0,83	0,55	0,52	0,49
0,30	0,87	0,81	0,76	0,61	0,57	0,53
0,35	0,82	0,76	0,70	0,67	0,62	0,58
0,40	0,78	0,72	0,66	0,73	0,67	0,62
0,45	0,74	0,68	0,62	0,78	0,72	0,66
0,50	0,71	0,65	0,59	0,83	0,76	0,69

4.3.8 – Khả năng chịu cắt thiết kế của dầm

4.3.8.1 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được sử dụng cho các nội dung của mục *3.8.1*.

A_{sv} diện tích tiết diện của 2 nhánh cốt đai.

b_v chiều rộng cấu kiện, đối với tiết diện chữ T, I hay L là chiều rộng sườn.

Ghi chú: Khi có ống luồn cáp ở trong sườn, giá trị b_v phải giảm đi một lượng bằng kích thước ống luồn nếu không bơm phụt vữa và giảm 2/3 kích thước ống luồn cáp có bơm phụt vữa.

d khoảng cách từ thớ chịu nén lớn nhất đến trọng tâm vùng cốt thép (A_{ps}+A_s) trong vùng kéo.

d_t chiều cao từ thớ chịu nén lớn nhất đến cốt thép dọc (xem *4.3.8.9*) hoặc trọng tâm các thanh căng (chọn giá trị lớn hơn).

f_{cp} ứng suất nén thiết kế tại trục trung tâm do ứng suất trước gây ra, lấy giá trị dương.

f_{cpx} ứng suất thiết kế tại vị trí cách đầu cấu kiện một khoảng bằng x.

f_{pe} ứng suất trước tính toán thiết kế trong thanh căng sau khi đã xảy ra tất cả các tổn thất ứng suất, phải lấy không lớn hơn $0,6f_{pu}$.

Ghi chú: Khi diện tích thép trong vùng kéo gồm các thanh căng và cốt thép, f_{pe} có thể lấy bằng giá trị xác định bằng cách chia lực ứng suất trước tính toán cho diện tích tương đương của thanh căng bằng ($A_{ps} + A_sf_y/f_{pu}$).

f_t ứng suất kéo chính thiết kế lớn nhất.

f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt thép, không được lấy lớn hơn 460N/mm^2.

l_p chiều dài khai triển ứng suất trước.

M_o mô men cần để sinh ra ứng suất bằng không trong bê tông tại thớ chịu kéo lớn nhất; trong tính toán chỉ lấy 0,8 ứng suất do ứng suất trước gây ra để đưa vào tính toán.

s_v khoảng cách cốt đai dọc theo cấu kiện.

v_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông tìm được từ bảng 3.8, khi đó A_s thay bằng (A_{ps}+A_s), trong đó A_{ps} và A_s tương ứng là diện tích thanh căng và cốt thép trong vùng kéo.

V và M các giá trị lực cắt và mô men uốn thiết kế tại tiết diện do phương án tải giới hạn đặc biệt gây ra.

V_c khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của bê tông.

V_{co} khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của tiết diện chưa có vết nứt khi uốn.

V_{cr} khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của tiết diện có vết nứt khi uốn.

4.3.8.2 – Ứng suất cắt thiết kế lớn nhất

Trong mọi trường hợp, ứng suất cắt thiết kế lớn nhất (xem *4.3.8.4* và *4.3.8.5*) không được lớn hơn $0,8\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 5N/mm^2 (chọn giá trị nhỏ hơn). Giá trị này bao gồm $\gamma_m = 1,25$.

4.3.8.3 – Tính toán khả năng chịu cắt thiết kế

Khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của riêng bê tông V_c phải được xem xét khi tiết diện chưa có vết nứt ($M < M_o$) và tại tiết diện có vết nứt khi uốn ($M \geq M_o$) như sau :

a) Tại tiết diện chưa có vết nứt, phải tính toán V_{co} theo mục *4.3.8.4*.

b) Tại tiết diện có vết nứt, phải tính toán V_{co} và V_{cr} theo mục *4.3.8.4* và *4.3.8.5* (chọn giá trị nhỏ hơn).

Nếu cần thiết, phải bố trí cốt thép chịu cắt theo các mục *4.3.8.7* và *4.3.8.8*.

4.3.8.4 – Tiết diện không có vết nứt khi uốn

Khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của tiết diện không có vết nứt khi uốn V_{co}, tuỳ thuộc vào ứng suất kéo chính thiết kế lớn nhất tại trục trung tâm của tiết diện bằng $f_t = 0,24\sqrt{f_{cu}}$.

Khi tính toán V_{co}, giá trị thiết kế của ứng suất trước tại trục trung tâm phải lấy bằng $0,8f_{cp}$. Giá trị V_{co} được tính toán từ phương trình sau :

$$V_{co} = 0,67b_vh\sqrt{(f_t^2 + 0,8f_{cp}f_t)} \qquad \text{Phương trình 54}$$

Các giá trị V_{co}/b_vh xác định theo phương trình 54 cho trong bảng 4.5 đối với các giá trị f_{cp}. Trong các cấu kiện có bản cánh khi trục trung tâm đi qua cánh, phải giới hạn ứng suất kéo chính đến $0,24\sqrt{f_{cu}}$ tại phần giao nhau của sườn và bản cánh; trong tính toán, phải sử dụng 0,8 giá trị ứng suất do ứng suất trước gây ra tại phần giao nhau trong tính toán V_{co}.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Đối với tiết diện không có vết nứt khi uốn với các thanh căng xiên hoặc trong vùng nén, lực cắt thiết kế phải được tổ hợp đại số với các tác dụng của ngoại lực.

Bảng 4.5 – Các giá trị $V_{co}/b_v h$

f_{cp} N/mm²	Cấp độ bền của bê tông			
	30 N/mm²	40 N/mm²	50 N/mm²	60 N/mm²
2	1,30	1,45	1,60	1,70
4	1,65	1,80	1,95	2,05
6	1,90	2,10	2,20	2,35
8	2,15	2,30	2,50	2,65
10	2,35	2,55	2,70	2,85
12	2,55	2,75	2,95	3,10
14	2,70	2,95	3,15	3,30

Trong cấu kiện căng trước, tiết diện tới hạn được lấy tại vị trí cách mép gối tựa một khoảng bằng chiều cao trọng tâm tiết diện ở phía trên mặt dưới dầm. Khi tiết diện nằm trong phạm vi chiều dài khai triển ứng suất trước, ứng suất nén f_{cpx} tại trục trung tâm do ứng suất trước gây ra sử dụng trong phương trình 54 có thể tính toán từ quan hệ sau :

$$f_{cpx} = \frac{x}{l_p}(2 - \frac{x}{l_p})f_{cp}$$

trong đó

f_{cp} ứng suất thiết kế tại đầu chiều dài khai triển ứng suất trước l_p.

Chiều dài khai triển ứng suất trước có thể lấy bằng chiều dài truyền ứng suất trước (xem *4.10*) hoặc chiều cao toàn bộ tiết diện cấu kiện (chọn giá trị lớn hơn).

4.3.8.5 – Tiết diện có vết nứt khi uốn

Khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế của tiết diện có vết nứt khi uốn V_{cr} có thể tính toán nhờ phương trình 55.

$$V_{cr} = (1 - 0{,}55\frac{f_{pe}}{f_{pu}})v_c b_v d + M_o \frac{V}{M} \quad \text{Phương trình 55}$$

Giá trị V_{cr} phải lấy không nhỏ hơn $0{,}1 b_v d\sqrt{f_{cu}}$.

Giá trị V_{cr} tính toán theo phương trình trên tại tiết diện đặc biệt có thể giả thiết là hằng số cho đoạn bằng d/2 tính từ tiết diện đặc biệt đó theo hướng mô men tăng lên.

Đối với tiết diện có vết nứt khi uốn với các thanh căng xiên, lực cắt thiết kế phải tổ hợp với tác dụng tăng lên của ngoại lực thiết kế.

4.3.8.6 – Các trường hợp không đòi hỏi bố trí cốt thép chịu cắt

Các trường hợp V nhỏ hơn V_c không đòi hỏi phải bố trí cốt thép chịu cắt :

a) khi $V < 0{,}5V_c$;
b) trong các cấu kiện ít quan trọng;
c) khi các thí nghiệm theo *2.6.2* chứng minh rằng không cần cốt thép chịu cắt.

4.3.8.7 – Cốt thép chịu cắt khi V không lớn hơn $V_c + 0{,}4b_v d$

Ngoại trừ các trường hợp đã mô tả trong *4.3.8.6*, phải bố trí cốt đai thỏa mãn phương trình 56.

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{0{,}4b_v}{0{,}95f_{yv}} \quad \text{Phương trình 56}$$

4.3.8.8 – Cốt thép chịu cắt khi V lớn hơn $V_c + 0{,}4b_v d$

Cốt đai phải bố trí thỏa mãn phương trình 57.

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V - V_c}{0{,}95f_{yv}d_t} \quad \text{Phương trình 57}$$

4.3.8.9 – Bố trí cốt thép chịu cắt

Tại cả hai góc ở vùng kéo, cốt đai phải đi vòng qua thanh thép dọc, thanh căng hoặc nhóm các thanh căng với đường kính không nhỏ hơn đường kính cốt đai.

Cốt đai phải đóng kín các mặt chịu kéo và chịu nén và lưu ý đến lớp bê tông bảo vệ. Các cốt đai bố trí tại tiết diện phải bao quanh toàn bộ các thanh căng và cốt thép bổ sung bố trí tại tiết diện. Các cốt đai phải được neo đầy đủ (xem các mục *3.12.8.6* và *3.12.8.7*).

4.3.8.10 – Khoảng cách của cốt thép chịu cắt

Khoảng cách của các cốt đai dọc theo cấu kiện không được lớn hơn $0{,}7d_t$ hoặc 4 lần bề dày sườn đối với cấu kiện có bản cánh. Khi V lớn hơn V_c, khoảng cách lớn nhất phải giảm xuống $0{,}5d_t$. Khoảng cách theo chiều ngang của các nhánh đai bố trí trên mặt cắt tiết diện không được lớn hơn d_t.

4.3.9 – Xoắn

Khi khả năng chịu xoắn cần thiết để giữ cân bằng hoặc khi ứng suất xoắn khá lớn, cần phải tính toán về xoắn.

4.4 – BẢN

4.4.1 – Khái quát

Các chỉ dẫn nêu trong mục *4.3* đối với dầm cũng áp dụng đối với bản. Các phương pháp phân tích mô tả trong *3.5.2* và *3.5.3* có thể sử dụng cho trạng thái giới hạn về độ bền, nhưng đối với trạng thái giới hạn về sử dụng phải áp dụng phương pháp phân tích đàn hồi. Thiết kế về lực cắt phải tuân theo *4.3.8*, ngoại trừ khi không cần bố trí cốt thép chịu cắt nếu $V < V_c$ hoặc các kết quả thí nghiệm theo *2.6.2* chứng minh rằng không cần cốt thép chịu cắt.

4.4.2 – Bản sàn phẳng

Phân tích và thiết kế bản sàn phẳng phải tiến hành theo các tài liệu tham khảo phù hợp.

4.5 – CỘT

Trong các kết cấu khung, khi ứng suất trung bình do thanh căng trong tiết diện bê tông nhỏ hơn 2,0N/mm², có thể phân tích chúng như cột bê tông cốt thép theo mục *3.8*.

4.6 – CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Độ bền kéo phải dựa vào độ bền thiết kế $(0{,}95f_{pu})$ của thanh căng ứng suất trước và độ bền của cốt thép bổ sung bất kỳ. Cốt thép bổ sung có thể tính toán tác dụng tại ứng suất thiết kế của chúng $(0{,}95f_y)$; trong trường hợp đặc biệt, cần phải kiểm tra ứng suất trong cốt thép nhờ tính tương thích biến dạng.

4.7 – ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.7.1 – Ứng suất trước lớn nhất ban đầu

Thông thường lực kích căng thép không được lớn hơn 75% độ bền đặc trưng của thanh căng, nhưng có thể tăng đến 80% nếu xét đến các điều kiện bổ sung về an toàn và về lực hoặc đặc trưng độ giãn của thanh căng. Tại thời điểm truyền ứng lực trước, ứng suất trước ban đầu thông thường không được lớn hơn 70% độ bền đặc trưng của thanh căng và trong mọi trường hợp không được lớn hơn 75%.

4.7.2 – Thanh căng bị lệch trong hệ thống căng ứng suất trước

Khi xác định ứng suất trước lớn nhất ban đầu, cần phải xét đến ảnh hưởng có thể có của độ lệch đến độ bền của thanh căng (xem *8.7.4.3*). Phải chú ý đến ảnh hưởng của lực ma sát bất kỳ có thể xảy ra.

4.8 – TỔN THẤT ỨNG SUẤT TRƯỚC NGOÀI TỔN THẤT DO MA SÁT

4.8.1 – Khái quát

Khi tính toán lực thiết kế trong thanh căng ở các giai đoạn khác nhau trong quá trình thiết kế, cho phép các tổn thất ứng suất trước do :

a) chùng thanh căng;
b) biến dạng đàn hồi và do co ngót và từ biến của bê tông;
c) trượt hay dịch chuyển thanh căng tại vị trí neo trong quá trình neo; và
d) các nguyên nhân khác trong những trường hợp đặc biệt.

Nếu không có các kết quả thực nghiệm, phải lấy các đặc trưng của thép và bê tông vào trong tính toán tổn thất ứng suất trước do các nguyên nhân trên gây ra. Trong phần lớn các kết cấu, có thể sử dụng các chỉ dẫn đơn giản nêu trong các mục *4.8.2* đến *4.8.6*. Tuy nhiên, các chỉ dẫn này mang tính tổng quát và gần đúng. Các phương pháp đánh giá tổn thất ứng suất chính xác hơn thường xuất phát từ thực nghiệm, đặc biệt là trong các nhà máy sản xuất cấu kiện. Tại đây, các tính chất của vật liệu và cấu kiện được kiểm tra thường xuyên.

4.8.2 – Chùng cốt thép

4.8.2.1 – Khái quát

Thành phần dài hạn của tổn thất lực trong thanh căng trong thiết kế tìm được bằng cách nhân với hệ số tương ứng trong bảng 4.6 với các giá trị thí nghiệm chùng trong 1000 giờ (xem mục *4.8.2.2*). Lực căng ban đầu phải lấy bằng giá trị ngay sau khi căng trong trường hợp căng trước và ngay sau khi truyền ứng suất trước trong trường hợp căng sau. Các hệ số chùng cốt thép trong bảng 4.6 bao gồm các giá trị tính đến ảnh hưởng giảm biến

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

dạng do từ biến và co ngót của bê tông, và trong trường hợp căng trước là do biến dạng đàn hồi của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước.

Bảng 4.6 – Các hệ số chùng thép căng

	Sợi thép và bó cáp		Thanh thép
	Loại chùng theo BS 5896 :1980		
	1	2	
Căng trước	1,5	1,2	–
Căng sau	2,0	1,5	2,0

4.8.2.2 – Giá trị chùng 1000h

Giá trị chùng 1000h của thép căng phải lấy theo Chứng chỉ Vương Quốc Anh (UK Certificate of Approval) của nhà chế tạo. Thông thường sẽ gồm các giá trị đối với lực ban đầu bằng 60%, 70% và 80% lực kéo đứt và các giá trị đối với các lực trung gian sẽ được nội suy. Đối với lực ban đầu nhỏ hơn 60% lực kéo đứt, giá trị chùng 1000h có thể tính toán theo quan hệ tuyến tính giảm từ giá trị ứng với 60% đến giá trị bằng 0 tại lực ban đầu bằng 30% lực kéo đứt. Khi không có Chứng chỉ Vương Quốc Anh, giá trị chùng 1000h phải lấy bằng giá trị lớn nhất đối với lực ban đầu tương ứng nêu trong Tiêu chuẩn Anh Quốc (BS) cho sản phẩm, trong BS 4486 đối với thanh thép kéo cường độ cao (HT)[1] và BS 5896 đối với sợi thép cường độ cao (HT) và bó cáp.

4.8.2.3 – Các tổn thất ứng suất do chùng trong điều kiện không bình thường

Các tổn thất ứng suất do chùng cốt thép ở điều kiện không bình thường có thể xảy ra trong những trường hợp đặc biệt như thanh căng ở nhiệt độ cao hoặc khi chịu tải trọng ngang lớn. Các tài liệu tham khảo sẽ tư vấn thêm trong trường hợp này.

4.8.3 – Biến dạng đàn hồi của bê tông

4.8.3.1 – Khái quát

Tính toán tổn thất tức thời lực trong thanh căng do biến dạng đàn hồi của bê tông gây ra tại thời điểm truyền ứng suất trước có thể dựa vào các giá trị mô đun đàn hồi của bê tông nêu trong chương 7 của BS 8110 : Phần 2 : 1985; khi sử dụng các số liệu này, độ bền của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước phải dùng giá trị thay thế f_{cu} khi chưa có các giá trị thí nghiệm thực về mô đun đàn hồi. Các mô đun đàn hồi của thanh căng có thể tìm thấy trong BS 4486 đối với thanh thép HT và BS 5896 đối với sợi thép HT và bó cáp. Khi tính toán, có thể giả thiết thép căng đặt ở trọng tâm của chúng.

4.8.3.2 – Căng trước

Tổn thất ứng suất trước trong thanh căng phải tính toán trên cơ sở tỷ số mô đun đàn hồi và ứng suất trong bê tông xung quanh nó.

4.8.3.3 – Căng sau

Quá trình xảy ra tổn thất ứng suất trong thanh căng xảy ra không đồng thời. Điều đó được tính toán trên cơ sở lấy một nửa tỷ số mô đun đàn hồi và ứng suất trong bê tông quanh thanh căng với giá trị trung bình dọc theo chiều dài của chúng; tổn thất ứng suất trước có thể tính toán chính xác trên cơ sở căng liên tục.

4.8.4 – Co ngót của bê tông

Tổn thất ứng suất trước trong thanh căng do co ngót của bê tông trên đơn vị chiều dài và mô đun đàn hồi của thanh căng (xem BS 4486 đối với thanh thép HT và BS 5896 đối với sợi thép HT và bó cáp).

Biến dạng co ngót phụ thuộc vào :

a) cốt liệu sử dụng;
b) hàm lượng nước ban đầu;
c) tuổi tính toán của bê tông khi truyền ứng suất trước;
d) chiều dày của tiết diện tính toán;
e) độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh.

Tuy nhiên, khi không có các số liệu thực nghiệm, có thể sử dụng giá trị 100.10^{-6} đối với điều kiện ngoài trời và 300.10^{-6} đối với môi trường trong nhà tại Vương Quốc Anh. Đối với các điều kiện khác hoặc các trường hợp ngoại lệ, phải tham khảo chương 7 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 hoặc các tài liệu tham khảo khác.

[1] Tiếng Anh : "HT" – High Tensile – (ND).

4.8.5 – Từ biến của bê tông

4.8.5.1 – Khái quát

Tổn thất ứng suất trước có thể tính toán trên cơ sở giả thiết từ biến tỷ lệ với ứng suất trong bê tông. Tổn thất ứng suất trước gây ra do từ biến trên đơn vị chiều dài của bê tông xung quanh thanh căng và mô đun đàn hồi của thanh căng (xem BS 4486 đối với thanh thép HT và BS 5896 đối với sợi thép HT và bó cáp). Trong tính toán, có thể coi như các thanh căng đặt ở trọng tâm của chúng.

4.8.5.2 – Đặc trưng biến dạng từ biến

Giá trị này (từ biến/đơn vị chiều dài/đơn vị ứng suất) có thể tìm được bằng cách chia hệ số từ biến tương ứng cho mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước (xem *4.8.3*). Hệ số từ biến phụ thuộc vào :

a) hàm lượng nước ban đầu;
b) tuổi tính toán của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất trước;
c) chiều dày của tiết diện tính toán;
d) độ ẩm tương đối của môi trường xung quanh;
e) nhiệt độ của môi trường xung quanh.

4.8.6 – Dịch chuyển[1] trong khi neo

Trong hệ thống căng sau, có thể có sự dịch chuyển thanh căng tại vị trí neo khi truyền lực ứng suất trước từ thiết bị căng vào neo. Tổn thất do dịch chuyển đó rất quan trọng đối với các cấu kiện ngắn và trên hiện trường phải kiểm tra lại giá trị cho phép trong thiết kế.

4.9 – TỔN THẤT ỨNG SUẤT TRƯỚC DO MA SÁT

4.9.1 – Khái quát

Trong hệ thống căng sau, sự dịch chuyển của một phần thanh căng lớn hơn so với ống lồng bao quanh nó trong quá trình căng thép. Nếu thanh căng tiếp xúc với ống lồng hoặc có bố trí bộ phận đệm nào đó, lực ma sát sẽ là nguyên nhân làm giảm lực ứng suất trước tính theo khoảng cách từ kích căng. Hơn nữa, một phần lực ma sát tồn tại ngay trong bản thân kích căng và trong bộ phận neo trên toàn bộ đoạn thanh căng đi qua.

[1] Tiếng Anh : "Draw – in during anchorage" – (ND).

Khi chưa có đầy đủ số liệu, có thể tính toán sự thay đổi ứng suất dọc theo chiều dài thiết kế theo các mục *4.9.2* đến *4.9.5* để tìm được lực ứng suất trước tại tiết diện tới hạn đang xét. Độ giãn dài của thanh căng phải tính toán theo sự thay đổi của lực kéo dọc theo chiều dài của nó.

4.9.2 – Ma sát trong kích và neo

Ma sát trong kích và neo thay đổi đáng kể và có thể xác định bằng khả năng hiệu chỉnh đối với kích và loại neo sử dụng.

4.9.3 – Ma sát trong ống lồng do sự thay đổi ngẫu nhiên so với biên dạng[2] thiết kế

4.9.3.1 – Khái quát

Dù biên dạng ống lồng là thẳng hay cong hoặc phối hợp cả hai loại, đường ống lồng thực tế sẽ thay đổi không đáng kể và sẽ có thể có các điểm tiếp xúc giữa thanh căng và ống lồng. Khi đó, sẽ sản sinh ra ma sát.

4.9.3.2 – Tính toán lực căng ứng suất trước

Lực ứng suất trước P_x tại điểm bất kỳ cách đầu kích một đoạn bằng x, có thể tính toán theo phương trình sau :

$$P_x = P_o e^{-Kx} \qquad \text{Phương trình 58}$$

trong đó :

P_o lực ứng suất trước trong thanh căng tại đầu kích;
e cơ số lôgarit Nêpe
K hệ số phụ thuộc vào dạng ống lồng hoặc vỏ cáp được sử dụng, bản chất mặt trong của chúng, phương pháp tạo hình và mức độ rung khi đổ bê tông (xem mục *4.9.3.3*).

4.9.3.3 – Hệ số biên dạng

Giá trị K trên đơn vị mét dài nêu trong *4.9.3.2* có thể lấy không nhỏ hơn 33.10^{-4}, nhưng khi sử dụng các vỏ cáp hay dạng ống lồng khá cứng và chúng được chống đỡ dày đặc sao cho không có sự dịch chuyển trong quá trình đổ bê tông, hệ số K có thể lấy bằng 17.10^{-4}, còn đối với các bó cáp có bôi mỡ luồn trong ống, hệ số K có thể lấy bằng 25.10^{-4}. Có thể sử dụng các giá trị khác nếu chúng được thiết lập bởi các thí nghiệm thích hợp.

[2] Tiếng Anh : "Profile" – hình dạng của tuyến cáp căng dọc theo cấu kiện – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

4.9.4 – Ma sát do độ cong của thanh căng

4.9.4.1 – Khái quát

Trong trường hợp này, tổn thất lực kéo do ma sát phụ thuộc vào góc đổi hướng và hệ số ma sát μ giữa thanh căng và gối đỡ của nó.

4.9.4.2 – Tính toán lực căng ứng suất trước

Lực căng ứng suất trước P_x tại vị trí bất kỳ cách điểm tiếp tuyến một khoảng bằng x dọc theo đường cong có thể tính toán theo phương trình sau :

$$P_x = P_o e^{-\mu x / r_{ps}}$$ Phương trình 59

trong đó :

P_o lực căng ứng suất trước trong thanh căng tại điểm tiếp tuyến gần đầu kích;

μ hệ số ma sát;

r_{ps} bán kính cong;

e theo định nghĩa trong *4.9.3.2*.

Giá trị μ phụ thuộc vào dạng và điều kiện bề mặt của thanh căng và ống lồng. Giá trị này thay đổi trong một phạm vi khá rộng (xem *4.9.4.3*).

4.9.4.3 – Hệ số ma sát

Nếu không có các số liệu chính xác hơn, có thể sử dụng các giá trị μ điển hình dưới đây để tính toán theo phương trình 59. Sự hóa rỉ các thanh căng hoặc ống lồng sẽ làm tăng các giá trị hệ số ma sát.

Bó cáp bị rỉ nhẹ luồn trong ống bê tông không lót : 0,55.

Bó cáp bị rỉ nhẹ luồn trong ống thép bị rỉ nhẹ : 0,3.

Bó cáp bị rỉ nhẹ luồn trong ống kẽm : 0,25.

Bó cáp còn mới luồn trong ống kẽm : 0,20.

Bó cáp có bôi mỡ luồn trong ống bằng chất dẻo : 0,12.

Có thể giảm giá trị μ vì những lý do riêng cho phép điều chỉnh các giá trị này; lấy ví dụ, giá trị μ = 0,10 nếu quan trắc được sự dịch chuyển bó cáp trên các miếng đệm thép mạ disulphit môluyp đen[1] (xem thêm mục *4.9.5*).

4.9.5 – Bôi trơn dầu mỡ

Nếu việc tính toán thỏa mãn các yêu cầu nêu trên, có thể sử dụng dầu mỡ bôi trơn để tạo điều kiện dễ dàng cho việc dịch chuyển thanh căng trong ống lồng. Có thể sử dụng các giá trị μ thấp hơn các giá trị nêu trong *4.9.4.3* tuỳ theo các giá trị xác định bằng thử nghiệm. Tiêu chuẩn nêu trong *8.3* sẽ thỏa mãn nếu sau đó các thanh căng dính kết với kết cấu.

[1] Tiếng Anh : "Molybdenum Disulfide" – (ND).

4.10 – CHIỀU DÀI TRUYỀN ỨNG SUẤT TRƯỚC TRONG CẤU KIỆN CĂNG TRƯỚC

4.10.1 – Khái quát

Chiều dài truyền ứng suất trước được định nghĩa là chiều dài của cấu kiện có yêu cầu truyền lực ứng suất trước ban đầu qua thanh căng lên bê tông.

4.10.2 – Các yếu tố ảnh hưởng đến chiều dài truyền ứng suất trước

Các yếu tố sau đây là quan trọng nhất :

a) mức độ đầm chặt của bê tông;

b) kích cỡ và dạng thanh căng;

c) độ bền của bê tông;

d) biến dạng và điều kiện bề mặt của thanh căng.

Chiều dài truyền ứng suất trước có thể thay đổi lớn đối với yếu tố và điều kiện hiện trường khác nhau; lấy ví dụ, có thể thấy rằng chiều dài truyền ứng suất trước đối với sợi thép có thể thay đổi từ 50 đến 160 lần đường kính. Vì vậy, chiều dài truyền ứng suất trước có thể kéo xa đến mức độ mà kết quả thực nghiệm đối với các điều kiện hiện trường và trong nhà máy đã biết.

Khi thanh căng không dính kết với bê tông ở gần đầu cấu kiện do sử dụng ống, chiều dài truyền ứng suất trước phải lấy từ các đầu của các đoạn bị mất dính kết.

Chiều dài truyền ứng suất trước đối với thanh căng gần mặt trên cấu kiện có thể lớn hơn chiều dài truyền đối với các thanh căng đặt thấp hơn trong cấu kiện vì bê tông gần mặt trên có mức độ đầm chặt kém hơn.

Việc cắt thanh căng đột ngột có thể dẫn đến chiều dài truyền ứng suất tăng lên gần với vị trí cắt thanh căng.

4.10.3– Tính toán chiều dài truyền ứng suất trước

Khi chưa có các số liệu thực nghiệm, có thể sử dụng phương trình sau đây để tính toán chiều dài truyền ứng suất trước l_t đối với lực căng ứng suất trước ban đầu bằng 75% độ bền đặc trưng của thanh căng khi các đầu cấu kiện được đầm chặt :

$$l_t = \frac{K_t \varphi}{\sqrt{f_{ci}}}$$ Phương trình 60

trong đó :

f_{ci} độ bền của bê tông khi truyền ứng suất trước;

φ đường kính danh nghĩa của thanh căng;

K_t hệ số đối với dạng thanh căng và lựa chọn theo :

a) sợi thép trơn hoặc có khía (gồm cả sợi thép lượn sóng với chiều cao sóng nhỏ) : K_t = 600;

b) sợi thép lượn sóng với chiều cao sóng tổng cộng không nhỏ hơn 0,15φ : K_t = 400;

c) bó cáp 7 sợi tiêu chuẩn hay loại tốt : K_t = 240;

d) bó cáp kéo 7 sợi : K_t = 360;

4.11 – KHỐI NEO[1] TRONG CẤU KIỆN CĂNG SAU

4.11.1 – Khái quát

Khi thiết kế các khối neo đầu cấu kiện, phải xem xét :

a) lực kéo vỡ xung quanh các neo riêng rẽ (xem *4.11.2* và *4.11.3*);

b) sự cân bằng tổng thể của khối neo đầu cấu kiện;

c) phá vỡ bê tông từ mặt đặt lực xung quanh neo.

Ghi chú: Thông tin về các mục b) và c) nêu trong các tài liệu tham khảo.

4.11.2 – Trạng thái giới hạn về sử dụng

Tại trạng thái giới hạn về sử dụng, lực kéo vỡ F_{bst} trong khối neo hình vuông riêng rẽ thông qua tấm đệm chịu lực hình vuông đặt đối xứng có thể tìm trong bảng 4.7 trên cơ sở lực kích căng thép. Với các neo hình chữ nhật và (hoặc) khối neo hình chữ nhật, lực kéo vỡ ở hai hướng chính có thể tính toán theo quan hệ y_{po}/y_o đối với mỗi hướng, trong đó :

y_o 1/2 cạnh của khối neo;

y_{po} 1/2 cạnh vùng đặt lực;

P_o lực kích căng thép.

[1] Tiếng Anh : "End Block" – (ND).

Tấm chịu lực hình tròn có thể xử lý như tấm hình vuông có diện tích tương đương.

Bảng 4.7 – Lực kéo vỡ thiết kế trong khối neo ở đầu cấu kiện

y_{po}/y_o	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
F_{bst}/P_o	0,23	0,23	0,20	0,17	0,14	0,11

Ghi chú: Các giá trị trung gian có thể nội suy.

Lực F_{bst} sẽ phân bố trong vùng mở rộng từ $0,2y_o$ đến $2y_o$ tính từ mặt vùng đặt lực và sẽ do cốt thép đai kín hay cốt thép xoắn chịu. Các cốt thép này phân bố đều trong toàn bộ vùng đó và làm việc ở ứng suất bằng 200N/mm^2.

Khi khối neo rộng có chứa một vài neo, phải phân thành một loạt các lăng trụ đặt lực đối xứng và mỗi lăng trụ được xử lý theo phương pháp đã nêu ở trên. Tuy nhiên, cốt thép bổ sung theo yêu cầu tính toán sẽ được bố trí xung quanh các nhóm neo để đảm bảo sự cân bằng tổng thể của khối neo đầu cấu kiện.

Cần phải đặc biệt chú ý đến khối neo đầu cấu kiện có hình dáng tiết diện ngang khác với tiết diện ngang của dầm.

4.11.3 – Trạng thái giới hạn về độ bền

Đối với cấu kiện với thanh căng không dính kết, lực kéo vỡ thiết kế F_{bst} phải tính theo bảng 4.7 trên cơ sở lực thanh căng đặc trưng; cốt thép bố trí để chịu lực này có thể giả thiết làm việc ở độ bền thiết kế $(0,95f_y)$. Những yêu cầu kiểm tra như trên là không cần thiết trong các cấu kiện với thanh căng dính kết.

4.12 – NHỮNG ĐIỂM CẦN LƯU Ý KHI THIẾT KẾ CẤU TẠO

4.12.1 – Khái quát

Những điểm cần lưu ý trong các mục *4.12.2* đến *4.12.8* nhằm bổ sung thêm cho vấn đề cấu tạo đối với bê tông cốt thép nêu trong mục *3.12*.

4.12.2 – Các giới hạn về diện tích thanh căng ứng suất trước

Kích cỡ và số lượng thanh căng ứng suất trước phải tính toán sao cho vết nứt trong bê tông có trước khi phá hoại dầm

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Yêu cầu này có thể thỏa mãn nếu khả năng chịu mô men giới hạn (xem *4.3.7*) lớn hơn mô men cần thiết để tạo ra ứng suất kéo khi uốn trong bê tông tại thớ biên chịu kéo lớn nhất bằng $0,6\sqrt{f_{cu}}$. Khi tính toán, ứng suất trước trong bê tông có thể lấy bằng giá trị sau khi đã xảy ra tất cả các tổn thất ứng suất.

4.12.3 – Chiều dày lớp bảo vệ thanh căng ứng suất trước

4.12.3.1 – Thanh căng dính kết

4.12.3.1.1 – Khái quát

Chiều dày lớp bảo vệ thanh căng ứng suất trước phải phù hợp với các chỉ dẫn có liên quan trong mục *3.3* cùng với các chỉ dẫn trong mục *4.12.3.1.2* để bảo vệ thép chống lại sự ăn mòn và mục *4.12.3.1.3* để bảo vệ thép chống lại sự cố về cháy.

Thông thường, các đầu thanh căng trước không có yêu cầu về lớp bê tông bảo vệ và tốt hơn cả là cắt sát với đầu cấu kiện bê tông.

4.12.3.1.2 – Lớp bảo vệ chống ăn mòn

Điều kiện môi trường tiếp xúc đối với cấu kiện phải được đánh giá theo *3.3.4* và chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ theo yêu cầu, cấp độ bền của bê tông, các giới hạn hỗn hợp bê tông lấy theo bảng 4.8. Các chỉ dẫn trong các mục *2.4.7*, *3.3.5.1* và *3.3.5.2* đối với vật liệu bê tông và hỗn hợp cũng áp dụng theo bảng 4.8, ngoại trừ hàm lượng xi măng tối thiểu không được giảm dưới 300kg/m^3.

4.12.3.1.3 – Lớp bảo vệ chống cháy

Các chỉ dẫn chung về bảo vệ chống cháy được nêu trong *3.3.6* cũng áp dụng cho bê tông ứng suất trước, ngoại trừ các giá trị của lớp bảo vệ dành cho các cấu kiện khác nhau lấy theo bảng 4.9. Chương 4 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 đưa ra các thông tin thêm về thiết kế và các biện pháp xử lý bề mặt chống cháy.

4.12.3.2 – Thanh căng trong ống lồng

Lớp bảo vệ cho ống lồng không được nhỏ hơn 50mm. Lưu ý phải đảm bảo độ chặt lớp bê tông bảo vệ, đặc biệt trong trường hợp ống lồng to và rộng.

4.12.3.3 – Thanh căng đặt bên ngoài

Khi các thanh căng bên ngoài được bảo bệ bởi lớp bê tông đặc chắc với cấp độ bền nhỏ nhất bằng C40, bề dày lớp bảo vệ không được nhỏ hơn giá trị theo yêu cầu tính toán đối với các thanh căng đặt bên trong bê tông chịu lực dưới cùng một điều kiện. Phải neo lớp bảo vệ với cấu kiện ứng suất trước bằng cốt thép và phải kiểm tra khống chế vết nứt theo chương *3*.

4.12.3.4 – Thanh căng cong

Đối với lớp bảo vệ cho thanh căng cong, xem mục *4.12.5.2*.

Bảng 4.8 – Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho tất cả loại thép (gồm cả cốt đai) nhằm đáp ứng các yêu cầu về độ bền lâu (xem ghi chú 1, 2, 3)

Các điều kiện môi trường tiếp xúc (xem *3.3.4)*	Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ, mm			
Ôn hòa	20	20[1)]	20[1)]	20[1)]
Bình thường	35	30	25	20
Khắc nghiệt	–	40	30	25
Rất khắc nghiệt	–	50[2)]	40[2)]	30
Cực kỳ khắc nghiệt	–	–	–	50
Mài mòn	–	–	Xem GC3	Xem GC3
Tỷ lệ nước tự do / xi măng tối đa	0,60	0,55	0,50	0,45
Hàm lượng xi măng tối thiểu (kg/m^3)	300	325	350	400
Cấp độ bền thấp nhất của bê tông	C35	C40	C45	C50

[1)] Chiều dày lớp bảo vệ có thể giảm 15mm khi kích cỡ tối đa của cốt liệu không lớn hơn 15mm.

[2)] Khi bê tông chịu ẩm ướt, có thể dùng chất tạo khí (xem 5.3.3 của BS 5328 : Phần 1 : 1997) và có thể giảm cấp độ bền xuống 5 cấp.

Ghi chú 1. Bảng này liên quan đến cốt liệu thông thường với kích thước danh nghĩa 20mm. Việc điều chỉnh hàm lượng xi măng tối thiểu cho các cốt liệu khác với kích thước danh nghĩa lớn nhất 20mm được mô tả chi tiết trong bảng 8 của BS 5328 : Phần 1 : 1997.

Ghi chú 2. Sử dụng xi măng phù hợp với BS 4027. Khả năng chống sự dịch chuyển Ion Chloride của loại xi măng này rất thấp. Nếu dùng chúng vào kết cấu bê tông cốt thép trong điều kiện rất khắc nghiệt hoặc cực kỳ khắc nghiệt thì chiều dày lớp bảo vệ đã nêu trong bảng 3.3 phải tăng thêm 10mm.

Ghi chú 3 (GC3). Chiều dày lớp bảo vệ không được nhỏ hơn các giá trị danh nghĩa tương ứng với phạm trù môi trường có liên quan cộng với giá trị tổn thất chiều dày lớp bảo vệ do mài mòn.

4.12.4 – Khoảng cách của các thanh căng ứng suất trước

4.12.4.1 – Khái quát

Trong các cấu kiện ứng suất trước, khoảng hở giữa các thanh căng hoặc nhóm các thanh căng phải đủ lớn để khi đầm cốt liệu có kích cỡ lớn nhất có thể đi qua đến mọi vị trí của khuôn đúc.

4.12.4.2 – Thanh căng dính kết

Các chỉ dẫn về khoảng cách cốt thép nêu trong *3.12.11* cũng được áp dụng. Trong cấu kiện căng trước, trong đó neo được đảm bảo bởi lực dính kết, khoảng cách giữa các sợi thép hay bó cáp ở đầu cấu kiện phải đảm bảo sao cho có thể khai triển được chiều dài truyền ứng suất nêu trong mục *4.10*. Hơn nữa, nếu các thanh căng đặt vào 2 hoặc nhiều nhóm có khoảng cách khá rộng, phải xét đến khả năng tách dọc của cấu kiện.

Bảng 4.9 – Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ thép nhằm đáp ứng thời gian chống cháy (xem ghi chú 1 và 2)

Khả năng chống cháy h.	Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ, mm					
	Dầm [1)]		Sàn		Sườn	
	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục
0,5	20[2)]	20[2)]	20	20	20	20
1	20	20[2)]	25	20	35	20
1,5	35	20	30	25	45	35
2	60	35	40	35	55	45
3	70	60	55	45	65	55
4	80	70	65	55	75	65

[1)] Với mục đích đánh giá chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ đối với dầm, chiều dày lớp bảo vệ thanh thép chủ lấy theo bảng 4.2 và 4.3 của BS 8110 : Phần 2 : 1985 đối với cốt đai bằng 10mm có thể giảm và nằm trong khoảng 8mm đến 12mm (xem *3.3.6*).

[2)] Chiều dày lớp bảo vệ có thể giảm xuống 15mm khi kích thước danh nghĩa lớn nhất của cốt liệu không lớn hơn 15mm (xem 3.3.1.3).

Ghi chú 1. Chiều dày danh nghĩa lớp bảo vệ liên quan đến kích thước tối thiểu của cấu kiện đã cho trên hình 3.2. Khi cần sử dụng các cấu kiện nhỏ hơn, các chỉ dẫn về việc tăng chiều dày lớp bảo vệ được nêu trong chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

Ghi chú 2. Các trường hợp nằm dưới đường kẻ đậm để chú ý đến các biện pháp bổ sung nhằm giảm nguy cơ nứt vỡ (xem chương *4* của BS 8110 : Phần 2 : 1985.

4.12.4.3 – Thanh căng trong ống lồng

Khoảng cách thông thuỷ giữa các ống lồng hoặc giữa ống lồng với các thanh căng khác không được nhỏ hơn giá trị sau đây (chọn giá trị lớn nhất) :

a) h_{agg} + 5mm, trong đó h_{agg} là kích cỡ danh nghĩa lớn nhất của cốt liệu (mm);

b) theo chiều đứng, kích thước trong theo chiều đứng của ống lồng;

c) theo chiều ngang, kích thước trong theo chiều ngang của ống lồng; khi dùng đầm rung trong, phải bố trí khoảng cách giữa các ống lồng đủ để thiết bị đầm chui qua.

Khi có từ hai hàng ống lồng trở lên, khe hở theo chiều ngang giữa các ống lồng phải đặt trên một đường thẳng đứng để tạo điều kiện cho thi công được dễ dàng.

4.12.4.4 – Thanh căng cong

Về khoảng cách các thanh căng cong, xem mục *4.12.5.3*.

4.12.5 – Thanh căng cong

4.12.5.1 – Khái quát

Khi sử dụng thanh căng cong trong phương pháp căng sau, vị trí của ống lồng thanh căng và quá trình kéo căng phải sao cho có thể ngăn ngừa được :

a) kéo vỡ lớp bảo vệ cạnh vuông góc với mặt phẳng của đường cong ống lồng;

b) kéo vỡ lớp bảo vệ trong mặt phẳng của đường cong ống lồng;

c) nén vỡ bê tông, làm tách ống lồng trên cùng một mặt phẳng của đường cong.

Trong khi chưa có các số liệu nghiên cứu bổ sung, có thể áp dụng các chỉ dẫn nêu trong các mục *4.12.5.2* và *4.12.5.3*.

4.12.5.2 – Lớp bảo vệ

Để tránh sự kéo vỡ lớp bảo vệ vuông góc với mặt phẳng của đường cong và trong mặt phẳng đường cong, ví dụ khi thanh căng cong luồn sát và gần song song với bề mặt của cấu kiện, chiều dày lớp bảo vệ phải tuân theo các giá trị nêu trong bảng 4.10.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong trường hợp sau, nếu thanh căng khai triển lực hướng tâm vuông góc với bề mặt hở của bê tông, phải liên kết ống lồng bằng các cốt đai neo vào trong cấu kiện.

4.12.5.3 – Khoảng cách

Để tránh nén vỡ bê tông giữa các ống lồng, khoảng cách tối thiểu được lấy như sau :

a) trong mặt của đường cong : khoảng cách cho trong bảng 4.11 hoặc khoảng cách nêu trong mục *4.12.4.3* (chọn giá trị lớn hơn);

b) vuông góc với mặt phẳng của đường cong : khoảng cách nêu trong mục *4.12.4.3*.

4.12.5.4 – Các biện pháp đặc biệt để giảm khoảng cách các ống lồng

Trong trường hợp có khả năng căng và nhồi vữa lần đầu cho thanh căng có bán kính đường cong bé nhất, cho phép căng thanh căng tiếp theo sau 48h. Trong trường hợp này, có thể áp dụng các chỉ dẫn về khoảng cách theo mục *4.12.4.3*.

4.12.6 – Cốt thép dọc trong dầm bê tông ứng suất trước

Có thể dùng cốt thép trong các cấu kiện bê tông ứng suất trước nhằm nâng cao độ bền của tiết diện hoặc phù hợp với mục *4.3.8.9*.

Các tính toán về cốt thép bổ sung phải tuân theo *4.3.4.1* và *4.3.7.1*.

Có thể cần phải bố trí cốt thép để khống chế vết nứt sinh ra do ván khuôn làm cản trở co ngót dọc của cấu kiện trước khi đặt ứng suất trước, đặc biệt là khi sử dụng hệ thống căng sau.

4.12.7 – Cốt thép đai trong dầm bê tông ứng suất trước

Số lượng và vị trí cốt thép đai trong dầm chữ nhật và trong bụng dầm có bản cánh thông thường bị chi phối bởi lực cắt (xem *4.3.8*).

Cốt đai chịu lực kéo vỡ tại các vùng đầu của cấu kiện căng sau phải được bố trí theo *4.11*.

Khi có yêu cầu cốt đai trên chiều dài truyền ứng suất của cấu kiện căng sau, phải bố trí chúng theo mục *4.3.8* bằng cách sử dụng các thông tin nêu trong mục *4.10*.

4.12.8 – Lực va chạm

Khi dầm bê tông ứng suất trước có yêu cầu chống lực va chạm, cần phải gia cường bằng cốt thép đai kín và cốt thép dọc, tốt nhất là sử dụng loại thép mềm. Các phương pháp khác về thiết kế và cấu tạo có thể được sử dụng khi chứng minh được rằng dầm có thể phát triển được tính dẻo theo yêu cầu tính toán.

Bảng 4.10 – Chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ ống lồng cong (mm)

Bán kính cong của ống lồng, m	Đường kính trong của ống lồng, mm															
	19	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
	Lực căng, kN															
	296	387	960	1337	1920	2640	3360	4320	5183	6019	7200	8640	9424	10388	11248	13200
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
2	50	55	155	220	320	445										
4		50	70	100	145	205	265	350	420							
6			50	65	90	125	165	220	265	310	375	460				
8				55	75	95	115	150	185	220	270	330	360	395		
10				50	65	85	100	120	140	165	205	250	275	300	330	
12					60	75	90	110	125	145	165	200	215	240	260	315
14					55	70	85	100	115	130	150	170	185	200	215	260
16					55	65	80	95	110	125	140	160	175	190	205	225
18					50	65	75	90	105	115	135	150	165	180	190	215
20						60	70	85	100	110	125	145	155	170	180	205
22						55	70	80	95	105	120	140	150	160	175	195
24						55	65	80	90	100	115	130	145	155	165	185

Bảng 4.10 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
26						50	65	75	85	100	110	125	135	150	160	180
28							60	75	85	95	105	120	130	145	155	170
30							60	70	80	90	105	120	130	140	150	165
32							55	70	80	90	100	115	125	135	145	160
34							55	65	75	85	100	110	120	130	140	155
36							55	65	75	85	95	110	115	125	140	150
38							50	60	70	80	90	105	115	125	135	150
40							50	60	70	80	90	100	110	120	130	145

Ghi chú 1. Lực căng là lực lớn nhất đối với kích cỡ ống lồng đã cho (lấy bằng 80% độ bền đặc trưng của thanh căng).
Ghi chú 2. Khi biên dạng và khoảng cách thanh căng được qui định cho ống lồng và là loại sẽ tập trung lực hướng tâm, các giá trị trong bảng cần phải tăng thêm.
Ghi chú 3. Chiều dày lớp bảo vệ đối với tổ hợp đã cho về đường kính trong ống lồng và bán kính đường cong trên bảng, khi nhỏ hơn giá trị nêu trong bảng, có thể giảm theo tỷ lệ với căn bậc 2 của lực căng, phải tuân theo các chỉ dẫn *4.12.3.2* và *4.12.3.3*.

Bảng 4.11 – Khoảng cách tối thiểu giữa các tim ống lồng trong mặt phẳng của đường cong (mm)

Bán kính cong của ống lồng, m	Đường kính trong của ống lồng, mm															
	19	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
	Lực căng, kN															
	296	387	960	1337	1920	2640	3360	4320	5183	6019	7200	8640	9424	10388	11248	13200
2	110	140	350	485	700	960										
4	55	70	175	245	350	480	610	785	940							
6	38	60	120	165	235	320	410	525	630	730	870	1045				
8			90	125	175	240	305	395	470	545	655	785	855	940		
10			80	100	140	195	245	315	375	440	525	630	685	750	815	
12						160	205	265	315	365	435	525	570	625	680	800
14						140	175	225	270	315	375	450	490	535	585	785
16							160	195	235	275	330	395	430	470	510	600
18								180	210	245	290	350	380	420	455	535
20									200	220	265	315	345	375	410	480
22											240	285	310	340	370	435
24												265	285	315	340	400
26												260	280	300	320	370
28																345
30																340
32																
34																
36																
38																
40	38	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340

Ghi chú 1. Lực căng là lực lớn nhất đối với kích cỡ ống lồng đã cho (lấy bằng 80% độ bền đặc trưng của thanh căng).
Ghi chú 2. Không kể đến các giá trị nhỏ hơn 2 lần đường kính trong của ống lồng.
Ghi chú 3. Khi biên dạng và khoảng cách thanh căng được qui định cho ống lồng và là loại sẽ tập trung lực hướng tâm, các giá trị trong bảng cần phải tăng thêm. Nếu cần, phải bố trí cốt thép giữa các ống lồng.
Ghi chú 4. Khoảng cách đối với tổ hợp đã cho về đường kính trong ống lồng và bán kính đường cong trên bảng có thể giảm theo tỷ lệ với lực căng khi chúng nhỏ hơn các giá trị trong bảng, phải tuân theo chỉ dẫn trong *4.12.3.3*.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 5
THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO KẾT CẤU ĐÚC SẴN VÀ KẾT CẤU TỔ HỢP

5.1 – NHỮNG CƠ SỞ THIẾT KẾ VÀ CÁC ĐIỀU KHOẢN VỀ ỔN ĐỊNH

5.1.1 – Khái quát

Chương *5* giải quyết các vấn đề về thiết kế và cấu tạo cho một phần hay toàn bộ kết cấu đúc sẵn.

5.1.2 – Những cơ sở thiết kế

Tư tưởng trạng thái giới hạn nêu trong chương *2* cũng được áp dụng cho kết cấu đúc sẵn cũng như kết cấu đổ tại chỗ. Nói chung, các phương pháp chỉ dẫn thiết kế và cấu tạo dành cho bê tông cốt thép nêu trong mục *3.1* và dành cho bê tông ứng suất trước nêu trong mục *4.1* cũng được áp dụng cho kết cấu đúc sẵn và kết cấu tổ hợp. Các mục nhỏ trong mục *3.1* và *4.1* nói riêng về đổ bê tông tại chỗ sẽ không được áp dụng và chúng được thay đổi trong chương này.

5.1.3 – Ứng suất vận chuyển

Các cấu kiện đúc sẵn phải thiết kế để chịu các ứng suất có thể gây ra hư hỏng do vận chuyển, lưu kho và lắp ghép gây ra (xem cùng với *4.3.2* và *6.2.11*).

5.1.4 – Tính tương thích

Thiết kế liên kết có tầm quan trọng đặc biệt trong kết cấu đúc sẵn và chúng phải được xem xét hết sức cẩn thận. Đặc biệt khi phân chia trách nhiệm về thiết kế và cấu tạo, phải thực hiện việc kiểm tra nhằm đảm bảo tính tương thích.

5.1.5 – Neo tại các gối tựa

Khi dùng cốt thép để tạo ra sự liền khối của dầm và các biên của bản trên các công xon, cốt thép này phải nối chồng và neo cẩn thận (xem *5.2.7.2.2* và *5.2.8.3*). Phải có sự lưu ý đặc biệt đến sai số xây dựng.

5.1.6 – Các khe co giãn

Khả năng cho phép co giãn do co ngót, do tác dụng của nhiệt độ và khả năng lún lệch các móng có tầm quan trọng nhất đối với kết cấu đúc sẵn cũng như đúc tại hiện trường. Số lượng và khoảng cách các khe co giãn phải được xác định ngay trong giai đoạn thiết kế sơ bộ (xem chương *8* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

5.1.7 – Tính ổn định

Người chịu trách nhiệm về ổn định của tổng thể kết cấu có thể tách ra khỏi trách nhiệm thiết kế và cấu tạo các bộ phận hay cấu kiện.

Các chỉ dẫn về độ bền vững nêu trong mục *2.6* của BS 8110 : Phần 2 : 1985 và trong mục *2.2* của quy phạm này cũng được áp dụng cho kết cấu đúc sẵn và kết cấu tổ hợp.

5.1.8 – Điều khoản về thanh giằng

Ghi chú: Các mục nhỏ dưới đây xem cùng với các mục *3.1.4* và *3.12.3*.

5.1.8.1 – Kết cấu giằng nói chung

Kết cấu giằng phải được bố trí trên phạm vi toàn bộ lớp mặt bê tông đổ tại chỗ hoặc phần mối nối bê tông đổ tại chỗ và một phần trong phạm vi cấu kiện đúc sẵn hoặc toàn bộ cấu kiện đúc sẵn, trong đó kết cấu cần có sự liên tục.

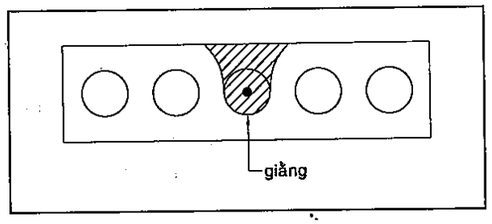
5.1.8.2 – Tính liên tục của giằng

Giằng được xem như liên tục nếu thỏa mãn *5.3.4* và kích thước tối thiểu của đoạn bê tông đổ tại chỗ có bố trí thanh thép giằng không nhỏ hơn tổng kích cỡ các thanh thép (hoặc 2 lần kích cỡ thanh thép tại vị trí nối chồng) cộng với 2 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cộng thêm 10mm. Giằng phải thỏa mãn một trong những điều kiện sau đây :

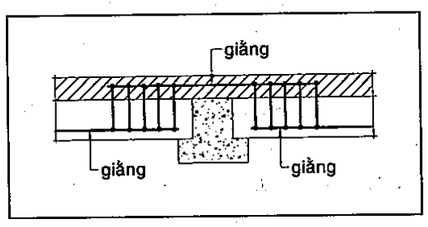
a) Thanh thép hoặc thanh căng trong cấu kiện đúc sẵn được nối chồng bằng thanh thép trong phần bê tông mối nối đổ tại chỗ giới hạn bởi hai mặt gồ ghề đối diện của cấu kiện đúc sẵn giống nhau (xem hình 5.1).

b) Thanh thép hoặc thanh căng trong cấu kiện đúc sẵn được nối chồng với thanh thép ở phần lớp mặt đổ tại chỗ hoặc phần bê tông mối nối có cốt đai kín neo vào cấu kiện đúc sẵn. Khả năng chịu kéo giới hạn của cốt đai phải không nhỏ hơn khả năng chịu kéo giới hạn của thanh giằng (xem hình 5.2).

c) Các thanh thép được nối chồng trong phạm vi lớp mặt hoặc bê tông mối nối đổ tại chỗ để hình thành cốt thép liên tục với các cốt đai chờ sẵn từ gối tựa của sàn hay các cấu kiện mái đúc sẵn và neo gối tựa với lớp mặt hoặc bê tông mối nối (xem hình 5.3).



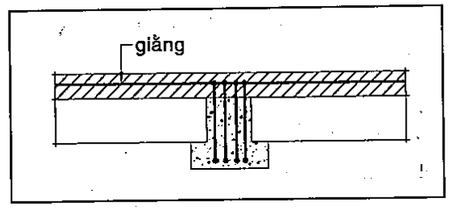
Hình 5.1. *Tính liên tục của giằng : các thanh thép trong cấu kiện đúc sẵn nối chồng với thanh thép trong phần bê tông đổ tại chỗ.*



Hình 5.2. *Tính liên tục của giằng : neo bằng các đai kín*

5.1.8.3 – Neo của các cấu kiện sàn và mái

Trong các công trình cao từ 5 tầng trở lên với các cấu kiện sàn và mái đúc sẵn không bố trí các giằng theo yêu cầu của mục *3.12.3*, nhưng chúng được neo chắc chắn và neo của chúng có đủ khả năng chịu được trọng lượng của cấu kiện, khi đó một phần của kết cấu phải có các giằng.



Hình 5.3. *Tính liên tục của giằng : các thanh thép nối chồng trong phạm vi bê tông đổ tại chỗ.*

5.1.8.4 – Tránh độ lệch tâm

Giằng liên kết các cấu kiện sàn và mái phải bố trí sao cho có thể giảm thiểu các tác dụng mất cân bằng.

5.1.9 – Độ bền lâu

Độ bền lâu phải được xem xét trong thiết kế và cấu tạo các mối nối.

5.2 – KẾT CẤU BÊ TÔNG ĐÚC SẴN

5.2.1 – Kết cấu khung và dầm liên tục

Khi tính liên tục của cốt thép hay thanh căng qua các mối nối và (hay) vị trí giao nhau giữa các cấu kiện của khung hay dầm liên tục, việc phân tích, phân bố lại mô men và thiết kế cấu tạo các cấu kiện riêng rẽ phải tuân thủ theo quy định tại các chương *3* hoặc *4*.

5.2.2 – Bản sàn

5.2.2.1 – Thiết kế bản sàn

Bản sàn gồm các cấu kiện đúc sẵn có kích thước khá rộng hoặc một loạt các cấu kiện đúc sẵn có kích thước nhỏ được liên kết với nhau một cách có hiệu quả để có khả năng truyền lực cắt. Bản sàn được thiết kế theo các mục *3.5* hoặc *4.4.1*.

5.2.2.2 – Tải trọng tập trung trên bản sàn không có lớp cốt thép phía trên

Chiều rộng của bản sàn phân bố lực tập trung (gồm cả các tường ngăn theo phương của nhịp bản sàn) lên gối tựa không được lớn hơn chiều rộng của ba cấu kiện đúc sẵn và các mối nối cộng thêm bề rộng của vùng chất tải hoặc mở rộng thêm 1/4 kích thước nhịp về cả hai bên của vùng chất tải. Trong một số dạng kết cấu, ví dụ cấu kiện lớn có nhịp lớn, các giới hạn trên đây

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

có thể không thích hợp và cần phải nghiên cứu chi tiết hơn.

5.2.2.3 – Tải trọng tập trung trên bản sàn có lớp cốt thép phía trên

Các điều khoản trong *5.2.2.2* được áp dụng toàn bộ, ngoại trừ điều khoản giới hạn bề rộng của ba cấu kiện được thay thế bằng nội dung cho phép bề rộng của bốn cấu kiện và các mối nối.

5.2.2.4 – Bản sàn chịu tải trọng tập trung

Khi các kết quả thí nghiệm có thể chứng minh được vùng tính toán rộng hơn so với bề rộng được quy định trong các mục *5.2.2.2* hoặc *5.2.2.3*, có thể chấp nhận giới hạn 1/4 kích thước nhịp về cả hai bên của vùng chất tải.

5.2.3 – Gối tựa đối với cấu kiện đúc sẵn

Ghi chú: Các định nghĩa riêng về gối tựa của cấu kiện đúc sẵn có thể xem trong mục *1.3.5*.

5.2.3.1 – Khái quát

Phải thừa nhận rằng tính nguyên vẹn của gối tựa phụ thuộc vào hai biện pháp bảo vệ cần thiết :

a) nối chồng cốt thép trong các gối tựa có bố trí thép;
b) liên kết ngăn cản khả năng mất gối tựa do chuyển vị.

Các mục nhỏ trên xử lý từng bước thiết kế gối tựa nhằm bổ sung các ảnh hưởng khác nhau đến bề rộng thực của gối tựa. Khi cả cấu kiện kê trên gối tựa lẫn gối tựa đều bố trí cốt thép, cần đảm bảo phần nối chồng tối thiểu hợp lý của cốt thép tại vị trí gối tựa.

5.2.3.2 – Tính toán bề rộng thực của gối tựa đối với cấu kiện không bị cách ly[1]

Bề rộng thực của gối tựa bằng 40mm hoặc bằng giá trị tính toán từ phương trình sau (chọn giá trị lớn hơn). (Xem mục *5.2.3.3* để xác định chiều dài tính toán của gối tựa và *5.2.3.4* để tính toán ứng suất cục bộ giới hạn thiết kế) :

$$\frac{\text{Phản lực giới hạn thiết kế của gối tựa / cấu kiện}}{\text{chiều dài tính toán của gối tựa} \times \text{ứng suất cục bộ giới hạn thiết kế}}$$

Khi cấu kiện tự do chuyển vị tương đối so với gối tựa, phải tăng bề rộng thực của gối tựa nhằm cho phép xảy ra chuyển vị. Khi cấu kiện giằng với gối tựa và giằng được bố trí cách xa cao trình gối tựa, phải tăng bề rộng thực của gối tựa để cho phép mất gối tựa khi xoay gối tựa xung quanh giằng.

5.2.3.3 – Chiều dài tính toán của gối tựa

Trong phương trình nêu ở mục *5.2.3.2*, chiều dài tính toán của gối tựa ít nhất phải bằng :

a) chiều dài gối tựa trên một cấu kiện;
b) 1/2 chiều dài gối tựa trên một cấu kiện cộng với 100mm;
c) 600mm.

5.2.3.4 – Ứng suất cục bộ giới hạn thiết kế

Ứng suất cục bộ giới hạn thiết kế dựa trên sự giảm yếu bề mặt gối tựa và giá trị của nó như sau :

a) đối với gối tựa khô[2] trên bê tông : $0,4f_{cu}$;
b) đối với gối tựa có đệm[3] trên bê tông : $0,6f_{cu}$;
c) đối với mặt tiếp xúc bằng tấm thép chịu lực chôn vào cấu kiện hoặc gối tựa có kích thước mỗi chiều không lớn hơn 40% kích thước bê tông tương ứng : $0,8f_{cu}$;

Khi thiết kế các gối tựa dùng đệm mềm, có thể dùng ứng suất trung gian giữa ứng suất của gối tựa khô và ứng suất của gối tựa có đệm.

Ghi chú 1. Các giá trị trên bao gồm γ_m.

Ghi chú 2. Các giá trị đối với khối xây nêu trong BS 5628.

5.2.3.5 – Bề rộng thực của gối tựa cấu kiện bị cách ly

Bề rộng thực của gối tựa cấu kiện bị cách ly phải lớn hơn cấu kiện không bị cách ly 20mm.

5.2.3.6 – Cấu tạo chi tiết đối với gối tựa đơn

Bề rộng danh nghĩa của gối tựa được lựa chọn cần tính đến sự nứt vỡ và sai số thi công vượt quá về bề rộng thực của gối tựa tính toán theo *5.2.3.2*. Phải bố trí chiều dài neo tối thiểu của cốt thép theo yêu cầu của *3.12.8* và *3.12.9* và phải xét đến các ảnh hưởng chuyển vị ngẫu nhiên của cấu kiện kê trên gối tựa trong quá trình thi công lắp ghép.

5.2.3.7 – Độ sai lệch cho phép đối với các ảnh hưởng của nứt vỡ tại gối tựa

5.2.3.7.1 – Các mép ngoài cùng có thể bị nứt vỡ. Các mục *5.2.3.7.2* đến *5.2.3.7.4* đưa ra các chỉ dẫn về khoảng cách không còn tác dụng như bề mặt gối tựa. Các mép vát trong phạm vi vùng chịu sự nứt vỡ có thể bỏ qua khi xác định mép ngoài cùng của gối tựa hoặc cạnh biên của cấu kiện kê trên gối tựa.

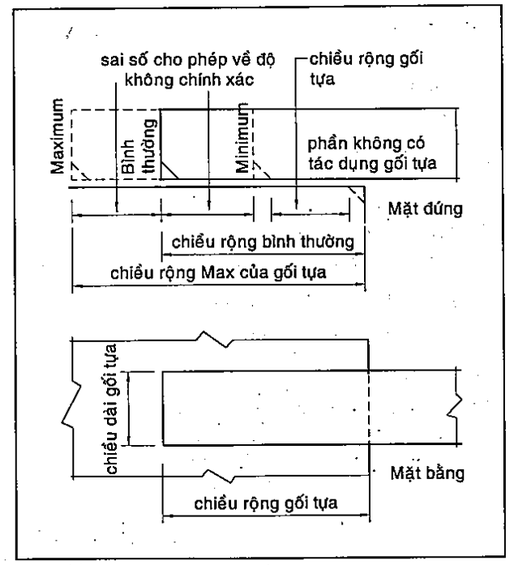
5.2.3.7.2 – Khoảng cách không có tác dụng như bề mặt gối tựa được tính từ mép ngoài cùng của gối tựa và khoảng cách này được nêu trong bảng 5.1.

5.2.3.7.3 – Khoảng cách không có tác dụng như bề mặt gối tựa được tính từ cạnh biên của cấu kiện được kê trên gối tựa và khoảng cách này được nêu trong bảng 5.2.

5.2.3.7.4 – Nếu trong lắp ghép có sử dụng gông thép, phải đặt các gông thép cách xa vùng có thể bị nứt vỡ. Để giảm bớt phạm vi ảnh hưởng của nứt vỡ, cần phải tránh tiếp xúc với các vùng này bằng cách sử dụng mép vát hoặc tấm đệm khống chế.

Bảng 5.1 – Giá trị cho phép đối với ảnh hưởng của nứt vỡ tại các gối tựa

Vật liệu của gối tựa	Khoảng cách không có tác dụng, mm
Thép	0
Bê tông cấp độ bền lớn hơn hoặc bằng 30, không có hay có cốt thép (tổng quát)[1)]	15
Gạch hay khối xây[1)]	25
Bê tông cấp độ bền nhỏ hơn 30, không có hay có cốt thép (tổng quát)[1)]	25
Bê tông cốt thép có chiều cao nhỏ hơn 300mm tại mép ngoài cùng	Không nhỏ hơn lớp bảo vệ danh nghĩa cho cốt thép ở mặt ngoài cùng của gối tựa
Bê tông cốt thép có chiều cao nhỏ hơn 300mm tại mép ngoài khi cốt thép đai đứng có đường kính lớn hơn 12mm	Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cộng với bán kính uốn phía trong của thanh thép.
[1)] Khi biết được các đặc trưng nứt vỡ không bình thường cho các vật liệu đặc biệt cấu thành, phải điều chỉnh lại các khoảng cách này.	



Hình 5.4. Sơ đồ sắp xếp giá trị sai số cho phép đối với gối tựa

Bảng 5.2 – Các giá trị cho phép ảnh hưởng nứt vỡ tại các cấu kiện kê trên gối tựa

Cốt thép tại gối tựa của cấu kiện kê trên gối tựa	Khoảng cách không có tác dụng, mm
Thanh thép thẳng, các đai ngang hoặc đứng có đường kính không lớn hơn 12mm, gần đầu cấu kiện	10mm hoặc chiều dày lớp bảo vệ đầu cấu kiện (chọn giá trị lớn hơn)
Thanh căng hoặc các thanh thép thẳng hở ra ngoài đầu cấu kiện	0
Cốt thép đai đứng có đường kính lớn hơn 12mm	Lớp bảo vệ đầu cấu kiện cộng với bán kính uốn phía trong thanh thép.

5.2.4 – Giá trị cho phép về độ không chính xác trong thi công

Giá trị cho phép về độ không chính xác trong thi công phải bao gồm các sai lệch cọc mốc, thi công tại công trường, chế tạo và lắp ráp và chúng phải được tính toán từ các phân tích thống kê các sai lệch đo được và các sai lệch đã được dự đoán từ trước. Đối với cấu kiện kê trên gối tựa với nhịp đến 15m với các chuẩn trung bình của sai số, giá trị cho phép về độ chính xác trong thi công có thể lấy lớn hơn :

a) 15mm hoặc 3mm trên một mét khoảng cách giữa các mặt gối tựa thép và bê tông đúc sẵn;

[1] Xem định nghĩa *1.3.5.4*. "Non – isolated members" – cấu kiện không bị cách ly là cấu kiện đúc sẵn khi giả định bị mất gối tựa theo tính toán vẫn có khả năng chịu tải trọng bằng cách truyền tải sang các cấu kiện liền kề – (ND).

[2] Xem định nghĩa 1.3.5.2. "Dry bearing" – bề mặt gối tựa không có vật liệu đệm trung gian – (ND).

[3] Xem định nghĩa 1.3.5.3. "Bedded bearing" – bề mặt gối tựa có lớp đệm trung gian bằng vật liệu kết dính. – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

b) 20mm hoặc 4mm trên một mét khoảng cách giữa các mặt gối tựa bằng gạch xây;
c) 25mm hoặc 5mm trên một mét khoảng cách giữa các mặt của gối tựa bê tông đúc tại hiện trường.

5.2.5 – Gối tựa truyền lực nén từ phía trên

Khi gối tựa có yêu cầu truyền tải trọng từ cột phía trên và tường vượt qua đầu của cấu kiện kê trên gối tựa, phải sử dụng gối tựa có đệm.

Đối với nhà kết cấu gạch xây cao đến 4 tầng với lực nén nhỏ, có thể sử dụng gối tựa khô.

Chỉ dẫn về lực nén giữa các cấu kiện đúc sẵn được nêu trong mục *5.3.6*.

5.2.6 – Các lực khác tại gối tựa

5.2.6.1 – Lực ngang tại gối tựa

Lực ngang tại gối tựa có thể làm giảm khả năng chịu lực của cấu kiện gối tựa do bị chẻ hay cắt từ trước. Các lực có thể do từ biến, co ngót và các ảnh hưởng của nhiệt độ sinh ra hoặc có thể do lệch hàng, không thẳng đứng hoặc các nguyên nhân khác. Khi các ảnh hưởng này khá lớn, các giá trị cho phép đối với các lực trên phải đưa vào thiết kế và cấu tạo liên kết theo các điều khoản về :

a) gối tựa trượt; hoặc
b) cốt thép ngang phù hợp ở phía trên cấu kiện gối tựa; hoặc
c) cốt thép liên tục để giằng đầu các cấu kiện kê trên các gối tựa với nhau.

5.2.6.2 – Xoay tại gối tựa các cấu kiện chịu uốn

Khi có khả năng xảy ra xoay khá lớn tại gối tựa đầu của các cấu kiện chịu uốn, phải sử dụng các gối tựa thích hợp với các chuyển vị xoay này. Các chuyển vị xoay cũng có thể làm xê dịch đường tác dụng của tải trọng lên các cạnh biên của gối tựa; trong trường hợp đó, cho phép tăng mô men uốn và ứng suất cục bộ của gối tựa.

5.2.7 – Khối công xon[1] bằng bê tông

5.2.7.1 – Khái quát

Khối công xon là một công xon ngắn nhô ra đỡ cấu kiện chịu lực và :

a) khoảng cách a_v giữa đường phản lực của tải trọng gối tựa và chân của khối công xon nhỏ hơn d (chiều cao tính toán của chân khối công xon); và
b) chiều cao tại mép ngoài vùng tiếp xúc của tải trọng gối tựa không nhỏ hơn 1/2 chiều cao tiết diện tại chân khối công xon.

Chiều cao của khối công xon tại mặt gối tựa được xác định từ điều kiện lực cắt theo mục *3.4.5.8*, nhưng định nghĩa về a_v thay đổi theo mục a).

5.2.7.2 – Thiết kế

5.2.7.2.1 – Các giả thiết đơn giản hóa

Bê tông và cốt thép có thể giả thiết như các cấu kiện của hệ thanh dàn – giằng đơn giản với các chỉ dẫn sau đây :

a) Khối công xon được thiết kế ở trạng thái giới hạn về độ bền bằng các hệ số an toàn riêng tương ứng đối với thép và bê tông, nhưng độ lớn về khả năng chịu lực ngang không được nhỏ hơn 1/2 tải trọng đứng thiết kế trên khối công xon (xem cùng *5.2.7.2.4*).
b) Phải đảm bảo tính tương thích về biến dạng giữa các thanh dàn – giằng[2] tại chân của khối công xon.

Lưu ý rằng cốt đai ngang theo yêu cầu được mô tả trong *5.2.7.2.3* sẽ đảm bảo thỏa mãn yêu cầu về sử dụng.

5.2.7.2.2 – Neo cốt thép

Tại mặt trước của khối công xon, phải neo cốt thép bằng cách :

a) hàn vào thanh thép ngang có cùng độ bền; trong trường hợp này, vùng đặt tải cục bộ phải kết thúc gần thanh thép ngang với khoảng cách bằng chiều dày lớp bảo vệ cốt thép đai giằng; hoặc
b) uốn ngược thanh thép theo dạng cốt đai móc; trong trường hợp này, vùng đặt tải cục bộ không được nằm ngoài đoạn thẳng của thanh thép chủ chịu kéo.

[1] Tiếng Anh : "Concrete Corbels" – phần nhô ra bằng bê tông. Thông thường, đối với tường bộ phận này có thể là phần giật cấp đỡ sàn; trong kết cấu cột, bộ phận này là vai cột – (ND).

[2] Tiếng Anh : "Simple Strut – and – Tie System) là mô hình được dùng trong các quy phạm của Anh (BS 8110) và Hoa kỳ (ACI 318) khi tính toán và thiết kế vai cột hoặc hoặc các cấu kiện có chiều cao tiết diện khá lớn – (ND).

5.2.7.2.3 – Cốt thép chịu cắt

Cốt thép chịu cắt phải được thiết kế ở dạng cốt đai nằm ngang phân bố ở phía trên 2/3 chiều cao tính toán của chân khối công xon; cốt thép này phải không nhỏ hơn 1/2 diện tích cốt thép chủ chịu kéo và phải neo chúng một cách đầy đủ.

5.2.7.2.4 – Khả năng chịu lực ngang

Phải bố trí cốt thép bổ sung liên kết với cấu kiện kê trên gối tựa theo *5.3* để truyền lực ngang vào kết cấu.

5.2.8 – Các gờ bê tông liên tục[1]

5.2.8.1 – Khái quát

Khi gờ liên tục có chiều cao nhỏ hơn 300mm, chúng phải được thiết kế như những bản công xon ngắn :

a) đường tác dụng của tải trọng thiết kế giả thiết xảy ra ở mép ngoài vùng chất tải, ví dụ, tại cạnh trước của gờ không vát hoặc cạnh ngoài của đệm gối tựa; và
b) mô men uốn giới hạn thiết kế lớn nhất bằng khoảng cách từ đường tác dụng của tải trọng đến nhánh đai đứng gần nhất trong cấu kiện dầm nhân với tải trọng (xem *5.2.8.5*).

5.2.8.2 – Diện tích cốt thép chịu kéo

Diện tích cốt thép chịu kéo không được nhỏ hơn các giá trị nêu trong mục *3.12.5*.

5.2.8.3 – Vị trí của cốt thép chịu kéo

Vị trí của cốt thép chịu kéo phải đi từ trong cấu kiện chính, kéo đến mặt trước của sườn và nằm gần sát mặt trên của gờ với chiều dày lớp bảo vệ theo quy định. Trong đoạn này, các cốt thép chịu kéo phải được neo bằng cách hàn các thanh thép ngang có cùng độ bền hoặc uốn các thanh thép ở dạng móc 180^0 trên mặt phẳng nằm ngang hay thẳng đứng. Các thanh móc thẳng đứng phải có đường kính không lớn hơn 12mm.

5.2.8.4 – Khả năng chịu cắt thiết kế

Khả năng chịu cắt thiết kế phải được kiểm tra theo *3.5.6*, song giá trị v_c trong bảng 3.8 có thể nhân với $2d/a_v$, trong đó a_v lấy bằng khoảng cách được mô tả trong mục *5.2.8.1 b*.

5.2.8.5 – Cốt đai trong cấu kiện có sườn

Các cốt thép đai phải bố trí để chịu các lực bổ sung. Các cốt đai này phải có khả năng truyền tải trọng từ sườn vào vùng chịu nén của cấu kiện.

[1] Tiếng Anh : "Continuous concrete nibs" – các gờ bê tông liên tục. Đây là bộ phận nhô ra khỏi kết cấu và liên tục theo chiều dài kết cấu. Ví dụ gờ đỡ panen trong dầm chữ T ngược. – (ND).

5.3 – CÁC LIÊN KẾT CHỊU LỰC GIỮA CÁC CẤU KIỆN ĐÚC SẴN

5.3.1 – Khái quát

Ổn định tổng thể của công trình bao gồm ổn định trong quá trình xây dựng hoặc sau khi xảy ra sự cố hư hỏng phải được tính đến trong thiết kế và phải tuân theo các chỉ dẫn trong chương *3* của quy phạm này hoặc chương 2 của BS 8110 : Phần 2 : 1985. Hơn nữa, phải xét đến các ứng suất trong quá trình vận chuyển và xây dựng. Khi các gối tựa được xây dựng bằng cấu kiện ứng suất trước, phải xét đến các ảnh hưởng từ biến bị kiềm chế[2].

5.3.2 – Thiết kế mối nối

5.3.2.1 – Các phương pháp

Khi có điều kiện, các phương pháp thiết kế liên kết có thể là các phương pháp được áp dụng cho bê tông cốt thép, bê tông ứng suất trước hoặc thép chịu lực. Khi không có khả năng áp dụng các phương pháp đó, phải kiểm tra các mối nối đó bằng thí nghiệm theo *2.6*.

5.3.2.2 – Chế tạo và thi công

Trong thiết kế phải chú ý đến các vấn đề sau đây :

a) Khi có yêu cầu các thanh hay đoạn thép chờ theo tính toán, các thanh thép này phải ở mức độ tối thiểu và chế tạo đơn giản nhất. Chiều dài của thanh thép chờ không được lớn hơn mức cần thiết.
b) Phải tránh các sườn dễ bị vỡ.
c) Cơ cấu cố định phải đặt ở các đoạn bê tông có đủ độ bền.
d) Phải chú ý đến tính khả thi khi đổ bê tông và lắp ráp.

[2] Tiếng Anh : "Restrained Creep Effects" – nghĩa là từ biến không tự do và bị kiềm chế bởi các điều kiện khác, ví dụ như cấu kiện kê trên gối tựa chẳng hạn – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

e) Hầu hết các mối nối có yêu cầu hướng dẫn về vật liệu nối. Trong thiết kế phải tạo ra khoảng trống vừa đủ để đảm bảo khả năng chèn vật liệu vào mối nối.

f) Các cơ cấu điều chỉnh cao độ như bu lông, chêm không có chức năng chịu lực trong một kết cấu hoàn chỉnh phải dễ tháo rời và di chuyển đi khi cần thiết. Khi cần có khả năng chịu lực, phải thực hiện kiểm định các cơ cấu này nhằm đảm bảo khả năng đó của chúng.

5.3.2.3 – Thiết kế bảo vệ mối nối

Thiết kế mối nối phải duy trì được mức độ bảo vệ nhằm chống các ảnh hưởng của thời tiết, chống cháy và chống ăn mòn theo yêu cầu đối với phần kết cấu còn lại.

5.3.3 – Các chỉ dẫn tại công trường

Độ bền và độ cứng của mối nối có thể bị ảnh hưởng nhiều bởi khả năng tay nghề công nhân tại hiện trường. Tính đa dạng của các chủng loại mối nối và của bộ phận nhạy cảm với độ bền, ổn định của kết cấu và khả năng thao tác thi công mối nối chính xác có tầm quan trọng đặc biệt. Một số điểm sau đây cần phải xem xét và chỉ định tại công trường :

a) Trình tự hình thành mối nối.
b) Các kích thước tới hạn về độ sai lệch, ví dụ kích thước tối thiểu cho phép của gối tựa.
c) Các chi tiết đặc biệt nhạy cảm, ví dụ vị trí chính xác theo tính toán của thanh cốt thép đặc biệt.
d) Phương pháp điều chỉnh cho vừa vặn mối nối.
e) Chi tiết các thanh chống tạm và thời gian có thể tháo dỡ được.
f) Mô tả sự ổn định tổng thể của kết cấu với các chi tiết cấu tạo giằng tạm cần thiết.
g) Phạm vi của kết cấu chưa hoàn chỉnh có thể tiếp tục thực hiện ở phía trên đơn nguyên đã hoàn thành.
h) Các chi tiết về vật liệu đặc biệt.
i) Kích cỡ mối hàn phải quy định đầy đủ (khi sử dụng các ký hiệu mối hàn theo BS 499, các ký hiệu này xem như đã được ngầm hiểu tại công trường).

5.3.4 – Tính liên tục của cốt thép

5.3.4.1 – Khái quát

Khi có yêu cầu tính liên tục qua phần mối nối, phải sử dụng phương pháp nối sao cho có thể hiện thực hóa các giả thiết đã dùng trong phân tích kết cấu và tiết diện.

5.3.4.2 – Nối chồng thanh thép

Khi các thanh thép thẳng đi xuyên qua mối nối bằng cách nối chồng, phải áp dụng các chỉ dẫn trong *3.12.8* và *5.1.8.2*.

5.3.4.3 – Cốt thép trong lỗ hổng trét bằng vữa

Khả năng chống nhổ thanh thép ở bên trong các hốc và lỗ phải được tính toán và thiết kế.

5.3.4.4 – Móc cốt thép nối chồng

Khi tính liên tục qua gối tựa được thực hiện bằng nối chồng các thanh thép chờ có móc nhô ra từ mỗi cấu kiện kê trên gối tựa, ứng suất cục bộ bên trong móc phải tuân theo *3.12.8.25*.

5.3.4.5 – Nối bằng ống lồng[1]

Độ bền và biến dạng của mối nối bằng ống lồng phải được xác định bằng thử nghiệm (xem *2.6.2*). Có thể sử dụng các dạng mối nối bằng ống lồng sau đây:

a) ống lồng có nhồi vữa, keo tổng hợp hoặc ống lồng dập nóng có khả năng truyền cả lực kéo lẫn lực nén;
b) ống lồng nối hai thanh thép có các đầu cắt bằng phẳng chỉ cho phép truyền lực nén.

Thiết kế cấu tạo ống lồng, phương pháp gia công và lắp ráp phải đảm bảo các đầu của hai thanh thép ở trong ống lồng phải thẳng hàng. Lớp bê tông bảo vệ ống lồng phải không nhỏ hơn chiều dày lớp bảo vệ quy định cho các loại cốt thép thông thường.

5.3.4.6 – Ren cốt thép

Khi có nguy cơ mối nối ren bị lỏng, ví dụ trong quá trình đầm khi đổ bê tông, phải sử dụng các cơ cấu hãm. Các phương pháp nối các thanh thép bằng ren sau đây được chấp nhận :

a) Các đầu ren của thanh thép được nối với nhau bởi ống nối có ren trái chiều. Dạng mối nối bằng ren có yêu cầu độ chính xác khá cao trong chế tạo nhằm đảm bảo độ thẳng hàng.
b) Một bộ thanh thép được hàn với bản thép có khoan lỗ để luồn đầu ren của bộ thanh thép thứ hai; bộ thanh thép thứ hai được cố định vào bản thép bằng ê cu.
c) Các thanh thép có ren phải neo vào bên trong cấu kiện đúc sẵn.

[1] Tiếng Anh : "Sleeving", nối kiểu măng xông – (ND).

5.3.4.7 – Độ bền của mối nối bằng ren

Thiết kế nối bằng ren phải tuân theo *3.12.8*.

5.3.4.8 – Hàn các thanh thép

Thiết kế các mối nối hàn phải tuân theo *3.12.8*. Công tác hàn được thực hiện theo *7.6*.

5.3.5 – Các mối nối không đòi hỏi tính liên tục của thanh thép

5.3.5.1 – Các mối nối với các chốt thép chịu lực

Các mối nối nói chung bao gồm bản thép hoặc đoạn thép cán nhô ra khỏi bề mặt cột để đỡ đầu dầm. Cốt thép trong các đầu cấu kiện kê trên gối tựa phải thiết kế theo chương *3*. Các điều khoản thiết kế cấu tạo bao gồm :

a) Các đoạn thép và các mối nối bu lông hay mối nối hàn phải thiết kế theo các chỉ dẫn thích hợp.
b) Ứng suất cục bộ giới hạn thiết kế có thể đạt đến $0,8f_{cu}$, ngoại trừ khi có các kết quả thí nghiệm có thể điều chỉnh ứng suất cao hơn giá trị trên.
c) Trong thiết kế phải xét đến khả năng tách theo phương thẳng đứng do tác dụng của co ngót và ứng suất cục bộ tại tiết diện thép, ví dụ tại bản thép hẹp.

5.3.5.2 – Keo dán tổng hợp

Keo dán tổng hợp có thể sử dụng để hình thành mối nối chịu nén, nhưng không được sử dụng khi mối nối dạng này chịu kéo và cắt. Keo dán chỉ được sử dụng khi chúng có đủ khả năng chống cháy.

5.3.6 – Các mối nối chủ yếu truyền lực nén

Dạng mối nối này được sử dụng hầu hết cho các mối nối ngang giữa các tường chịu lực hoặc giữa các cột. Mối nối phải thiết kế để chịu tất cả các nội lực và mô men theo kết quả phân tích tổng thể kết cấu cũng như từng cấu kiện liên kết. Khi không có các thông tin chính xác hơn từ chương trình thí nghiệm toàn diện, diện tích bê tông trong tính toán độ bền của mối nối của tường và cột không được lấy lớn hơn :

a) diện tích bê tông đổ tại chỗ, bỏ qua diện tích cấu kiện sàn và dầm lẫn vào mối nối (diện tích này lấy không được lớn hơn 90% diện tích tường hay cột); hoặc
b) 75% diện tích tiếp xúc giữa tường hoặc cột và mối nối.

Ghi chú: Chỉ xét đến các các phần cấu kiện dầm sàn đặc đi qua mối nối và các cấu kiện đó phải được lót bằng bê tông hay vữa với chất lượng đảm bảo.

Điều đặc biệt lưu ý là cần phải cấu tạo mối nối và thanh thép nối nhằm tránh khả năng nứt tách hoặc nứt vỡ bê tông tại đầu các cấu kiện đúc sẵn.

5.3.7 – Các mối nối truyền lực cắt

Các mối nối truyền lực cắt có thể xuất hiện trong tường thuộc loại tường giằng gió[1] hoặc sàn thuộc loại dầm truyền tải trọng gió[2]. Mối nối này có thể phát huy tác dụng nếu chúng được chèn bằng bê tông hay hỗn hợp vữa thích hợp và thỏa mãn các điều kiện tương ứng.

a) Cấu kiện truyền lực cắt trong mặt phẳng. Các cấu kiện phải chống được sự dịch chuyển và tách khỏi nhau. Khi ứng suất cắt giới hạn thiết kế trong mối nối không lớn hơn $0,23N/mm^2$, không cần phải bố trí cốt thép cắt qua mối nối và các cạnh của cấu kiện có các mối nối có thể được hoàn thiện một cách bình thường. Các phần hoàn thiện nhẵn nhụi cần phải làm cho chúng trở thành gồ ghề.
b) Các mối nối chịu nén trong mọi điều kiện thiết kế. Khi các cạnh hoặc đầu của panen hoặc cấu kiện hình thành mối nối có bề mặt gồ ghề và khi ứng suất cắt giới hạn thiết kế không lớn hơn $0,45N/mm^2$.

[1] "Wind – bracing wall" – tường giằng gió, tường chịu tải trọng gió. – (ND).
[2] "Wind girder" – dầm truyền tải trọng gió. – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

c) Ứng suất cắt do tải trọng giới hạn gây ra nhỏ hơn 1,3N/mm^2 tính theo diện tích chân của mối nối mộng[1]. Sự tách rời các cấu kiện theo phương thẳng góc với mối nối có thể tránh được bằng cách bố trí các giằng thép cắt qua các đầu của mối nối hoặc bằng lực nén thẳng góc với mối nối dưới tác dụng của các phương án tải. Các mấu nhô ra của mối nối mộng thường có dạng hình côn để tạo điều kiện dễ dàng tháo ván khuôn. Để hạn chế sự dịch chuyển trong mối nối kiểu mộng, vát thon các mộng không được quá lớn.

d) Bố trí cốt thép để chịu lực cắt do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra. Trong trường hợp này, lực cắt V không được lớn hơn giá trị cho bởi :

$$V = 0{,}6F_b\tan\alpha_f \qquad \text{Phương trình 61}$$

trong đó :

F_b bằng $0{,}95f_yA_s$; hoặc bằng giá trị neo của cốt thép (chọn giá trị nhỏ hơn);

A_s diện tích tối thiểu của cốt thép;

α_f góc ma sát trong giữa các bề mặt của mối nối.

Ghi chú: Tan α_f có thể thay đổi từ 0,7 – 1,7 và tốt nhất là xác định bằng thí nghiệm. Tuy nhiên, với liên kết giữa bê tông và bê tông, các giá trị này có thể lấy theo bảng 5.3.

Bảng 5.3 – Các giá trị tanα_f đối với mối nối bê tông

Dạng bề mặt	tanα_f
Bề mặt bê tông nhẵn, chưa xử lý	0,7
Bề mặt gồ ghề hoặc mối nối mộng không có sự liên tục cắt qua các đầu mối nối	1,4
Bề mặt gồ ghề hoặc mối nối mộng có sự liên tục cắt qua các đầu mối nối	1,7

e) Khả năng chống trượt bằng các phương pháp khác. Các phương pháp chống trượt khác thường phải được thí nghiệm theo *2.6.1* và *2.6.2*.

5.4 – KẾT CẤU BÊ TÔNG TỔ HỢP

5.4.1 – Khái quát

Các mục dưới đây có thể áp dụng khi các cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn hoặc bê tông ứng lực trước đúc sẵn có đổ thêm bê tông tại chỗ để chịu uốn, áp dụng các điều khoản về truyền lực cắt nằm ngang tại bề mặt tiếp xúc.

[1] Tiếng Anh : "Castellated joint" – mối nối mộng, mối nối kiểu răng cưa trong kết cấu tấm lớn – (ND).

5.4.2 – Phân tích và thiết kế các kết cấu và cấu kiện bê tông tổ hợp

Phân tích và thiết kế các kết cấu và cấu kiện bê tông tổ hợp phải tuân theo các chương *3* và *4* (thay đổi tương ứng theo *5.4.6* và *5.4.7*).

5.4.3 – Ảnh hưởng của phương pháp thi công

Thiết kế các bộ phận của kết cấu tổ hợp phải tính đến phương pháp thi công và có sử dụng thanh chống hay không; cả ứng suất lẫn biến dạng đều bị ảnh hưởng.

5.4.4 – Độ cứng tương đối của cấu kiện

Độ cứng tương đối của cấu kiện được xác định trên cơ sở diện tích bê tông hay diện tích quy đổi; phải tính đến khả năng bê tông ở hai thành phần của cấu kiện tổ hợp khác nhau trên 10N/mm^2.

5.4.5 – Đánh giá độ bền của tiết diện cấu kiện đúc sẵn căng trước được thiết kế như những cấu kiện liên tục

Khi các cấu kiện này được thiết kế như những cấu kiện liên tục và tính liên tục được đảm bảo bằng cách đổ bê tông cốt thép tại chỗ qua các gối tựa, có thể bỏ qua ứng suất nén do ứng suất trước gây ra tại các đầu cấu kiện trên toàn bộ chiều dài truyền ứng suất trước cho các thanh căng.

5.4.6 – Trạng thái giới hạn về sử dụng

5.4.6.1 – Tính sử dụng

5.4.6.1.1 – Khái quát

Nhằm bổ sung cho các chỉ dẫn liên quan đến biến dạng và khống chế vết nứt nêu trong chương *3* và *4*, đối với kết cấu tổ hợp (trừ trường hợp cấu kiện kê trên gối tựa đơn), sự co ngót không đều có thể có sự liên quan lẫn nhau (xem *5.4.6.4.2* và *5.4.6.4.3*). Lực cắt nằm ngang bị chi phối bởi trạng thái giới hạn về độ bền. Các phương pháp nêu trong các mục *5.4.7.1* đến *5.4.7.4* sẽ đảm bảo cho tác dụng tổ hợp không tách rời trạng thái giới hạn về sử dụng và độ bền

cắt thiết kế có thể đảm bảo theo trạng thái giới hạn về độ bền.

5.4.6.1.2 – Các cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước

Khi sử dụng cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước, các phương pháp phân tích được nêu trong mục *4.3.4*. Tuy nhiên, ứng suất nén trong cấu kiện đúc sẵn tại giao diện có thể tăng lên không lớn hơn 50% so với các giá trị nêu trong mục *4.3.4.2* nhằm đảm bảo sự phá hoại của cấu kiện tổ hợp xảy ra do sự giãn dài nhiều của cốt thép.

5.4.6.2 – Lực kéo trong bê tông đổ tại chỗ

5.4.6.2.1 – Cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước tiếp xúc trực tiếp với bê tông đổ tại chỗ

Khi ứng suất kéo khi uốn do tải trọng sử dụng gây ra trong phần bê tông đổ tại chỗ, ứng suất kéo thiết kế trong phần bê tông đổ tại chỗ tại vị trí mặt tiếp xúc phải được giới hạn theo các giá trị nêu trong bảng 5.4. Tuy nhiên, các giá trị theo bảng trên có thể tăng thêm 50% khi ứng suất kéo thiết kế trong cấu kiện ứng suất trước bị giảm đi với cùng một trị số.

Bảng 5.4 – Ứng suất kéo thiết kế khi uốn trong bê tông đổ tại chỗ

Cấp độ bền của bê tông đổ tại chỗ	Ứng suất kéo lớn nhất, N/mm^2
25	3,2
30	3,6
40	4,4
50	5,0

5.4.6.2.2 – Cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước không tiếp xúc trực tiếp với bê tông đổ tại chỗ

Trong trường hợp này, ứng suất kéo khi uốn thiết kế trong bê tông đổ tại chỗ bị giới hạn bởi vết nứt theo các mục *3.12.11.2.3* đến *3.12.11.2.9*. Nếu có yêu cầu khoảng cách lớn hơn giữa các thanh thép, phải tính toán kiểm tra bề rộng vết nứt (xem *3.8* của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

5.4.6.3 – Lực kéo trong cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước

Nếu tính liên tục được thực hiện bởi phần bê tông cốt thép đổ tại chỗ qua vị trí gối tựa, ứng suất kéo khi uốn thiết kế và ứng suất kéo theo giả thiết trong các cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước tại vị trí gối tựa thông thường bị giới hạn theo mục *4.3.4.3*.

5.4.6.4 – Sự co ngót không đều

5.4.6.4.1 – Khái quát

Khi có sự khác nhau giữa tuổi và chất lượng bê tông trong các thành phần cấu kiện tổ hợp, sự co ngót không đều có thể dẫn đến tăng ứng suất trong đoạn tổ hợp và phải tiến hành khảo sát chúng. Sự co ngót không đều có thể xảy ra trầm trọng hơn khi thành phần đúc sẵn là bê tông cốt thép hay bê tông ứng suất trước có sự phân bố ứng suất do ứng suất trước gây ra gần đúng với hình tam giác. Đặc biệt, trong thiết kế cần xét đến ứng suất kéo do co ngót không đều; người kỹ sư cần tham khảo thêm các tài liệu chuyên môn trước khi quyết định nếu ứng suất này khá lớn (xem cùng với chương 7 của BS 8110 : Phần 2 : 1985).

5.4.6.4.2 – Tính toán ứng suất kéo

Khi tính toán ứng suất kéo để biết được hệ số co ngót không đều (chênh lệch về tổng biến dạng tự do giữa hai thành phần của cấu kiện tổ hợp), độ lớn của nó phụ thuộc vào nhiều tham số.

5.4.6.4.3 – Giá trị gần đúng của hệ số co ngót không đều đối với công trình trong môi trường thông thường

Khi không có các số liệu chính xác hơn, có thể giả thiết hệ số co ngót không đều bằng 100.10^{-6} trong tính toán dầm chữ T với phần bê tông bản cánh được đổ tại hiện trường.

5.4.7 – Trạng thái giới hạn về độ bền

5.4.7.1 – Lực cắt nằm ngang do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra

Tại giao diện giữa các thành phần đúc sẵn và đổ tại chỗ, lực cắt nằm ngang do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra bằng :

a) khi giao diện nằm trong vùng kéo : tổng lực nén (hay kéo) tính toán từ mô men uốn giới hạn; hoặc

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

b) khi giao diện nằm trong vùng nén : lực nén của phần chịu nén nằm phía trên giao diện tính toán từ mô men uốn giới hạn.

5.4.7.2 – Ứng suất cắt giới hạn thiết kế trung bình theo phương ngang

Ứng suất cắt giới hạn thiết kế trung bình theo phương ngang được tính toán bằng cách chia lực cắt thiết kế nằm ngang (xem *5.4.7.1*) cho diện tích được tính bằng bề rộng tiếp xúc nhân với chiều dài dầm giữa điểm mô men dương hoặc mô men âm thiết kế lớn nhất và điểm mô men bằng không.

Ứng suất cắt thiết kế trung bình phải phân bố tỷ lệ với biểu đồ lực cắt thiết kế theo phương thẳng đứng (lực cắt này sinh ra ứng suất cắt nằm ngang) tại điểm bất kỳ theo chiều dài cấu kiện. Ứng suất cắt thiết kế v_h không được nhỏ hơn các giá trị tương ứng nêu trong bảng 5.5.

5.4.7.3 – Cốt đai danh nghĩa

Cốt đai danh nghĩa trên mặt cắt ngang phải ít nhất bằng 0,15% diện tích tiếp xúc. Khoảng cách giữa các cốt đai không được quá lớn. Khoảng cách cốt đai trong sườn chữ T với phần bản cánh tổ hợp không được lớn hơn 4 lần bề dày nhỏ nhất của phần bê tông đổ tại chỗ hoặc không lớn hơn 600mm (chọn giá trị lớn hơn). Các cốt đai phải neo chắc chắn vào hai cạnh của giao diện.

5.4.7.4 – Cốt đai khi ứng suất cắt lớn hơn giá trị tối thiểu

Khi ứng suất cắt nằm ngang tính theo *5.4.7.2* lớn hơn giá trị nêu trong bảng 5.5, toàn bộ lực cắt nằm ngang phải do cốt thép được neo trên cạnh giao diện tiếp nhận.

Lượng thép theo yêu cầu tính toán A_h (mm^2/m) phải tính toán từ phương trình sau đây :

$$A_h = \frac{1000 b v_h}{0{,}95 f_y} \qquad \text{Phương trình 62}$$

5.4.7.5 – Lực cắt theo phương thẳng đứng

5.4.7.5.1 – Khái quát

Thiết kế các cấu kiện tổ hợp chịu lực cắt theo phương thẳng đứng do tải trọng giới hạn thiết kế gây ra phải tiến hành theo *3.4.5* đối với bê tông cốt thép và theo *4.3.8* đối với bê tông ứng suất trước.

Đối với các cấu kiện ứng suất trước, không cần phải tính toán lực cắt đối với trạng thái giới hạn về sử dụng.

5.4.7.5.2 – Bê tông đổ tại chỗ giữa các cấu kiện đúc sẵn ứng suất trước

Trong trường hợp thiết kế sử dụng tiết diện bê tông tổ hợp, ứng suất kéo chính thiết kế không được lớn hơn $0{,}24\sqrt{f_{cu}}$ tại vị trí bất kỳ trong cấu kiện ứng suất trước; ứng suất đó được tính toán bằng cách dựa vào giá trị cho phép đối với trình tự thi công và lấy bằng 0,8 lần ứng suất nén do ứng suất trước gây ra tại tiết diện đang xét.

5.4.8 – Co ngót không đều giữa phần bê tông đổ thêm và cấu kiện đúc sẵn

Co ngót không đều giữa phần bê tông đổ thêm và cấu kiện đúc sẵn không cần xét đến trong trạng thái giới hạn về độ bền.

5.4.9 – Bề dày của lớp mặt chịu lực

Bề dày danh nghĩa tối thiểu kiến nghị lấy bằng 40mm với bề dày cục bộ tối thiểu bằng 25mm.

5.4.10 – Tay nghề thi công

Khả năng tay nghề thi công có tầm quan trọng đặc biệt để tạo ra được mối nối chịu cắt có chất lượng cao. Nói chung, lớp mặt phải được đầm kỹ và bề mặt phải ẩm nhưng không đọng nước (xem *6.2.2* và *6.2.3*).

Bảng 5.5 – Ứng suất cắt giới hạn thiết kế theo phương ngang tại giao diện

Cấu kiện đúc sẵn	Dạng bề mặt	Cấp độ bền của bê tông đổ tại chỗ		
		25 N/mm²	30 N/mm²	≥40N/mm²
Không có cốt đai	Bề mặt khi đổ hoặc đùn	0,4	0,55	0,65
	Bề mặt khi quét, san hoặc làm nhám	0,6	0,65	0,75
	Bề mặt rửa sạch bột xi măng hoặc xử lý bằng chất làm chậm đông cứng và làm sạch bề mặt	0,7	0,75	0,80
Có cốt đai thông thường chờ sẵn trong phần đổ tại chỗ	Bề mặt khi đổ hoặc đùn	1,2	1,8	2,0
	Bề mặt khi quét, san hoặc làm nhám	1,8	2,0	2,2
	Bề mặt rửa sạch bột xi măng hoặc xử lý bằng chất làm chậm đông cứng và làm sạch bề mặt	2,1	2,2	2,5

Ghi chú 1. "Đổ" bao gồm các trường hợp đổ và đầm rung bê tông để lại lớp hoàn thiện gồ ghề. Có thể áp dụng trực tiếp bề mặt lớp hoàn thiện gồ ghề hơn mà không cần san bê tông, nhưng bề mặt không gồ ghề bằng các phương pháp làm nhám, quét hoặc các kiểu làm nhám khác.

Ghi chú 2. "Đùn" gồm các trường hợp mặt ngoài có cấu tạo hở được sản sinh trực tiếp từ máy đùn bê tông.

Ghi chú 3. "quét, san hoặc làm nhám" gồm các trường hợp cố tình làm gồ ghề bề mặt khi đổ bê tông nhưng không làm trơ cốt liệu.

Ghi chú 4. Với mục đích đánh giá kết cấu, các giá trị nêu trong bảng 5.5 bao gồm giá trị γ_m tương ứng.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 6

BÊ TÔNG, VẬT LIỆU : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ THI CÔNG

6.1 – VẬT LIỆU VÀ ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT

Các chỉ dẫn về lựa chọn vật liệu cho bê tông và quy định các tính chất của bê tông khi còn tươi và trong giai đoạn đã đông cứng được nêu trong chương *3* và *4* của quy phạm này và trong BS 5328 : Phần 1. Các quy phạm này cũng hướng dẫn về công tác lấy mẫu thử độ bền và biện pháp thực hiện để tránh các mẫu không phù hợp. Các thông tin khác về các trường hợp đặc biệt được nêu trong BS 8110 : Phần 2.

Các phương pháp lựa chọn bê tông được kiến nghị trong BS 5328 : Phần 2. Các phương pháp chỉ khả thi khi sử dụng các phần khả thi khác trong BS 5328.

Điều kiện kỹ thuật sản xuất, vận chuyển bê tông, lấy mẫu, thử nghiệm và đánh giá được nêu chi tiết trong BS 5328 : Phần 3 và BS 5328 : Phần 4.

Các quy trình chi tiết trong BS 5328 : Phần 4 : 1990 có thể bổ sung cho các trường hợp sau đây :

a) Các quy trình kiểm tra thay thế có thể liên quan đến chứng chỉ và hệ thống chất lượng và sản phẩm phù hợp (xem hướng dẫn *8.2.5* của BS 5328 : Phần 1 : 1997).

b) Đối với các đặc trưng không có trong BS 5328, việc lấy mẫu và quy trình thử nghiệm phải được quy định cùng với các sai số thích hợp khi tính đến khả năng biến động sinh ra khi chế tạo, lấy mẫu và thử nghiệm.

c) Các mẫu khối vuông có thể phải bổ sung cho các mục đích đặc biệt. Khi đó, phải tiến hành thử nghiệm theo BS 1881, nhưng các phương pháp lấy mẫu và điều kiện lưu giữ mẫu thử phải được quy định theo mục đích đặc biệt đó :

   1) độ bền của bê tông trong bê tông ứng suất trước tại thời điểm truyền ứng suất (xem *4.1.8.1*);
   2) tại thời điểm tháo ván khuôn (xem *6.2.6.3*);
   3) độ bền của bê tông trong những điều kiện thời tiết nóng và lạnh (xem *6.2.4* và *6.2.5*);
   4) lấy mẫu tốt nhất là tại vị trí đổ bê tông và các mẫu khối vuông bổ sung được lưu giữ càng xa càng tốt dưới cùng một điều kiện như bê tông trong cấu kiện;
   5) các mẫu khối vuông phải đồng nhất tại thời điểm chế tạo và không được sử dụng cho các quy trình của BS 5328.

6.2 – THI CÔNG BÊ TÔNG

6.2.1 – Khái quát

Các tính chất của bê tông có thể bị ảnh hưởng rất lớn bởi các yêu cầu về phương diện tay nghề thi công được đề cập đến trong chương này. Các yêu cầu về tay nghề sẽ đảm bảo cho điều kiện kỹ thuật công trình phù hợp với các trường hợp đặc biệt khi thi công bê tông và bê tông phải chịu các điều kiện đặc biệt đó. Các mục dưới đây sẽ nêu các chỉ dẫn về các nội dung của điều kiện kỹ thuật công trình và các yêu cầu điển hình mà người thiết kế phải xét đến.

6.2.2 – Đổ và đầm bê tông

Mức độ đầm chặt và bê tông không bị phân tầng được đảm bảo bởi hỗn hợp bê tông cung ứng có độ linh động thích hợp, bởi việc đổ bê tông, thiết bị đầm và quy trình đầm phù hợp. Đầm bê tông có tầm quan trọng đặc biệt đối với vùng lân cận của kết cấu, các khe co giãn, các cốt thép trong bê tông (xem *6.2.9* và *6.2.10*) và tựa vào phần bê tông đã đổ từ trước và bê tông chưa đông cứng.

Công tác hoàn thiện có chất lượng tốt sẽ là yếu tố đảm bảo tính bền lâu của bê tông (xem *6.2.7*). Cần tránh thi công bề mặt quá lâu và thêm nước trong quá trình hoàn thiện; lớp nước xi măng sinh ra sẽ làm giảm độ bền và độ bền lâu của bê tông.

Ngay sau khi trộn hỗn hợp, phải tiến hành đổ và đầm bê tông dưới sự giám sát của kỹ sư. Có thể cho phép chậm chễ trong công tác đổ bê tông khi bê tông vẫn có thể đổ và đầm mà không cần phải thêm nước, ngoại trừ các nội dung cho phép trong mục *4.10* của BS 5328 : Phần 3 : 1990.

Theo mục *2.3*, phải thiết lập quy trình kiểm tra tay nghề thi công cho toàn bộ quá trình đổ, đầm, hoàn thiện và bảo dưỡng bê tông và quá trình thi công trong điều kiện thời tiết nóng hay lạnh (xem *6.2.3*, *6.2.4* và *6.2.5*). Chỉ dẫn chung cho việc đổ và đầm bê tông được nêu ở dưới đây :

a) Phải hết sức thận trọng để tránh làm dịch chuyển cốt thép, thanh căng, ống lồng và neo hoặc ván khuôn, làm hư hỏng mặt ván khuôn, đặc biệt khi bê tông được phép rơi tự do trên toàn bộ chiều cao đổ bê tông. Trong trường hợp này, đòi hỏi hỗn hợp bê tông không được phân tầng. Chiều cao đổ bê tông phải phù hợp và phải xem xét đến ảnh hưởng của chiều cao đổ bê tông đến sự gia tăng nhiệt độ bê tông trong đoạn kết cấu dạng khối lớn.

b) Không được di chuyển bê tông cắt qua ván khuôn có vân hở[1] (ví dụ như sợi gỗ) bằng phương pháp đầm trong vì nó sẽ làm rỗ tổ ong cục bộ và lực dính giữa bê tông và cốt thép sẽ không đảm bảo.

c) Không được đổ bê tông trong nước đang chảy. Khi đổ bê tông dưới nước, phải đổ bê tông bằng ống đổ bê tông dưới nước hoặc bằng đường ống nối từ máy trộn và không cho phép đổ bê tông rơi tự do trong nước, ngoại trừ khi có thiết kế riêng cho mục đích này.

d) Phải đầm bê tông cẩn thận bằng các đầm rung hoặc bằng các phương tiện khác trong suốt quá trình đổ bê tông và tiến hành đầm xung quanh cốt thép, thanh căng hoặc các ống lồng, chi tiết chôn trong bê tông và đầm ở các góc ván khuôn nhằm hình thành bề mặt hoàn thiện có yêu cầu trơn láng. Khi sử dụng đầm rung, cần phải rung cho đến khi khí thoát hết ra ngoài và không được làm phân tầng bê tông. Phải tránh không nên đầm quá mức cần thiết nhằm giảm thiểu nguy cơ làm giảm yếu lớp mặt.

e) Các phụ gia tạo khí hoặc phụ gia hóa dẻo có thể cải thiện các tính chất của bê tông tươi.

f) Khi sử dụng đầm rung ngoài, phải thiết kế ván khuôn và bố trí đầm sao cho có thể đảm bảo hiệu quả đầm và tránh được hư hỏng bề mặt.

g) Khi ván khuôn phối hợp cố định trong kết cấu, phải tính đến sự hấp thụ năng lượng của nó khi quyết định phương pháp đầm. Phải hết sức thận trọng nhằm đảm bảo đầm với chất lượng tốt vì không thể kiểm tra được mức độ đầm khi đã tháo ván khuôn.

6.2.3 – Bảo dưỡng

6.2.3.1 – Khái quát

Bảo dưỡng là một quá trình nhằm tránh mất mát độ ẩm của bê tông trong khi vẫn phải giữ nguyên chế độ nhiệt. Chế độ bảo dưỡng phải tránh khả năng xảy ra sự chênh lệch nhiệt độ quá lớn trong bê tông.

Tốc độ phát triển độ bền của bê tông chế tạo từ xi măng bền sulphat trong thời gian đầu bị giảm đáng kể khi nhiệt độ thấp. Bê tông xi măng bền sulphat bị ảnh hưởng nghiêm trọng khi bảo dưỡng không đầy đủ và bề mặt của nó phải giữ ẩm ít nhất là 4 ngày.

Việc bảo dưỡng và bảo vệ bê tông phải bắt đầu tiến hành ngay sau khi đầm nhằm chống :

a) bê tông bị khô mặt quá sớm, đặc biệt khi bức xạ mặt trời và gió;

b) bê tông bị mất nước do mưa và nước chảy;

c) bị nguội nhanh trong ít ngày đầu sau khi đổ bê tông;

d) chênh lệch nhiệt độ bên trong khá cao;

e) nhiệt độ thấp;

f) rung và đầm có thể phá hỏng bê tông và ngăn cản sự dính kết của bê tông với cốt thép.

Khi cấu kiện khá dài hoặc ở dạng khối lớn, hàm lượng xi măng trong bê tông cao, bề mặt bê tông

[1] Tiếng Anh : "Open textured formwork" – ván khuôn có vân hở trên bề mặt. – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

là bề mặt hoàn thiện đặc biệt, phải áp dụng các phương pháp bảo dưỡng đặc biệt hoặc phải tăng cường bảo dưỡng và phải quy định chi tiết phương pháp bảo dưỡng.

6.2.3.2 – Thời gian bảo dưỡng và bảo vệ tối thiểu

Thông thường bề mặt bê tông phải được bảo dưỡng trong thời gian không ít hơn các giá trị nêu trong bảng 6.1. Phụ thuộc vào loại xi măng, các điều kiện môi trường xung quanh và nhiệt độ trong bê tông, thời gian bảo dưỡng được lấy theo bảng 6.1 hoặc tính toán từ cột cuối cùng của bảng này. Trong suốt thời kỳ bảo dưỡng, nhiệt độ tại bất cứ vị trí nào trên bề mặt bê tông cũng không được thấp hơn 5^0C.

Nhiệt độ bề mặt bê tông phải thấp nhất ở các cạnh và phụ thuộc vào nhiều yếu tố như kích thước và hình dáng tiết diện, loại và hàm lượng xi măng trong bê tông, sự cách ly bằng ván khuôn hoặc các phương pháp che phủ khác, nhiệt độ bê tông tại thời điểm đổ bê tông, nhiệt độ và sự di chuyển của không khí xung quanh. Nếu không thể đo và tính toán được, nhiệt độ bề mặt bê tông có thể lấy bằng nhiệt độ của không khí xung quanh (xem báo cáo CIRIA, No. 43).

6.2.3.3 – Các phương pháp bảo dưỡng

Các phương pháp bảo dưỡng phổ biến nhất là :

a) giữ nguyên ván khuôn tại vị trí;

b) che phủ bề mặt bằng vật liệu không thấm nước như polyethylene vừa kín và chặt;

c) phun sương lên bề mặt bê tông với lớp màng bảo dưỡng hiệu quả;

Bảng 6.1 – Thời gian bảo dưỡng và bảo vệ tối thiểu

Loại xi măng	Điều kiện môi trường xung quanh sau khi đổ bê tông	Thời gian bảo dưỡng và bảo vệ tối thiểu	
		Nhiệt độ trung bình bề mặt bê tông	
		5^0C – 10^0C	t^{0}C (giữa 10^0C và 25^0C)
		Ngày	Ngày
PC 42.5 hoặc PC 52.5 theo BS 12 SRPC 42.5 theo BS 4027	Trung bình	4	$\frac{60}{t+10}$
	Xấu	6	$\frac{80}{t+10}$
Tất cả các loại xi măng liệt kê trong bảng 1 của BS 5328 : Phần 1 : 1997, trừ loại PC 42.5 theo BS 12, SRPC 42.5 theo BS 4027 và xi măng bền sulphat	Trung bình	6	$\frac{80}{t+10}$
	Xấu	10	$\frac{140}{t+10}$
Tất cả các loại	Tốt	Không có yêu cầu đặc biệt	

Ghi chú 1. Tóm tắt các loại xi măng như sau :
PC 42.5 : Xi măng Pooc lăng (loại 42.5) (xem BS 12);
PC 52.5 : Xi măng Pooc lăng (loại 52.5) (xem BS 12);
SRPC 42.5 : Xi măng Pooc lăng bền sulphat (loại 42.5) (xem BS 4027)

Ghi chú 2. Các điều kiện môi trường xung quanh sau khi đổ bê tông như sau :
Tốt : ẩm và được bảo vệ (độ ẩm tương đối lớn hơn 80%; bảo vệ tránh nắng và gió);
Trung bình : điều kiện trung gian giữa tốt và xấu;
Xấu : khô và không được bảo vệ (độ ẩm tương đối nhỏ hơn 50%, không được bảo vệ để tránh nắng và gió).

Ghi chú: Chỉ số hiệu quả bằng 90% có được khi thử nghiệm theo BS 7542 (xem mục 1027 của Sổ tay các tài liệu hợp đồng thi công đường cao tốc, Bộ Giao thông, Tập 1 : Điều kiện kỹ thuật thi công đường cao tốc (12/1991)[1]).

d) che phủ bề mặt bê tông bằng vật liệu hút ẩm;

e) tưới nước liên tục và thường xuyên lên bề mặt bê tông, tránh hiện tượng khô ẩm xen kẽ nhau và tránh tưới nước lạnh lên bề mặt bê tông khi còn nóng.

6.2.4 – Đổ bê tông trong thời tiết lạnh

(Nội dung trong mục này không phù hợp với điều kiện ở Việt Nam, do đó không thể hiện trên bản dịch này).

6.2.5 – Đổ bê tông trong thời tiết nóng

Trong điều kiện thời tiết nóng, cần phải đặc biệt chú ý không để mất độ ẩm và bê tông đông cứng quá nhanh gây khó khăn trong việc đầm bê tông. Nhiệt độ cao và hiện tượng mất độ ẩm sau khi đầm sẽ gây ra các vết nứt nhiệt và nứt dẻo[2], làm giảm độ bền và tuổi thọ của chúng.

Chỉ dẫn về việc lựa chọn vật liệu và bê tông thi công trong điều kiện thời tiết nóng được nêu trong mục *7.4.2* của BS 5328 : Phần 1 : 1997.

Tại thời điểm đổ bê tông, không được có bất cứ phần bê tông nào có nhiệt độ lớn hơn 30^0C, trừ khi chứng minh được rằng nhiệt độ cao không làm ảnh hưởng có hại đến bê tông.

Có thể giảm nhiệt độ bê tông bằng cách dùng nước hay cốt liệu lạnh; nhiệt độ của xi măng ít ảnh hưởng và tốt nhất là không dùng xi măng nóng[3].

Cần đặc biệt chú ý đến việc đổ bê tông, đầm và bảo vệ chúng sau khi trộn. Để tránh cho bê tông bị mất độ ẩm, phải tiến hành ngay công tác bảo dưỡng sau khi đầm. Nếu bề mặt không bị đặt mốc, tốt nhất là tiến hành bảo dưỡng bằng các tấm vật liệu không thấm nước có mầu phản xạ ánh nắng và buộc chặt vào các cạnh để tránh hút gió.

[1] "Department of Transport Manual of Contract Documents for Highway Works. Volume 1 : Specification of Highway Works (December 1991).

[2] Tiếng Anh : "Plastic cracking" – nứt dẻo sinh ra do hỗn hợp bê tông mất độ dẻo. – (ND).

[3] Xi măng mới ra lò – (ND).

6.2.6 – Ván khuôn

6.2.6.1 – Thiết kế và thi công

Thiết kế và thi công ván khuôn phải tính đến mức độ an toàn và yêu cầu hoàn thiện bề mặt. Ván khuôn cần phải đủ cứng và kín nhằm tránh mất nước xi măng hoặc vữa bê tông tươi. Cần phải tính đến khả năng bổ nhiệm một điều phối viên về công tác ván khuôn với những trách nhiệm đã được mô tả trong BS 5975.

Ván khuôn và các gối đỡ phải duy trì được vị trí chính xác của chúng và hình dáng của ván khuôn phải đảm bảo hình dáng kết cấu bê tông sau khi đã tính đến các giới hạn sai số cho phép về kích thước. Ván khuôn phải được thiết kế để chịu được tổ hợp nguy hiểm nhất của trọng lượng bản thân, trọng lượng cốt thép, trọng lượng bê tông, áp lực bê tông, các tải trọng thi công và gió cùng với các tác dụng động có khả năng xảy ra do quá trình đổ và đầm bê tông gây ra. Chỉ dẫn về các tải trọng này được nêu trong "Sổ tay ván khuôn của Hội bê tông – Hướng dẫn thực hành" và trong tập "Báo cáo 108 của CIRIA, áp lực của bê tông lên ván khuôn" và trong BS 5975[4].

Trước khi sử dụng loại ván khuôn vĩnh cửu trong kết cấu, phải thiết lập được tính bền lâu và tính tương thích của chúng khi liên kết với bê tông. Ván khuôn phải neo chắc chắn vào bê tông.

Các thanh thép cữ để lại trong kết cấu không được làm hỏng hình dạng bên ngoài và ảnh hưởng đến tuổi thọ của kết cấu, ví dụ như do nứt vỡ, gỉ thép hoặc ẩm ướt thấm qua. Các chỉ dẫn về thanh thép cữ được nêu trong *7.3*.

Ván khuôn cần phải có khả năng tháo dỡ khỏi phần bê tông đã đúc mà không bị va chạm mạnh, cong queo hay hư hỏng. Các ván khuôn trần lõm khi cần thiết có thể đỡ bằng các thanh chống và phải bố trí sao cho có thể giữ nguyên được vị trí trong suốt thời kỳ thi công theo yêu cầu về độ bền và thỏa mãn các điều kiện kỹ thuật. Nếu các bộ phận thuộc loại ứng suất trước tựa lên trên các ván khuôn trần, cần phải dự phòng cho phép

[4] "The Concrete Sociaty Manual Formwork – Guide to good practice and in CIRIA Report 108, Concrete Pressure on Formwork and in BS 5975.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

biến dạng dẻo và có sự biến đổi bất kỳ về phân bố khối lượng.

6.2.6.2 – Làm sạch và xử lý ván khuôn

Phải tiến hành dọn dẹp các rác rưởi ở bên trong các ván khuôn trước khi đổ bê tông. Bề mặt của ván khuôn tiếp xúc với bê tông phải dọn sạch sẽ và phải xử lý bằng các chất cách ly[1] thích hợp. Có thể sử dụng các chất cách ly bằng cách phủ đều chúng lên ván khuôn mà không làm bẩn cốt thép.

6.2.6.3 – Tháo dỡ ván khuôn

6.2.6.3.1 – Khái quát

Các yếu tố sau đây sẽ ảnh hưởng đến thời gian tháo dỡ ván khuôn :

a) độ bền của bê tông;
b) ứng suất trong bê tông trong giai đoạn thi công bất kỳ, trong trường hợp các cấu kiện đúc sẵn gồm có ứng suất do sự xáo trộn vị trí đổ bê tông và vận chuyển sau này gây ra;
c) bảo dưỡng (xem *6.2.3*);
d) các yêu cầu xử lý bề mặt sau này;
e) có các góc lõm cần phải tháo ván khuôn càng sớm càng tốt sau khi bê tông đã đông cứng, tránh nứt nhiệt.

Tháo dỡ ván khuôn không được gây xốc mạnh, ví dụ như tháo dỡ con chêm một cách đột ngột sẽ tương đương với một lực va đập lên phần bê tông đã đông cứng.

Các vật liệu và thiết bị không được đặt lên phần mới thi công vì nó sẽ gây hư hỏng bê tông.

6.2.6.3.2 – Thời gian tháo dỡ ván khuôn đối với bê tông đổ tại chỗ

Khi không có các thông tin khác, có thể sử dụng thời gian tháo dỡ ván khuôn được chỉ dẫn trong bảng 6.2 đối với bê tông chế tạo từ xi măng Pooc lăng hoặc xi măng Pooc lăng bền sulphat có loại độ bền cao hơn hoặc bằng *42.5*. Bảng *6.2* có liên quan đến nhiệt độ bề mặt của bê tông. Khi không thể đo được nhiệt độ bề mặt bê tông, có thể sử dụng nhiệt độ của không khí. Không được sử dụng bảng 6.2 khi dùng các phương pháp bảo dưỡng gia tăng tốc độ phát triển cường độ hoặc dùng ván khuôn trượt.

Thời gian tháo dỡ ván khuôn có thể xác định theo bảng trong Báo cáo No. 136 của CIRIA "Thời gian tháo dỡ ván khuôn – Tiêu chuẩn, dự báo và phương pháp đánh giá"[2]. Các bảng này tính đến loại xi măng, cấp độ bền của bê tông, kích thước tiết diện, loại ván khuôn, nhiệt độ bê tông khi đổ và nhiệt độ môi trường xung quanh.

Thời gian tháo dỡ ván khuôn có thể ngắn hơn bằng cách xác định độ bền của bê tông trong kết cấu. Có thể tháo dỡ ván khuôn đỡ bê tông chịu uốn đổ tại chỗ nếu độ bền của bê tông đạt 10N/mm^2 hoặc gấp hai lần ứng suất mà nó phải chịu (chọn giá trị lớn hơn) và đảm bảo rằng tại thời điểm tháo dỡ ván khuôn sẽ không xảy ra biến dạng không thể chấp nhận được[3].

Độ bền có thể đánh giá bằng cách thí nghiệm trên các mẫu được bảo dưỡng với cùng một điều kiện như bê tông trong cấu kiện (xem 6.1).

Khi ván khuôn dựng theo mặt phẳng thẳng đứng, ví dụ mặt bên của dầm, tường và cột, thời gian tháo dỡ ván khuôn có thể sớm hơn, nhưng phải thực hiện hết sức cẩn thận để tránh làm hỏng bê tông. Nếu cần có thể quy định các phương pháp bảo dưỡng ngay sau khi tháo dỡ ván khuôn thẳng đứng tại thời điểm tuổi bê tông còn ít và phải có biện pháp cách ly thích hợp (xem *6.2.3.3*) nhằm bảo vệ bê tông khỏi ảnh hưởng của nhiệt độ thấp hay nhiệt độ cao.

6.2.7 – Bề mặt hoàn thiện

6.2.7.1 – Kiểu hoàn thiện

Kiểu hoàn thiện hết sức phong phú và đa dạng. Các mặt bê tông tựa vào ván khuôn có thể giữ nguyên như lúc đổ, ví dụ phẳng trơn hoặc có hình gồ ghề, bề mặt ban đầu có thể mài nhẵn, ví dụ bằng máy hoặc phun cát, hoặc phủ ra ngoài bê tông bằng một lớp sơn hay ốp gạch bên ngoài; có thể phối hợp tất cả các kỹ thuật nói trên, ví dụ kẻ sọc bằng các búa răng. Bề mặt trên cùng không có ván khuôn có thể láng nhẵn hay tạo hình bằng các dụng cụ đầm nện; bề mặt ban đầu có thể hoàn thiện bằng cách phun hoặc phủ bên ngoài bằng sơn hay lớp hoàn thiện sàn bằng chất dẻo. Khi lựa chọn các kiểu hoàn thiện, cần phải xét đến khả năng hoàn thiện một cách dễ dàng với chất lượng theo yêu cầu (xem *6.2.7.2*), tầm nhìn thấy[1] và sự thay đổi của nó theo thời gian. Đối với các bề mặt ngoài, cần phải tính đến yếu tố thời tiết tại vị trí đặc biệt, các chất bẩn trong không khí và ảnh hưởng của hình dáng kết cấu ở phía trên dòng nước đi qua bề mặt của chúng. Các nguyên nhân nói trên thường sẽ gây trở ngại cho kỹ thuật làm bề mặt có màu đồng nhất và bị hỏng theo thời gian và rất khó thực hiện, đặc biệt khi tiếp xúc với điều kiện thời tiết bên ngoài.

Về kiểu hoàn thiện, có thể tham khảo mục *6.2.7.3* về phương pháp thi công (ví dụ như đổ bê tông lên các ván xẻ nối khớp kín), bằng cách mô tả bề mặt (ví dụ như chỉ dẫn bằng hình ảnh hay mẫu về hình dáng bề mặt theo yêu cầu thiết kế).

6.2.7.2 – Chất lượng hoàn thiện

Hoàn thiện với chất lượng cao có thể quan sát được bằng mắt; chất lượng thể hiện ở sự thay đổi về màu sắc và tính không liên tục về chất liệu, nhưng chúng có thể phân bố một cách có hệ thống hoặc ngẫu nhiên trên khắp bề mặt sẽ tốt hơn là tập trung vào một vùng đặc biệt. Khi có quy định về chất lượng hoàn thiện, cần phải xét đến tầm nhìn thấy và các điều kiện môi trường tiếp xúc.

Không chấp nhận phương pháp xác định chất lượng hoàn thiện chưa rõ ràng. Để đảm bảo chất lượng, cần phải có sự giao lưu tốt giữa các cá nhân có kinh nghiệm về sản phẩm hoàn thiện và cộng tác chặt chẽ với công trường. Chất lượng hoàn thiện có thể bao gồm các giới hạn rất rộng sau đây :

a) Cấp 2 : áp dụng cho các bề mặt hở và nhìn thấy được nhưng không quan trọng; các bề mặt đó có thể là tường lồng cầu thang thoát nạn khi cháy hoặc buồng máy, và cột, dầm ở chỗ tối như chỗ đỗ xe và nhà kho;
b) Loại 1 : thích hợp với hầu hết các bề mặt hở và thấy được, bao gồm tường ngoài của các nhà công nghiệp, thương mại và nhà ở;
c) Loại đặc biệt : thích hợp cho bề mặt có chất lượng cao như nhà thờ, các công trình nổi tiếng khác, trong đó giá thành sản phẩm khá cao.

6.2.7.3 – Kiểu hoàn thiện bề mặt

Đối với tường ngoài không nên dùng ván khuôn và các tấm ván nhẵn để hình thành bề mặt hoàn thiện. Tuy nhiện, nếu chúng được dùng trong các tường bên trong, có thể đề xuất các kiểu hoàn thiện sau đây cho người thiết kế và nhà thầu :

Ghi chú: Người thiết kế cũng có thể nhận thức được rằng bề mặt bê tông đặc chắc, phẳng, đồng mầu và không bị bẩn hầu như không có khả năng thực hiện đối với ván khuôn. Có thể ở mức độ nào đó vẫn có những chỗ thi công hoàn thiện tốt, thậm chí ngay cả thi công đúc sẵn.

a) Kiểu hoàn thiện A. Công tác hoàn thiện này là kết quả của việc dùng các ván khuôn, khuôn bằng gỗ, gỗ dán, chất dẻo, bê tông hoặc thép được thiết kế chính xác. Có thể có các khuyết tật do các bọt khí hoặc nước gây ra, nhưng bề mặt không được có lỗ rỗng, lỗ tổ ong hoặc các khuyết tật khác.
b) Kiểu hoàn thiện B. Kiểu hoàn thiện này là kết quả của việc sử dụng bê tông và ván khuôn chất lượng cao. Bê tông phải đầm kỹ và bề mặt của chúng phải sạch. Có thể có các vết khuyết tật trên các bề mặt không quan trọng, nhưng không bị loang hoặc đổi màu vì các chất tẩy.
c) Kiểu hoàn thiện C. Kiểu hoàn thiện này thu được từ kết quả đầu tiên của kiểu hoàn thiện B. Bề mặt bê tông phải làm sạch một cách cẩn thận các rìa thừa và các chỗ lồi lõm, rửa và nhét xi măng và các cốt liệu mịn vào các mặt nhìn thấy được sao cho đồng màu với bê tông gốc. Các chất tẩy rửa phải lựa chọn một cách cẩn thận nhằm đảm bảo cho bề mặt bê tông không bị loang lổ hay đổi màu. Sau khi bê tông được bảo dưỡng theo đúng kỹ thuật, nếu cần thiết có thể tiến hành đánh bóng để có được bề mặt bê tông nhẵn và đều.

---

[1] Tiếng Anh : "Release Agent" – chất cách ly, chất phủ bề mặt ván khuôn để bê tông không dính vào ván khuôn và có thể tháo ván khuôn dễ dàng. – (ND).

[2] CIRIA Report No. 136 Formwork stricking times – Criteria, prediction and methods of assessment.

[3] Biến dạng không thể chấp nhận được ở đây là biến dạng làm ảnh hưởng bất lợi đến các cấu kiện có liên quan.

[1] Khả năng nhìn thấy từ xa – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

6.2.7.4 – Sản xuất

Chất lượng bề mặt bê tông phụ thuộc vào các thành phần và cấp phối của hỗn hợp bê tông, hiệu quả của công tác trộn, vận chuyển, đầm và bảo dưỡng bê tông. Các tính chất của ván khuôn và các chất tẩy rửa cũng có vai trò quan trọng. Có thể đề ra những yêu cầu cho công tác sản xuất nhằm đảm bảo được yêu cầu về kiểu hay chất lượng hoàn thiện.

6.2.7.5 – Kiểm định và sửa chữa[1]

Bề mặt của bê tông phải được kiểm định về khuyết tật và tính phù hợp của nó đối với bề mặt hoàn thiện theo quy định, đồng thời so sánh với các mẫu hoàn thiện đã được chấp thuận.

Độ bền và tuổi thọ của bê tông phải đảm bảo. Có thể cho phép thực hiện quá trình sửa chữa các khuyết tật bề mặt, nhưng mức độ sửa chữa phải phù hợp với kiểu và chất lượng hoàn thiện đã quy định và phải đảm bảo thỏa mãn về tuổi thọ của chúng.

Trên các bề mặt thường xuyên tiếp xúc với môi trường bên ngoài, phải chú ý đến việc lựa chọn vật liệu và cấp phối hỗn hợp để đảm bảo mầu sắc của bề mặt hòa hợp với tông màu của bê tông trong kết cấu đã được hoàn thiện.

Các lỗ rỗng có thể nhồi vữa mịn, tốt hơn cả là phối hợp với cao su styrene – butadiene (SBR) hoặc polyvinyl acetate (PVA) trong khi bê tông còn mới hoặc đã đông cứng. Các vết nứt nhỏ có thể nhồi kín bằng cách lau nước xi măng SBR hoặc PVA cắt qua các vết nứt. Tất cả các rìa thừa hoặc vết lồi lõm phải mài nhẵn.

6.2.7.6 – Bảo vệ

Các chỗ hoàn thiện với chất lượng cao rất dễ bị hư hỏng trong quá trình xây dựng và phải có biện pháp bảo vệ tạm thời cho những khu vực nhạy cảm. Các biện pháp bảo vệ như buộc lati vào những cạnh nhọn và phòng gỉ cho những thanh thép chờ chìa ra bên ngoài mặt hoàn thiện.

6.2.8 – Sai lệch kích thước

6.2.8.1 – Khái quát

Độ chính xác tuyệt đối chỉ tồn tại trên lý thuyết và khả năng biến đổi về kích thước trên thực tế là điều không tránh khỏi. Quy định về sai lệch kích thước phải đảm bảo càng lớn càng tốt, đồng thời không làm cho công trình đã hoàn thiện hoặc bộ phận bất kỳ mà không có khả năng nghiệm thu được đối với mục đích đã đặt ra.

6.2.8.2 – Bê tông đổ tại chỗ

Sai lệch cho phép chỉ quy định cho những kích thước có vai trò quan trọng đối với kết cấu, chức năng hoặc hình dáng bên ngoài của kết cấu. Chỉ dẫn về độ chính xác cho người thiết kế được nêu trong bảng 1 của BS 5606 : 1990.

6.2.8.3 – Các cấu kiện bê tông đúc sẵn

Khi không tránh được các sai lệch về kích thước, có thể chế tạo các cấu kiện bê tông đúc sẵn nhằm tương thích với các sai lệch cho phép nhỏ hơn.

Các sai lệch cho phép chỉ quy định cho các đặc trưng kích thước có tầm quan trọng về độ chính xác lắp ghép, về hình thức bên ngoài của kết cấu và chúng phải có tính thực tiễn. Các sai lệch cho phép về các đặc trưng kích thước khác sẽ do nhà sản xuất quyết định, nhưng độ sai lệch đó phải hợp lý trong điều kiện sản xuất và sử dụng. Nhà chế tạo có thể yêu cầu được biết về độ sai lệch cho phép đó.

Cần lưu ý rằng độ sai lệch cho phép đối với các cấu kiện bao gồm cả sự thay đổi vị trí các bộ phận liên kết trong công trình và BS 6954 lưu ý đến việc tính toán các kích thước công trình và các khe hở của mối nối đối với các bộ phận tạo thành công trình.

Độ sai lệch cho phép nêu ở dưới đây chỉ có tính chỉ dẫn chung và khi cần có các giá trị nhỏ hơn thì các giá trị này có thể giảm đi một nửa. Tuy nhiên, phải hạn chế đối với những kích thước đặc biệt quan trọng và đòi hỏi phải có tiêu chuẩn thi công khá cao về ván khuôn, giám sát và giám định chặt chẽ ở tất cả các giai đoạn chế tạo với chi phí giá thành cao. Trong những trường hợp ngoại lệ, có thể có khả năng giảm một vài độ sai lệch cho phép bằng các phương pháp thiết kế ván khuôn đặc biệt, nhưng chỉ giảm độ sai lệch cho phép sau khi đã cân nhắc cẩn thận tất cả các tình huống có thể xảy ra khi dùng độ chính xác cao.

[1] Nguyên văn là "Making good" – (ND).

Khi có yêu cầu về độ sai lệch cho phép rất nhỏ, cần phải thu thập các ý kiến của các nhà chế tạo trong giai đoạn thiết kế sơ bộ. Trong thực tế, độ sai lệch đó phụ thuộc vào các yếu tố sau đây :

a) hình dạng cấu kiện, đặc biệt là ảnh hưởng của nó đến độ cứng của ván khuôn;
b) vật liệu làm ván khuôn và phương pháp lắp dựng;
c) số mẻ đổ bê tông vào mỗi ván khuôn;
d) vị trí và hình dạng của bộ phận nhô ra khỏi mặt ván khuôn.

Đối với các cấu kiện có hình dáng không đều, cong hay có hình dáng đặc biệt, những kích thước cần thiết và độ sai lệch cho phép phải được quy định rõ ràng trong điều kiện kỹ thuật và phải chỉ dẫn trên bản vẽ.

Cần phải đặc biệt lưu ý rằng có thể có sai số tích luỹ (xem BS 5606) và toàn bộ ảnh hưởng của nó phải được tính toán trong thiết kế mối nối.

Khác với các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất, các độ sai lệch cho phép về kích thước được nêu ra với hai giá trị âm (–) và dương (+); Các bản vẽ thi công do người chế tạo sử dụng sẽ phải ghi kích thước và độ sai lệch cho phép theo hình thức này;

e) chiều dài (kích thước chính của cấu kiện):
   đến 3m ± 6mm;
   3m đến 4,5m ± 9mm;
   4,5m đến 6m ± 9mm;
   độ sai lệch thêm cho mỗi 6m liên tiếp : ± 6mm;
f) tiết diện ngang (theo mỗi hướng) :
   đến 500mm ± 6mm;
   500mm đến 750mm ± 9mm;
   độ sai lệch thêm cho mỗi 250mm liên tiếp : ± 3mm;
g) độ thẳng và độ cong (độ sai lệch so với đường chuẩn) :
   đến 3m ± 6mm;
   3m đến 6m ± 9mm;
   6m đến 12m ± 12mm;
   độ sai lệch thêm cho mỗi 6m liên tiếp : ± 6mm;
h) độ vuông. Khi xét đến độ vuông của góc, phải tiến hành kiểm tra cạnh dài hơn trong số hai cạnh kề nhau so với đường chuẩn. Cạnh ngắn hơn không được thay đổi về khoảng cách của nó tính từ góc vuông sao cho sự khác biệt giữa các kích thước lớn nhất và ngắn nhất được lớn hơn các giá trị sau đây.
   Chiều dài các cạnh ngắn :
   đến 1,2m ± 6mm;
   trên 1,2m đến nhỏ hơn 1,8m ± 9mm;
   lớn hơn hoặc bằng 1,8m ± 12mm;
   Đối với mục h), có thể bỏ qua sai số do không đảm bảo độ thẳng gây ra; độ vuông cần phải đo đối với các đường thẳng gần song song nhất với các điểm đặc trưng đang kiểm tra.
   Khi góc danh nghĩa khác với 90^0, góc kẹp giữa các đường kiểm tra phải thay đổi tương ứng.
i) độ vênh. Một góc bất kỳ không được lớn hơn độ sai lệch tính từ mặt phẳng đi qua ba góc khác :
   bề rộng đến 600mm và chiều dài đến 6m ± 6mm;
   bề rộng lớn hơn 600mm và chiều dài bất kỳ : ± 12mm;
j) độ phẳng. Độ sai lệch lớn nhất tính từ cạnh thẳng 1,5m đặt ở vị trí bất kỳ trên mặt phẳng không được lớn hơn 6mm.

6.2.8.4 – Các cấu kiện ứng suất trước

Theo quy định về độ sai lệch cho phép của cấu kiện ứng suất trước, phải tính toán đến yếu tố từ biến, co ngót và co ngắn đàn hồi của bê tông, độ lệch tâm của thép và các yếu tố ảnh hưởng khác. Nói chung, các độ lệch cho phép đã nêu trong *6.2.8.3* về chiều dài, tiết diện ngang, độ vênh, độ phẳng vẫn được áp dụng cho đến khi đặt lực ứng suất trước.

Tại tuổi bê tông đã cho, có thể dự tính độ vồng bằng cách sử dụng các hệ số tương ứng đối với tuổi bê tông theo phương pháp kiến nghị trong mục *4.3*. Độ vồng dự tính, tuổi bê tông và các điều kiện khống chế khác, ví dụ như khi gối tựa tại các đầu mút và chỉ chịu trọng lượng bản thân, phải được ghi rõ trên bản vẽ hoặc trong điều kiện kỹ thuật. Độ vồng thực tế không được lớn hơn 50% độ vồng dự tính.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi đạt đến tới hạn, sự thay đổi về độ vồng giữa các cấu kiện sát nhau, ví dụ như các cấu kiện sàn, cạnh giáp nhau và thực tế được trát ở lớp mặt, không được lớn hơn 6mm đối với các cấu kiện có chiều dài đến 4,5m hoặc 9mm đối với các cấu kiện dài hơn 4,5m.

Khi sự thay đổi về độ vồng chưa đạt tới hạn, ví dụ như các cấu kiện sát nhau với trần giả và lớp trát mỏng, hoặc các cấu kiện không sát với cấu kiện khác, có thể chấp nhận sự thay đổi về độ vồng lớn hơn các giá trị đã nêu ở trên và phải có sự cân nhắc trong mối quan hệ với điều kiện mà các cấu kiện đó phải hoàn thành.

6.2.8.5 – Vị trí của cốt thép và thanh căng

Độ sai lệch cho phép về vị trí của cốt thép và thanh căng xem trong *7.3* và *8.6*.

6.2.8.6 – Vị trí của các bulông và các cơ cấu khác trong các cấu kiện bê tông đúc sẵn

Vị trí của các bulông liên kết, các lỗ đặt bulông, thép chờ hoặc các cơ cấu và chi tiết thép khác phải nằm trong phạm vi 6mm tính từ đường chuẩn quy định (thường là mép của cấu kiện). Các nhóm hàng bulông đó (có vị trí tương tự) nhưng với tim của nhóm hoặc với hàng tốt nhất phải nằm trong phạm vi 6mm so với giá trị đã quy định so với đường chuẩn. Trong phạm vi nhóm hay hàng bulông, mỗi bulông phải nằm trong phạm vi 3mm của kích thước đã quy định hoặc thẳng hàng theo quy định trong mối tương quan đến các bulông khác trong một nhóm hay trong một hàng. Trên bản vẽ phải chỉ rõ những yếu tố cần thiết nào sẽ đảm bảo cho việc bố trí các bulông liên kết dùng để định vị các cấu kiện đúc sẵn có liên quan đến lưới thi công hoặc các đường chuẩn. Trong trường hợp đó, không được sử dụng các cạnh của các cấu kiện cho mục đích định vị và sai số trong kết cấu kế cận có thể phải lớn hơn trường hợp bình thường.

Vị trí của các lỗ bulông và các loại thép chờ khác dùng cho phụ kiện bằng gỗ, các lớp vữa lót và các thành phần không chịu lực khác thông thường không có yêu cầu chặt chẽ hơn 2 lần độ sai lệch nói trên so với vị trí thực của chúng.

6.2.8.7 – Điều khiển độ chính xác của kích thước

Độ sai lệch có thể xảy ra ở ba giai đoạn thi công: đóng cọc mốc ban đầu, khi thi công tại chỗ và trong quá trình lắp ráp các cấu kiện đúc sẵn. Việc điều khiển công tác đo đạc hết sức quan trọng nhằm đảm bảo độ sai lệch nằm trong phạm vi giới hạn cho phép. Cần phải tham khảo BS 5606 về số liệu độ sai lệch xảy ra trong quá trình thi công và chỉ dẫn về các yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến độ chính xác của kết cấu đổ tại chỗ và độ chính xác của công tác lắp ghép các cấu kiện đúc sẵn. Việc giám sát chặt chẽ tất cả các quá trình lắp ghép có ý nghĩa hết sức quan trọng nhằm đảm bảo các cấu kiện có vị trí trong phạm vi độ sai lệch cho phép.

6.2.8.8 – Kiểm tra độ chính xác của kích thước

Khi đã quy định về độ sai lệch cho phép, phương pháp đo và sự thay đổi cho phép phải được thống nhất trước của nhà sản xuất.

Ảnh hưởng của nhiệt độ, co ngót và hoạt tải phải đưa vào tính toán.

Các kích thước phải nằm trong phạm vi độ sai lệch cho phép và vị trí các thanh thép, thanh căng hoặc ống lồng phải kiểm tra bằng mắt (xem *7.3* và *8.6*).

Trong trường hợp các cấu kiện đúc sẵn, có thể dịch chuyển cấu kiện khỏi vị trí đã lắp theo khuôn đo đặc biệt để kiểm tra độ vênh, độ cong, độ vuông và độ phẳng.

Việc kiểm tra chặt chẽ các cấu kiện theo các biện pháp này có thể ảnh hưởng đến giá thành. Tần suất và phạm vi kiểm tra bằng đo đạc có thể có sự liên quan đến phương pháp sản xuất, mức độ kiểm tra chất lượng tại vị trí đổ bê tông và chức năng mà cấu kiện đó phải thực hiện.

Khi kiểm tra độ vồng hoặc biến dạng ngược do ứng suất trước gây ra, cấu kiện ứng suất trước phải đặt trên các gối tựa thích hợp cho toàn bộ nhịp và điểm giữa trên cùng một cao độ với gối tựa. Lượng biến dạng ngược trong giai đoạn bất kỳ phải đánh giá và mô tả theo *4.3.7.1*. Phương pháp kiểm tra có thể là một sợi dây mảnh kéo qua các gối tựa và có đủ độ căng để đo độ võng. Biến dạng ngược được đo ở phía dưới.

6.2.9 – Mối nối thi công

Số lượng các mối nối thi công phải đảm bảo ở mức tối thiểu để thực hiện công tác thi công. Phải tiến hành xem xét một cách cẩn thận và có sự nhất trí về vị trí các mối nối thi công trước khi đổ bê tông. Thông thường các mối nối thi công có vị trí thẳng góc với các hướng chính của cấu kiện.

Bê tông tại mối nối phải đảm bảo dính kết với phần bê tông đã đổ trước, không kể đến các điều khoản về sự dịch chuyển tương đối giữa hai phần bê tông. Bê tông không được phép chảy vào mép biên và các mối nối thẳng đứng phải có ván khuôn chặn ở đầu. Cần phải có khả năng tay nghề với chất lượng cao để thực hiện các mối nối nhằm đảm bảo không phá hỏng khả năng chịu lực của bê tông trong vùng mối nối.

Mặt lớp bê tông trên cùng phải có cao độ và phải đạt độ phẳng hợp lý, ngoại trừ khi trong thiết kế không lưu ý đến vấn đề này. Nếu sử dụng thanh cữ[1], chiều cao của chúng phải đạt ít nhất bằng 70mm và phải cấu tạo hết sức cẩn thận. Thanh cữ này đôi khi cũng cần thiết khi đổ bê tông vào phần bê tông đã đổ trước.

Nếu mối nối cần phải truyền các ứng suất kéo và cắt, bề mặt của mẻ bê tông đầu tiên phải xù xì để tăng lực bám dính và cốt liệu sẽ xen cài lẫn nhau. Đối với các mối nối ngang, nếu có thể được, cần phải làm nhám bề mặt mối nối mà không làm xáo trộn cốt liệu thô bằng cách phun nước hay chải bằng bàn chải cứng lên mặt bê tông mới đổ sau khoảng thời gian từ 2 – 4 giờ. Các mối nối thẳng đứng có thể xử lý tương tự nếu được phép sử dụng chất chậm đông cứng ở phía đầu chặn. Cho phép xử lý bề mặt sau khi tháo dỡ ván chặn ở đầu.

Có thể sử dụng lưới thép hoặc các đầu chặn bằng thép tạo ra mặt nhám của mối nối, miễn là chúng không ăn sâu vào vùng bê tông bảo vệ; trong một số trường hợp, có thể phun trong khi bê tông còn mới.

Nếu không có khả năng làm nhám bề mặt mối nối khi bê tông đã đông cứng, có thể dùng cách phun cát, búa băm hoặc các dụng cụ cơ khí khác để làm trơ lớp cốt liệu thô ở bề mặt mối nối. Không được dùng các loại búa lớn vì chúng sẽ làm hỏng hoặc làm bật cốt liệu. Khi đó chúng sẽ làm giảm chứ không phải là tăng khả năng truyền ứng suất của mối nối.

Cần phải chú ý làm sạch bề mặt mối nối ngay trước khi đổ bê tông tươi tiếp giáp với chúng. Cần phải làm ướt sơ bộ cho phần bê tông mới đổ để tránh sự mất nước của hỗn hợp bê tông do phần bê tông đã đổ trước hút vào. Cần hết sức thận trọng đổ bê tông mới vào sát mối nối nhằm đảm bảo có đủ độ mịn cần thiết và phần bê tông này phải được đầm và đảm bảo đặc chắc.

Thông thường không cần thiết phải có lớp cách nước cho các mối nối kết cấu nằm ngang. Mối nối đứng trong các cấu kiện chứa chất lỏng hoặc các vật liệu ẩm phải được xử lý như là khe co giãn nếu thấy mối nối có khả năng bị hở và chất lỏng sẽ bị thấm qua (xem mục *6.2.10*).

6.2.10 – Khe co giãn[2]

Khi hình thành các khe co giãn, bất cứ chất nhồi khe nối nào cũng phải cố định vững chắc với phần bê tông đã đổ lần đầu tiên. Nếu trong phạm vi khe nối có sử dụng một số dải nối, các đầu ghép phải thật khít hoặc buộc chúng lại với nhau nhằm tránh sự rò rỉ nước xi măng và làm hở mối nối.

Khi đổ bê tông, bê tông trên cả hai mặt của khe nối phải đầm kỹ để hình thành nên phần bê tông có khối lượng thể tích đồng nhất. Khi sử dụng nhiều ván chặn, phải hết sức cận thận để đảm bảo độ kín cần thiết cho các mối nối giữa các ván chặn và không làm thất thoát vữa trong khi đầm bê tông. Có thể sử dụng khe co ngót như là yếu tố làm giảm vết nứt.

Khi sử dụng các vật liệu mềm cách nước[3], phải tiến hành cố định nhằm đảm bảo chúng không bị

[1] Tiếng Anh : "Kicker" – thanh gỗ chặn ván khuôn đầu tiên để chống xô ngang – (ND).

[2] Tiếng Anh : "Movement Joints" – khe co giãn do nhiệt, co ngót ..... – (ND).

[3] Tiếng Anh : "Flexible Water Stops" – vật liệu mềm cách nước. Đây là sản phẩm hay sử dụng trong các mối nối bê tông cốt thép không cho nước thấm qua, nhất là các bộ phận công trình tầng hầm – (ND).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

xê dịch ra khỏi vị trí đã định trước trong suốt thời gian đầm bê tông và phần bê tông xung quanh chúng được đầm chặt hoàn toàn. Thiết kế chống thấm phải có tính thực tiễn và phải tính đến các vấn đề có liên quan tới việc thi công lớp cách nước trong những điều kiện khó khăn trong khi đổ bê tông.

Phải hết sức tránh bố trí các lớp vật liệu cách nước nằm ngang và đặt trong phạm vi khối bê tông vì chúng có thể gây ra những khuyết tật rỗ tổ ong trong bê tông.

6.2.11 – Vận chuyển và lắp ghép các cấu kiện bê tông đúc sẵn

Các cấu kiện bê tông đúc sẵn phải được chế tạo, vận chuyển và lắp ghép bằng phương pháp đảm bảo an toàn và thuận lợi, tạo thành một kết cấu hoàn chỉnh, thỏa mãn các yêu cầu về ổn định, tính năng sử dụng, độ bền lâu và hình thức bên ngoài. Phải tuân thủ các chỉ dẫn nêu trong BS 5531, đồng thời phải quy định và thống nhất các nội dung sau đây :

a) tuổi bê tông tối thiểu để có thể bốc dỡ và vận chuyển;
b) vị trí và thiết kế các điểm nâng cẩu lắp;
c) phương pháp nâng cẩu lắp;
d) kiểu thiết bị nâng cẩu lắp;
e) phương pháp kê kích và xếp trong quá trình lưu kho và vận chuyển;
f) phương pháp lắp ghép;
g) độ chính xác lắp ghép : theo hướng dẫn trong bảng 1 của BS 5606 : 1990;
h) phương pháp chống đỡ tạm thời;
i) phương pháp liên kết hoàn chỉnh các kết cấu;
j) thành phần bê tông hoặc vữa nhồi vào mối nối;
k) phương pháp bảo vệ nhằm chống hư hỏng các cấu kiện trong suốt thời gian thi công.

Phải tiến hành công tác kiểm tra nhằm đảm bảo :

1) các cấu kiện phải có khả năng phân biệt được, có đánh dấu vị trí và hướng;
2) các gối kê và liên kết tạm với các cấu kiện định vị mới phải có tính thực tế và phải hoàn chỉnh trước khi tháo khỏi thiết bị nâng;
3) các liên kết chịu lực phải hoàn thành trước;
4) các bề mặt dính kết với phần bê tông đổ tại chỗ phải được chuẩn bị kỹ càng;
5) cốt thép phải đặt chính xác, đặc biệt là ở đầu các cấu kiện;
6) các đoạn thép ở đầu các cấu kiện và cốt thép bổ sung dùng để hoàn chỉnh mối nối phải bố trí chính xác;
7) các mối nối phải chèn đúng kỹ thuật, đặc biệt phải chú ý khi chèn mối nối bằng bê tông hoặc vữa, nhất là khi mối nối chịu lực ngang;
8) tất cả các cơ cấu điều chỉnh cao độ như ê cu, chêm không có chức năng chịu lực trong kết cấu hoàn chỉnh phải có khả năng tháo nới được khi cần thiết.

Bảng 6.2 – Thời gian tối thiểu để tháo dỡ ván khuôn (bê tông chế tạo từ ximăng Pooc lăng loại 42.5 theo BS 12 : 1991 hoặc ximăng bền sulphat loại 42.5 theo BS 4027 : 1991)

Loại ván khuôn	Thời gian tối thiểu để tháo ván khuôn	
	Nhiệt độ bề mặt bê tông	
	Lớn hơn hoặc bằng 16^0C	t^0C (nhiệt độ giữa 0^0C và 16^0C)
Ván khuôn đứng cho cột, tường và dầm lớn	12h	$\frac{300}{t+10}$h
Ván khuôn mặt dưới bản sàn	4 ngày	$\frac{100}{t+10}$ngày
Ván khuôn mặt dưới dầm và thanh chống sàn	10 ngày	$\frac{250}{t+10}$ngày
Thanh chống cho dầm	14 ngày	$\frac{360}{t+10}$ngày
Ghi chú. Bảng này có thể áp dụng cho loại xi măng PC và SRPC cường độ cao		

Chương 7
CỐT THÉP : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ TAY NGHỀ

7.1 – KHÁI QUÁT

Cốt thép phải phù hợp với các tiêu chuẩn BS 4449, BS 4482 hoặc BS 4483. Có thể sử dụng các loại cốt thép khác nhau trong cùng một cấu kiện chịu lực.

7.2 – CẮT VÀ UỐN CỐT THÉP

Cốt thép (đặc biệt là thép có cấp độ bền 460) không được có các hư hỏng cơ học hay chịu tải trọng va đập trước khi đặt chúng vào trong bê tông.

Cốt thép được uốn và cắt theo tiêu chuẩn BS 4466.

Phần uốn trong cốt thép phải có độ cong không đổi. Khi nhiệt độ cốt thép xuống dưới 5^0C, cần phải đặc biệt lưu ý giảm tốc độ uốn hoặc nếu được sự đồng ý của các kỹ sư thì có thể tăng bán kính uốn. Trong trường hợp cần thiết, có thể làm nóng cốt thép nhưng không quá 100^0C.

Khi cần uốn phần cốt thép nhô ra khỏi bê tông, cần phải tiến hành cẩn thận để đảm bảo bán kính uốn không nhỏ hơn các giá trị đã quy định trong BS 4466.

Khi cần nắn lại cốt thép đã uốn, phải có sự chấp thuận của các kỹ sư và có sự kiểm tra các dấu hiệu nứt gãy của mỗi thanh thép.

Cho phép uốn các thanh thép có cấp độ bền 250 nhô ra khỏi bê tông và phải đảm bảo bán kính uốn không nhỏ hơn các giá trị đã quy định trong BS 4466. Không được uốn, nắn các thanh thép có cấp độ bền 460, trừ trường hợp được các kỹ sư chấp thuận.

7.3 – CỐ ĐỊNH CỐT THÉP

Cần phải tránh việc vận chuyển cốt thép trên đường gồ ghề, cốt thép bị va đập (trước khi đặt vào trong kết cấu bê tông) và rơi cốt thép từ trên cao xuống. Cốt thép phải được cố định vững chắc, không xê dịch ra ngoài giới hạn đã quy định.

Ngoại trừ khi có các quy định khác :

a) lớp bê tông bảo vệ thực tế không được nhỏ hơn chiều dày lớp bảo vệ danh nghĩa theo quy định trừ đi (–) 5mm;
b) khi vị trí cốt thép chỉ liên quan đến một mặt của cấu kiện (ví dụ như thanh thép thẳng trong bản sàn), chiều dày lớp bê tông bảo vệ thực tế không được lớn hơn chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cộng với :
   1) 5mm đối với thanh thép có kích cỡ nhỏ hơn hoặc bằng 12mm;
   2) 10mm đối với thanh thép có kích cỡ trên 12mm và đến 25mm;
   3) 15mm đối với thanh thép có kích cỡ lớn hơn 25mm.

Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ được quy định cho tất cả các loại cốt thép, bao gồm cả cốt thép đai. Khoảng cách giữa các cốt thép đai (hoặc các thanh thép không có cốt đai) và ván khuôn giống như chiều dày danh nghĩa của lớp bê tông bảo vệ. Các viên kê, gối kê, và các kiểu gối kê[1] khác phải được chi tiết hóa trên bản vẽ thiết kế. Khi cần thiết, các loại gối kê đó sẽ được sử dụng để đảm bảo chiều dày danh nghĩa của lớp bê tông bảo vệ cốt thép. Các viên kê hoặc gối kê phải đặt với khoảng cách tối đa bằng 1m, đôi khi khoảng cách này có thể cần phải dày hơn.

Các viên kê phải bằng loại vật liệu và thiết kế sao cho đảm bảo được độ bền lâu, không dẫn

[1] Tiếng Anh : "Spacers, chairs and other supports" – các viên kê hoặc thanh thép dùng để kê và định vị thép trong kết cấu. – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

đến khả năng ăn mòn cốt thép và không phá hoại lớp bê tông bảo vệ.

Hỗn hợp để làm các viên kê được chế tạo từ xi măng, cát và các cốt liệu nhỏ khác phải tương ứng với bê tông bao xung quanh nó về độ bền, tuổi thọ, độ rỗng và màu sắc bên ngoài. Không được phép sử dụng bê tông ngoài công trường để chế tạo các viên kê.

Các mối nối không chịu lực để định vị cốt thép phải chế tạo bằng thép sợi, các cơ cấu liên kết hoặc hàn (xem *7.6*). Cần chú ý để cho các đầu thép chờ của giằng hoặc cốt đai không bị chìm vào lớp bê tông bảo vệ.

Phải tiến hành kiểm tra vị trí của cốt thép trước và trong khi đổ bê tông, đồng thời phải đặc biệt chú ý đến việc điều khiển sao cho đảm bảo được lớp bê tông bảo vệ và trong giới hạn đã cho trước, đặc biệt trong các đoạn công xon. Do tầm quan trọng của lớp bảo vệ đến độ bền lâu của kết cấu nên người ta thường sử dụng máy đo bề dày lớp bảo vệ để kiểm tra vị trí cốt thép trong bê tông đã đông cứng.

7.4 – ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT

Cốt thép trong kết cấu trước khi đổ bê tông phải được làm sạch bùn đất, dầu mỡ, sơn, gỉ thép và các chất khác có ảnh hưởng bất lợi đến cốt thép và bê tông hoặc làm giảm độ bám dính của bê tông và cốt thép.

Thông thường phải cạo sạch lớp gỉ thép trước khi đổ bê tông bao bọc quanh cốt thép.

7.5 – CHỒNG VÀ NỐI CỐT THÉP

Chồng và nối cốt thép được thực hiện theo các phương pháp được quy định trong hợp đồng hoặc các điều kiện kỹ thuật do thiết kế nêu ra. Chồng và nối cốt thép được thực hiện tại các vị trí đã chỉ dẫn trong bản vẽ thiết kế hoặc vị trí đã được sự chấp thuận của các kỹ sư.

7.6 – HÀN CỐT THÉP

7.6.1 – Khái quát

Nếu có điều kiện, cần phải tránh hàn trên công trường. Tuy nhiên, có thể tiến hành hàn trên công trường nếu có các biện pháp đảm bảo an toàn, kỹ thuật hàn và thép có tính hàn (bao gồm cốt thép "có tính hàn" và "dễ hàn"[1] theo định nghĩa của BS 4449). Tuy nhiên, tất cả các mối hàn phải được thực hiện với các điều kiện kiểm tra chặt chẽ trong nhà máy hoặc nhà xưởng. Người thợ thực hiện công tác hàn phải chứng tỏ được năng lực của mình trước và trong quá trình thao tác hàn. Tất cả công tác hàn cốt thép phải được thực hiện theo các tiêu chuẩn Anh Quốc (BS) có liên quan và theo chỉ dẫn của các nhà chế tạo thép.

7.6.2 – Sử dụng mối hàn

Mối hàn được sử dụng cho những mục đích sau đây :

a) Định vị, ví dụ như hàn giữa các thanh cốt thép chéo nhau hoặc chồng lên nhau hoặc hàn các thanh thép và các cấu kiện bằng thép khác. Có thể sử dụng phương pháp hàn hồ quang điện cực kim loại hoặc hàn bằng điện trở cho các loại thép thích hợp.

b) Các mối hàn chịu lực có khả năng truyền lực giữa cốt thép hoặc giữa các thanh thép với các cấu kiện bằng thép khác. Các mối hàn đối đầu có thể thực hiện bằng phương pháp hàn đối đầu nóng chảy hoặc hàn hồ quang điện cực kim loại. Đối với các mối nối chồng, có thể sử dụng phương pháp hàn hồ quang điện cực kim loại hoặc hàn bằng điện trở[2].

7.6.3 – Các kiểu hàn

7.6.3.1 – Hàn hồ quang điện cực kim loại[3]

Hàn cốt thép theo BS 4449 bằng phương pháp hàn hồ quang điện cực kim loại phải tiến hành theo BS 5135 và theo các chỉ dẫn của nhà chế tạo cốt thép.

7.6.3.2 – Hàn đối đầu nóng chảy[4]

Hàn đối đầu nóng chảy phải được thực hiện với sự phối hợp chính xác giữa tia lửa hồ quang, nung nóng, ủ và tôi thép. Phải sử dụng các máy hàn có khả năng kiểm soát tự động các quá trình nói trên.

---

[1] Tiếng Anh : "Weldable" và "Readily Weldable". – (ND).
[2] Tiếng Anh : "Electric Resistance Welding" – (ND).
[3] Tiếng Anh : "Metal – Arc Welding" – (ND).
[4] Tiếng Anh : "Flash Butt Welding" – (ND).

7.6.3.3 – Hàn bằng điện trở

Hàn bằng điện trở phải được thực hiện bằng các phương pháp có thể đảm bảo chuẩn bị chính xác các thanh thép hàn và bằng các máy hàn có khả năng khống chế được các thông số hàn một cách thích hợp.

7.6.3.4 – Các phương pháp hàn khác

Có thể sử dụng các phương pháp hàn khác với sự chấp thuận của khách hàng và nhà chế tạo cốt thép.

7.6.4 – Vị trí các mối hàn

Các mối hàn chịu lực (xem *7.6.2b*) không được bố trí ở chỗ uốn của cốt thép. Trừ khi có sự chấp thuận của các kỹ sư, mối nối trên các thanh thép chủ chịu kéo bố trí song song phải có vị trí so le với nhau theo phương dọc. Đối với các mối nối so le, khoảng cách giữa chúng không được nhỏ hơn chiều dài neo ở đầu thanh thép.

7.6.5 – Độ bền của các mối hàn chịu lực

Độ bền của tất cả các mối hàn chịu lực phải được đánh giá bằng thí nghiệm các mẫu thử mối nối (xem *3.12.8.18*).

7.6.6 – Các mối nối hàn chồng

Chiều dài của đường hàn liên tục thông thường không được lớn hơn 5 lần đường kính thanh thép. Nếu cần phải có chiều dài mối hàn lớn hơn, cần chia thành các đoạn đường hàn và khoảng cách giữa các đường hàn đó không được nhỏ hơn 5 lần đường kính thanh thép.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 8

THÉP CĂNG ỨNG SUẤT TRƯỚC : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ TAY NGHỀ

8.1 – KHÁI QUÁT

Thép căng ứng suất trước phải phù hợp với các tiêu chuẩn BS 4486 và BS 5896.

8.2 – VẬN CHUYỂN VÀ LƯU KHO

Quá trình vận chuyển phải tiến hành cẩn thận để tránh hư hỏng cơ học, biến cứng hoặc làm nóng thép căng ứng suất trước. Tất cả các thép căng phải được bảo quản trên nền nhà sạch sẽ và phải bảo vệ chúng khỏi bị các tác động xấu của thời tiết, các vệt bẩn khi cắt bằng mỏ hàn xì oxy – acetylene hoặc hàn hồ quang ở xung quanh.

Trong mọi trường hợp, các thép căng sau khi chế tạo không được hàn, xử lý nhiệt trên công trường hoặc mạ kim loại (ví dụ như mạ kẽm). Điều này không loại trừ quá trình cắt thép nêu trong mục *8.5*.

Các vật liệu bảo vệ quấn quanh thép căng phải trung tính về hóa học và phải có biện pháp bảo vệ thích hợp các đầu ren của thanh thép.

Khi lưu kho các thép căng trên công trường trong một thời gian dài, bằng các thí nghiệm, người kỹ sư phải đảm bảo chất lượng của các thép căng không bị giảm sút nhiều do bị ăn mòn, ăn mòn ứng suất[1], hao hụt diện tích mặt cắt ngang hoặc thay đổi bất kỳ các đặc trưng cơ học nào của chúng.

8.3 – ĐIỀU KIỆN BỀ MẶT

Toàn bộ bề mặt các thép căng ứng suất trước, bên trong và bên ngoài vỏ cáp hoặc ống lồng phải làm sạch gỉ, dầu, sơn, xà phòng hoặc dầu bôi trơn, hoặc các chất có hại khác trong thời gian lắp đặt vào bên trong kết cấu. Trong trường hợp có sự thỏa thuận của các bên, có thể sử dụng dầu mỡ bôi trơn vào thép căng. Vảy gỉ chưa hẳn đã có hại và có thể chúng sẽ làm tăng khả năng bám dính. Tuy nhiên, khi đó hao ứng suất trước do ma sát sẽ tăng lên.

Công tác làm sạch các thép căng có thể tiến hành bằng các bàn chải sắt. Không được phép sử dụng các dung môi để làm sạch thép căng khi chưa có sự chấp thuận.

8.4 – ĐỘ THẲNG

8.4.1 – Sợi thép

Sợi thép ít giãn và sợi thép có độ giãn thông thường phải cuộn với đường kính đủ lớn để có thể có khả năng trả lại độ thẳng của nó.

8.4.2 – Bó cáp

Bó cáp ứng suất trước khi chế tạo phải cuộn với đường kính đủ lớn để có khả năng trả lại độ thẳng một cách hợp lý.

8.4.3 – Các thanh thép

Các thanh thép ứng suất trước phải thẳng như lúc giao nhận. Bất kỳ sự điều chỉnh nhỏ nào về độ thẳng của thanh thép trên công trường cũng phải thực hiện bằng tay dưới sự giám sát của các kỹ sư. Các thanh thép có đầu ren bị uốn cong phải loại bỏ. Phải tiến hành kéo thẳng thanh thép bằng phương pháp kéo nguội ở nhiệt độ không nhỏ hơn 5^0C. Khi cần phải gia nhiệt, phải tiến hành bằng hơi hoặc nước nóng.

8.5 – CẮT THÉP

Toàn bộ công tác cắt thép theo chiều dài và cắt gọt các đầu thép căng phải thực hiện bởi:

a) máy cắt mài tốc độ cao, máy cưa ma sát hoặc các phương pháp cơ học khác được người kỹ sư chấp thuận; hoặc

b) ngọn lửa cắt oxy – acetylene, dùng nhiều oxy để cắt chứ không làm chảy kim loại.

[1] Tiếng Anh : "Stress corrosion" – (ND).

Công tác cắt phải tiến hành cẩn thận, tránh lửa và các vệt lửa toé ra rơi vào neo hoặc các thép căng khác.

Trong hệ thống căng sau, các biện pháp cắt thép a) và b) được tiến hành ở cách đầu neo một khoảng không nhỏ hơn một lần đường kính và ảnh hưởng của việc nung nóng đến thép căng phải giữ ở mức độ tối thiểu (nhiệt độ thép căng ngay gần đầu neo không được lớn hơn 200^0C).

8.6 – ĐỊNH VỊ THÉP CĂNG VÀ VỎ CÁP

Các thép căng và vỏ cáp phải định vị một cách cẩn thận và phải giữ chặt vị trí của chúng trên cả chiều ngang lẫn chiều đứng theo bản vẽ thiết kế. Ngoại trừ khi có những chỉ dẫn khác trên bản vẽ, độ sai lệch cho phép về vị trí của thép căng, vỏ cáp hay ống lồng bằng ± 5mm.

Phương pháp kê kích và cố định các thép căng (hoặc vỏ cáp hay ống lồng) vào vị trí phải đảm bảo cho chúng không bị dịch chuyển do đầm nặng hoặc rung kéo dài, do áp lực của bê tông còn ướt, do công nhân hoặc các phương tiện thi công di chuyển gây ra. Các biện pháp định vị các thép căng ứng suất trước không làm gia tăng ma sát khi căng thép.

Các vỏ cáp và lõi phải giữ được tiết diện và hình dạng chính xác của chúng và phải hết sức cẩn thận khi vận chuyển nhằm tránh các hư hỏng. Các lõi trượt được trong vỏ cáp có thể bọc ngoài bằng các chất bôi trơn khi có sự chấp thuận của các kỹ sư và không được phép kéo lõi ra khỏi vỏ cáp cho đến khi bê tông đã đủ cứng nhằm tránh các hư hỏng. Các mối nối trên vỏ cáp phải buộc cẩn thẩn để tránh cho bê tông hoặc nước xi măng thâm nhập vào trong ống lồng. Sau khi căng thép và phụt vữa, phải tiến hành gắn và bảo vệ các đầu ống lồng. Các mối nối trên các vỏ cáp kế cận phải cách nhau một khoảng ít nhất bằng 300mm. Nếu các thép căng luồn sau, các ống lồng có thể bị bẹp trong quá trình đổ bê tông, do đó, các ống lồng cần phải đủ cứng nhằm đảm bảo khoảng thông thuỷ cho thép căng đi qua. Các loại ống lồng bằng cao su bơm phồng sẽ không thích hợp cho mục đích này.

8.7 – CĂNG THÉP

8.7.1 – Khái quát

Có thể gây ứng suất trong các thép căng bằng các phương pháp căng trước hoặc căng sau theo các hình thức thi công. Trong mỗi hệ thống, có thể sử dụng các quy trình và loại thiết bị khác nhau và chính chúng sẽ chi phối phương pháp căng, hình thức neo và biện pháp bảo vệ thanh căng nếu sử dụng phương pháp căng sau.

Nếu có khả năng thực hiện, tất cả các sợi thép hoặc bó cáp phải được tạo ứng suất từ cùng một cụm. Mỗi sợi cáp phải đánh số thứ tự. Các sợi cáp không được thất nút hoặc xoắn và từng sợi hoặc bó cáp phải có khả năng nhận biết được ở đầu cấu kiện. Không cho phép sử dụng các bó cáp đã bị xơ.

8.7.2 – Những lưu ý về vấn đề an toàn

Thép căng ở trạng thái căng sẽ có một năng lượng khá lớn. Trong trường hợp hư hỏng neo hay kích căng, các thép căng sẽ bị văng ra rất mạnh. Do đó, cần phải lưu ý những khả năng có thể xảy ra trong và sau quá trình căng nhằm đảm bảo an toàn cho con người, đồng thời tránh cho thiết bị bị hư hỏng do việc giải phóng năng lượng hết sức đột ngột đó gây ra.

8.7.3 – Các thiết bị căng

Thông thường, kích thuỷ lực là phương tiện để căng cáp. Đôi khi có thể dùng các biện pháp như trọng lượng hay đòn bẩy để căng cáp. Các thiết bị căng cáp phải tuân theo các điều khoản sau đây :

a) Các bộ phận gá thanh căng vào với kích hoặc các cơ cấu căng phải an toàn và tin cậy.

b) Khi tiến hành gây ứng suất đồng thời trên hai hoặc nhiều hơn hai sợi thép hoặc bó cáp, cần phải thực hiện cẩn thận và chiều dài giữa các điểm neo tại mốc đo lực và độ giãn dài của các thép căng phải xấp xỉ bằng nhau.

c) Các thiết bị căng phải đảm bảo lực khống chế tổng cộng khi đặt lực căng từ từ và

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

không gây ra các ứng suất phụ trên các thép căng, neo và bê tông.

d) Lực trong các thép căng trong quá trình căng cáp phải được đo bằng các bộ cảm lực đọc trực tiếp[1] hoặc gián tiếp bằng các đồng hồ đo gắn trên hệ thống thuỷ lực để xác định áp lực kích. Có thể bố trí các thiết bị đo độ giãn của thép căng hoặc độ dịch chuyển của thép căng trong các cơ cấu kẹp. Các cơ cấu đo lực phải chia vạch với độ chính xác trong phạm vi ± 2% và phải được kiểm tra định kỳ. Độ giãn dài của thép căng được đo với độ chính xác trong phạm vi 2% hoặc 2mm (chọn giá trị chính xác hơn).

8.7.4 – Căng trước

8.7.4.1 – Khái quát

Khi sử dụng phương pháp căng trước, cần phải duy trì lực kéo đầy đủ bằng các biện pháp có đủ độ tin cậy trong suốt thời kỳ căng thép và truyền lực ứng suất trước. Quá trình truyền ứng suất phải diễn ra chậm nhằm giảm thiểu hiện tượng xốc làm ảnh hưởng bất lợi đến chiều dài truyền ứng suất.

8.7.4.2 – Các thép căng thẳng

Trong phương pháp căng trước trên tuyến dài[2], các tấm định vị phải phân bố trên suốt chiều dài của bệ nhằm đảm bảo định vị chắc chắn các sợi thép hoặc bó cáp trong quá trình đổ bê tông. Khi chế tạo một số cấu kiện theo tuyến, các cấu kiện phải trượt tự do theo phương dài của chúng và do đó cho phép truyền lực ứng suất trước lên bê tông dọc theo toàn bộ tuyến.

Trong hệ thống ván khuôn riêng biệt, các ván khuôn phải có đủ độ cứng để chịu tác dụng của lực ứng suất trước mà không bị cong vênh.

8.7.4.3 – Các thép căng cong

Khi có khả năng, cơ chế tạo ra thép căng cong xuống hay cong lên phải đảm bảo cho phần tiếp xúc với thép căng được dịch chuyển tự do trên tuyến thép căng sao cho tổn thất ứng suất do ma sát bằng không. Tuy nhiên, nếu sử dụng hệ thống có phát sinh lực ma sát, lực này phải được xác định bằng thí nghiệm và tìm ra được giá trị cho phép.

Đối với các thép căng đơn, bộ tạo độ cong[3] tiếp xúc với thép căng phải có bán kính không nhỏ hơn 5 lần đường kính thép căng đối với sợi thép và 10 lần đường kính thép căng đối với bó cáp và góc lệch tổng cộng không lớn hơn 15^0.

Truyền lực ứng suất trước lên bê tông phải có tác dụng phối hợp với việc giải phóng các lực vồng xuống hay vồng lên sao cho các ứng suất kéo bất kỳ trong bê tông do quá trình truyền ứng suất không lớn hơn giới hạn cho phép.

8.7.5 – Căng sau

8.7.5.1 – Bố trí các thép căng

Khi các sợi thép hoặc bó cáp làm thép căng không được gây ứng suất đồng thời, các cấu kiện canh khoảng cách phải có đủ độ cứng để không bị dịch chuyển vị trí trong quá trình căng thép.

Các thép căng, dù ở vị trí neo hay những chỗ khác, phải được bố trí sao cho chúng không đi vòng qua các góc hay các chỗ uốn cong dễ xảy ra phá hoại giòn (vỡ) trong khi các thép căng đang có ứng suất.

8.7.5.2 – Neo

Neo phải phù hợp với tiêu chuẩn BS 4447. Nói chung, hệ thống neo bao gồm bản thận neo, các thép căng và cốt thép được thiết kế để cùng làm việc với neo. Hình thức của hệ thống neo phải dễ dàng phân bố đều ứng suất trong bê tông tại đầu cấu kiện và phải có đủ khả năng duy trì lực ứng suất trước dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng thay đổi và dưới tác dụng của ảnh hưởng xốc.

Nêm chẻ[4] và các neo kiểu tang trống[5] phải bằng vật liệu và phải có kết cấu sao cho dưới tác dụng của tải trọng trong quá trình căng thép, biến dạng của tang trống không làm dịch chuyển các nêm đến giới hạn của chúng trước khi gây ra lực ngang đủ lớn để kẹp chặt thép căng, hoặc trước giới hạn dịch chuyển của các nêm gây ra lực quá lớn trong thép căng.

Nếu sử dụng các loại neo của các hãng độc quyền, quy trình neo phải tuân theo hướng dẫn của nhà chế tạo.

Toàn bộ bề mặt tựa của neo phải được làm sạch sẽ trước khi căng thép.

Dung sai về kéo rút vào của thép căng trong quá trình neo phải tuân theo các chỉ dẫn của kỹ sư và phải ghi chép lại độ trượt thực tế xảy ra đối với mỗi neo.

Sau khi đã neo xong các thép căng, phải giảm lực trong các thiết bị căng một cách từ từ và đều đặn để tránh xốc cho thép căng hoặc neo.

Phải tiến hành bảo vệ neo khỏi tác dụng ăn mòn.

8.7.5.3 – Thép căng cong

Khi có khả năng, bộ tạo độ cong tiếp xúc với thép căng phải có bán kính không nhỏ hơn 50 lần đường kính thép căng và tổng góc lệch không được lớn hơn 15^0.

Khi bán kính nhỏ hơn 50 lần đường kính thép căng hoặc góc lệch lớn hơn 15^0, sự tổn thất độ bền của thép căng phải được xác định bằng thí nghiệm.

8.7.5.4 – Quy trình căng thép

Trước khi căng, phải đảm bảo được rằng các thép căng có thể dịch chuyển tự do trong ống lồng. Quá trình căng thép phải được tiến hành dưới sự giám sát chặt chẽ của người có thẩm quyền để ứng suất trong thép căng tăng lên từ từ và với tốc độ đều.

Giám sát viên chịu trách nhiệm về ứng suất trước phải có bản tường trình chi tiết về lực căng đặt lên thép căng và độ giãn của nó. Phải ghi nhận sai số trong quá trình gây ứng suất đối với lực ma sát trong kích và neo, mặc dù trước đây điều này là không cần thiết khi sử dụng bộ cảm biến lực.

Quá trình gây ứng suất phải liên tục cho đến khi đạt được độ giãn hoặc (và) lực căng theo yêu cầu. Độ giãn phải tính đến thép căng bị kéo thụt vào tại đầu không đặt kích, nhưng chưa cần đo độ giãn cho đến khi thép căng được kéo căng ra. Cần phải tiến hành so sánh lực đo được trong thép căng với lực tính toán từ độ giãn dài để kiểm tra độ chính xác về giả thiết tổn thất ứng suất do ma sát trong giai đoạn thiết kế; nếu sai khác lớn hơn 6%, cần phải tiến hành hiệu chỉnh với sự chấp thuận của kỹ sư. Phải lưu giữ toàn bộ các báo cáo ghi chép về quá trình căng thép gồm độ giãn đo được, áp lực trên đồng hồ hoặc số đo trên bộ cảm biến và số lượng kéo thụt vào tại mỗi đầu neo.

Trong khi căng với một số lượng lớn các thép căng hoặc các bộ phận thép căng và toàn bộ lực căng không giữ được do đứt, trượt hoặc ống lồng bị kẹt, nếu không có khả năng thay thế, người kỹ sư phải xem xét thay đổi mức độ gây ứng suất để có thể vẫn phù hợp với trạng thái giới hạn có liên quan.

Trong trường hợp thép căng bị cong, hoặc các thép căng được lắp ghép từ một số thành phần cấu thành, hoặc các thép căng đã có tải trong các giai đoạn, người kỹ sư phải quy định cấp chất tải và độ lớn của tải trọng đối với mỗi thành phần của thép căng.

Các thép căng, neo và ống lồng sau khi đã căng xong phải được bảo vệ một cách có hiệu quả để chống lại sự ăn mòn trong thời kỳ đang căng và phủ ngoài bằng lớp vữa, bê tông hay các biện pháp bảo vệ vĩnh cửu khác. Phải tiến hành bịt các đầu ống lồng và các lỗ phụt vữa.

8.8 – BẢO VỆ VÀ SỰ BÁM DÍNH CỦA THÉP CĂNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

8.8.1 – Khái quát

Việc bảo vệ các thép căng ứng suất trước khỏi bị hư hỏng do cơ học và ăn mòn là rất quan trọng. Việc bảo vệ các thép căng để chống lại các hư hỏng do cháy gây ra cũng rất cần thiết.

Yêu cầu thiết kế về vấn đề sự bám dính của các thép căng với kết cấu ứng suất trước cũng hết sức quan trọng.

---

[1] Tiếng Anh : "Direct – Reading Load Cells" – (ND).
[2] Tiếng Anh : "Long – Line Method of Pre – Tensioning" – (ND).
[3] Tiếng Anh : "Deflector" – (ND).
[4] Tiếng Anh : "Split – Wedge" – (ND).
[5] Tiếng Anh : "Barrel Anchor" – (ND).

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

8.8.2 – Bảo vệ và sự bám dính của các thép căng bên trong

Thép căng bên trong được bảo vệ và bám dính với cấu kiện bằng cách phụt vữa xi măng hoặc vữa xi măng – cát theo mục *8.9*. Khi khả năng chống cháy không giữ vai trò quan trọng, thép căng cũng có thể được bảo vệ bằng các vật liệu khác trên cơ sở bitumen, nhựa epoxy, cao su tổng hợp v.v..., đồng thời làm tăng hiệu quả sự bám dính.

8.8.3 – Bảo vệ và sự bám dính của các thép căng bên ngoài

Thép căng được coi như thép căng bên ngoài nếu sau khi gây ứng suất trước và phối hợp cùng làm việc với kết cấu và trước khi có biện pháp bảo vệ thì chúng vẫn ở bên ngoài kết cấu. Không áp dụng thép căng ngoài đối với sàn gồm một loạt các dầm được gây ứng suất với các thép căng bên ngoài và sau đó được đổ bê tông hay bơm vữa sao cho các thép căng ứng suất trước cũng nằm trong lớp bảo vệ đầy đủ.

Bảo vệ thép căng ứng suất trước đặt ở bên ngoài khỏi bị hư hỏng do cơ học và ăn mòn do tác động của khí quyển hoặc các tác động khác của môi trường thường có thể thực hiện bằng cách bọc chúng bằng lớp bê tông hay vữa đặc chắc với chiều dày thích hợp. Các vật liệu khác có đủ độ cứng và độ ổn định cũng có thể sử dụng để bảo vệ thép căng trong những môi trường đặc biệt.

Khi xác định loại vật liệu và chất lượng của nó dùng để làm lớp bọc ngoài thép căng, phải xem xét đầy đủ đến sự dịch chuyển nhỏ giữa kết cấu và lớp bảo vệ có thể xảy ra do sự thay đổi tải trọng và ứng suất, từ biến, chùng ứng suất, co ngót do khô, độ ẩm và nhiệt độ. Nếu bảo vệ bằng lớp vữa hay bê tông đặc chắc và quá trình khảo sát chứng tỏ rằng có thể phát sinh các vết nứt, cần phải tiến hành bảo vệ chống ăn mòn tiếp sau đó và lớp bảo vệ vẫn phải nguyên vẹn khi có sự dịch chuyển nhỏ.

Nếu có yêu cầu các thép căng ứng suất trước đặt ở bên ngoài phải bám dính với kết cấu, cần phải bố trí cốt thép cho phần bê tông bọc ngoài gắn với kết cấu.

8.9 – BƠM PHỤT VỮA CHO THÉP CĂNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

Bơm phụt vữa cho các thép căng ứng suất trước phải tuân theo BS EN 445, BS EN 446 và BS EN 447. Các thông tin khác xem trong phụ lục A.

Ghi chú : Các tiêu chuẩn này đang được Viện tiêu chuẩn Anh Quốc (BSI) soạn thảo. – (ND).

PHẦN 2
QUY PHẠM THỰC HÀNH ĐỐI VỚI CÁC TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT

Chương 1
KHÁI QUÁT

1.1 – PHẠM VI ÁP DỤNG

Phần 2 của Quy phạm BS 8110 đưa ra các chỉ dẫn về việc thiết kế và thi công kết cấu bê tông trong những trường hợp đặc biệt và các trường hợp này chưa được nêu trong BS 8110 : Phần 1.

Phần 2 đưa ra các chỉ dẫn tính toán theo trạng thái giới hạn về độ bền và các hệ số an toàn riêng, các tính toán về giới hạn sử dụng theo các giai đoạn dưới tác dụng của tải trọng và tính toán về vết nứt. Các thông tin khác về độ chính xác cao hơn trong việc dự báo các thành phần biến dạng khác nhau cũng được giới thiệu trong phần này. Sự cần thiết của khe co giãn, các chỉ dẫn, quy định về việc thiết kế các mối nối đó cũng được xem xét trong Phần 2.

Các chỉ dẫn chung và các nguyên tắc có liên quan đến việc đánh giá và thí nghiệm các kết cấu và các bộ phận trong quá trình thi công cũng có trong Phần 2.

1.2 – CÁC ĐỊNH NGHĨA

Các định nghĩa nêu trong Phần 1 của BS 8110 cũng được áp dụng cho Phần 2 của BS 8110. Cùng với các định nghĩa đó, định nghĩa dưới đây cũng được áp dụng.

Chưng hấp (Autoclaving) : Bảo dưỡng bằng hơi nước áp lực cao. Áp lực hơi nước không được nhỏ hơn 1,0N/mm^2.

1.3 – CÁC KÝ HIỆU

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho Phần 2 của BS 8110.

γ_f Hệ số an toàn riêng đối với tải trọng;

γ_m Hệ số an toàn riêng đối với độ bền của vật liệu;

f_y Độ bền đặc trưng của cốt thép;

f_{cu} Độ bền đặc trưng của bê tông.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 2

CÁC PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ ĐỘ BỀN

2.1 – KHÁI QUÁT

Phần 1 của BS 8110 đã cung cấp các phương pháp thỏa mãn các yêu cầu của trạng thái giới hạn về độ bền cho hầu hết các tình huống thông thường trên quan điểm tiết kiệm và hợp lý về thiết kế và vật liệu. Tuy nhiên, có thể xảy ra các tình huống mà các phương pháp nêu trong Phần 1 của BS 8110 không có khả năng áp dụng trực tiếp được hoặc khi sử dụng phương pháp chính xác hơn sẽ mang lại nhiều lợi thế hơn. Trong nhiều trường hợp, việc cố gắng phác thảo các điều khoản chi tiết để bao quát tất cả các tình huống xảy ra sẽ trở thành không thực tế. Nhiều vấn đề trong chương này có liên quan đến sự khai triển chi tiết hơn các phương pháp khác nhau đã nêu trong phần tương ứng của BS 8110 : Phần 1. Chương này cũng đưa ra các chỉ dẫn riêng về các quy trình thiết kế ít phổ biến, ví dụ như thiết kế về xoắn chẳng hạn.

2.2 – TẢI TRỌNG VÀ ĐỘ BỀN THIẾT KẾ

2.2.1 – Khái quát

2.2.1.1 – Lựa chọn các giá trị

Tải trọng và độ bền thiết kế được lựa chọn cùng với nhau sao cho chúng đảm bảo khả năng phá hoại là nhỏ và có khả năng chấp nhận được. Mỗi một giá trị được lựa chọn phải tính đến những khả năng biến động[1] quan trọng nhất gắn liền với một phần nào đó của quy trình thiết kế. Thiết kế có thể chia thành hai giai đoạn và khả năng biến động cho mỗi giai đoạn được nêu trong các mục *2.2.1.2* và *2.2.1.3*.

2.2.1.2 – Giai đoạn phân tích

Giai đoạn này là giai đoạn đánh giá sự phân bố mô men, lực cắt, lực xoắn và lực dọc trục trong phạm vi kết cấu.

Trong giai đoạn này, phải xem xét các khả năng biến động sau :

a) độ lớn và phương pháp bố trí tải trọng;
b) độ chính xác của phương pháp phân tích;
c) sự thay đổi về hình học của kết cấu làm ảnh hưởng đến việc đánh giá sự phân bố lực.

Các giá trị được lựa chọn γ_f là giá trị tính đến các khả năng nêu trên.

2.2.1.3 – Giai đoạn thiết kế cấu kiện

Giai đoạn này là giai đoạn thiết kế các cấu kiện về khả năng chịu các nội lực được xác định từ giai đoạn phân tích.

Trong giai đoạn này, cần phải xem xét những khả năng biến động sau :

a) độ bền của vật liệu trong kết cấu;
b) độ chính xác của phương pháp dự báo về sự làm việc của cấu kiện;
c) sự thay đổi về hình học đến mức có thể ảnh hưởng đến việc đánh giá độ bền.

Các giá trị được lựa chọn γ_m là giá trị tính đến các khả năng nêu trên.

2.2.2 – Lựa chọn các hệ số chuyển đổi riêng

Ghi chú: Cơ sở của các hệ số nêu trong BS 8110 : Phần 1. Các hệ số riêng nêu trong chương 2 của BS 8110 : Phần 1 : 1985 có được nhờ sự hiệu chỉnh các giá trị thực tế đã có từ trước cùng với việc đánh giá khả năng thay đổi trên những mặt khác nhau của độ bền và tải trọng. Theo kinh nghiệm, các hệ số này xác định mức độ an toàn có thể chấp nhận được đối với các kết cấu thông thường.

2.2.2.1 – Khái quát

Có thể có các trường hợp do bản chất đặc biệt của tải trọng hay vật liệu, các hệ số có thể khác xa so với các hệ số tương ứng. Việc lựa chọn các hệ số đó phải tính đến những khả năng biến động được liệt kê trong *2.2.1.2* và *2.2.1.3* và phải dẫn đến khả năng phá hoại tương tự như khi sử dụng các hệ số nêu trong BS 8110 : Phần 1. Hai phương pháp gần đúng có thể được chấp nhận được nêu trong các mục *2.2.2.2* và *2.2.2.3*.

[1] Tiếng Anh : "Uncertainties" – (ND).

2.2.2.2 – Các phương pháp thống kê

Khi có các thông tin thống kê về tính biến động của các thông số đang xét, có thể sử dụng phương pháp thống kê để xác định các hệ số an toàn riêng. Chỉ dẫn về phương pháp thống kê nằm ngoài phạm vi của quy phạm này và phải tham khảo các tài liệu chuyên ngành (ví dụ, Tập báo cáo 63 của Hiệp hội nghiên cứu công nghiệp xây dựng và thông tin – CIRIA[1]).

2.2.2.3 – Đánh giá các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được

Theo bản chất của thông số đang xét, khi các giới hạn tường minh có thể thay thế cho các giá trị có thể xảy ra, có thể sử dụng trực tiếp các giá trị giới hạn đó để đánh giá hệ số giảm γ.

Theo kinh nghiệm và sự hiểu biết về thông số riêng, có thể xác định gần đúng giá trị "xấu nhất có thể tin cậy được"[2]. Đó là các giá trị xấu nhất mà người thiết kế cho rằng có thể xảy ra (trong trường hợp chất tải, có thể là tải trọng lớn nhất hay nhỏ nhất, phụ thuộc vào mức độ ảnh hưởng của tải trọng là bất lợi hay có lợi). Giá trị này hầu như được đưa vào tính toán các khả năng biến động nêu trong *2.2.1.2* và *2.2.1.3*. Vì vậy, vẫn cần phải sử dụng hệ số an toàn riêng, nhưng phải giảm các giá trị đã nêu trong BS 8110 : Phần 1. Các giá trị tối thiểu tuyệt đối của các hệ số an toàn riêng được nêu trong bảng 2.1.

Bảng 2.1 – Các giá trị tối thiểu của các hệ số an toàn riêng áp dụng cho các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được

Thông số	Hệ số tối thiểu
Các tải trọng bất lợi	
(a) tĩnh tải	1,2
(b) tổ hợp chỉ có tĩnh tải	1,2
(c) tổ hợp với các tải trọng khác	1,1
Các tải trọng có lợi	1,0
Độ bền vật liệu	1,05

[1] Rationalisation of safety and serviceability factors in Structural Code. CIRIA Report 63. Construction Industry Research and Information Association, London 1976.

[2] Tiếng Anh : "Worst Credible Value" – giá trị tin cậy tạo ra khả năng xấu nhất có thể xảy ra – (ND).

2.2.2.4 – Đánh giá các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được đối với áp lực đất và nước

Việc sử dụng các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được được xét đến trong nhiều bài toán địa kỹ thuật, trong đó các phương pháp thống kê mang giá trị giới hạn.

Các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được của tải trọng đất và nước phải dựa vào sự đánh giá cẩn thận hàng loạt các giá trị thu được trên hiện trường. Sự đánh giá đó phải tính đến các thông tin địa chất và các thông tin cơ bản khác, các kết quả thí nghiệm trong phòng và kết quả đo tại hiện trường.

Trong nền đất, phải tính đến ảnh hưởng của các lớp đất và tính không liên tục của chúng.

Các thông số được xét đến khi đánh giá các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được bao gồm :

a) độ bền của đất nền theo các thành phần lực dính và góc kháng cắt;
b) mực nước ngầm và áp lực nước lỗ rỗng;
c) các giá trị hình học, ví dụ như chiều sâu hố đào, các biên của đất nền, góc nghiêng và bề rộng của bờ;

Ghi chú: Do ảnh hưởng của các thông số này rất quan trọng nên người kỹ sư phải quy định các sai số cho phép của các thông số trên.

d) các tải trọng phụ thêm.

Ghi chú: Các phương pháp tính toán áp lực đất từ các thông số trên có thể tìm trong các quy phạm có liên quan.

Khi một vài thông số độc lập có thể ảnh hưởng đến tải trọng đất, phương pháp gần đúng thiên về an toàn là sử dụng đồng thời các giá trị xấu nhất có thể tin cậy được đối với tất cả các thông số khi tính toán áp lực đất.

2.2.3 – Những mối liên quan đối với trạng thái sử dụng

Các quy tắc đơn giản hoá nêu trong BS 8110 : Phần 1 liên quan đến trạng thái giới hạn về sử dụng trên cơ sở các giả thiết các hệ số an toàn riêng trong chương 2 của BS 8110 : Phần 1 có thể sử dụng cho cả cốt thép lẫn bê tông. Nếu chấp nhận các giá trị có sự khác biệt đáng kể, cần phải xử lý trạng thái giới hạn về sử dụng một cách chính xác hơn (xem chương *3*).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

2.3 – CÁC PHƯƠNG PHÁP PHI TUYẾN

2.3.1 – Khái quát

Các đặc trưng lực – biến dạng của các cấu kiện bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước bị ảnh hưởng đáng kể bởi số lượng và cách bố trí cốt thép, đặc biệt trong trường hợp sau khi đã xảy ra nứt. Các phương pháp có kể đến ảnh hưởng của cốt thép có thể đưa đến những kết quả tốt hơn so với các phương pháp được nêu trong BS 8110 : Phần 1. Các phương pháp chính xác hơn hoặc các phương pháp phi tuyến chỉ có ích khi kiểm tra thiết kế hoặc khi sử dụng quy trình lặp, trong đó sử dụng các phân tích theo từng bước để cải thiện thiết kế theo các phương pháp đơn giản hóa ban đầu.

2.3.2 – Các giả thiết cơ bản

2.3.2.1 – Độ bền thiết kế

Giả thiết rằng độ bền của vật liệu tại các tiết diện tới hạn trong phạm vi kết cấu (nghĩa là các tiết diện xảy ra phá hoại hoặc hình thành khớp dẻo) đạt tới độ bền thiết kế đối với trạng thái giới hạn về độ bền khi các vật liệu trên toàn bộ các bộ phận của kết cấu đạt tới độ bền đặc trưng của chúng. Nếu phương pháp phân tích đã chọn có khó khăn khi thực hiện, có thể chấp nhận giả thiết rằng toàn bộ kết cấu đạt tới độ bền thiết kế của nó, nhưng phải an toàn.

2.3.2.2 – Các tính chất của vật liệu

Đặc trưng của đường cong ứng suất – biến dạng có thể nhận được từ các thí nghiệm trên các vật liệu bê tông và cốt thép và phải tính đến bản chất của tải trọng. Đối với những tiết diện tới hạn, các đường cong này cần phải thay đổi bởi các giá trị γ_m tương ứng. Khi không có các số liệu thí nghiệm, có thể sử dụng các số liệu sau đây :

a) Đối với các tiết diện tới hạn, các đường cong ứng suất – biến dạng thiết kế cho trên các hình 2.1, 2.2 và 2.3 của BS 8110 : Phần 1 : 1985 cho cả bê tông lẫn cốt thép. Độ bền kéo của bê tông giả thiết bằng không (0).

b) Đối với các tiết diện chưa phải là tới hạn, các đường cong đặc trưng ứng suất – biến dạng cho trên các hình 2.2 và 2.3 của BS 8110 : Phần 1 : 1985 có thể sử dụng cho cốt thép hoặc thép căng ứng suất trước. Đối với bê tông, có thể chấp nhận hình 2.1 của Phần 2 : BS 8110. Độ bền chịu kéo của bê tông có thể đưa vào tính toán cho đến khi sinh ra vết nứt. Khi vượt quá tải trọng sinh ra vết nứt, sự phân bố ứng suất của bê tông chịu kéo có thể đưa vào tính toán bằng cách sử dụng các giả thiết nêu trong mục *4* của *3.6.*

Ghi chú: Thông tin về từ biến và co ngót nêu trong chương *7.*

2.3.2.3 – Chất tải

Có thể xem xét các tổ hợp tải trọng nêu trong chương *2* của BS 8110 : Phần 1 : 1985. Các hệ số an toàn riêng có thể lấy theo chương *2* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 hoặc lấy theo mục *2.2.* Khi các ảnh hưởng của từ biến, co ngót hoặc nhiệt độ có tác động bất lợi đến sự làm việc của kết cấu (ví dụ như khi các ảnh hưởng bậc hai[1] là quan trọng), cần phải xem xét đến phần tải trọng tác dụng dài hạn. Trong các trường hợp đó, để thiên về an toàn, có thể chấp nhận toàn bộ tải trọng thiết kế được xem như là tải trọng thường xuyên.

2.3.3 – Các phương pháp phân tích

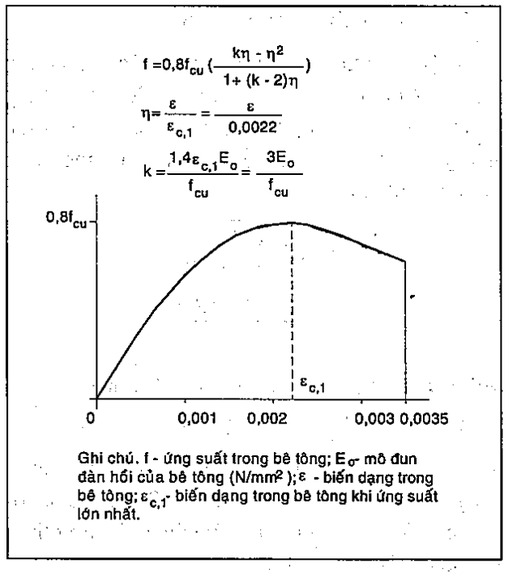
Tốc độ phát triển phương pháp tính toán đã tạo ra sự không tương xứng với các phương pháp đặc trưng đã được hình thành. Có thể chấp nhận bất kỳ phương pháp nào nếu có thể chứng minh được rằng chúng phù hợp với bài toán đặc biệt đang xét (xem [2] và [3]).

2.4 – KHẢ NĂNG CHỊU XOẮN CỦA DẦM

2.4.1 – Khái quát

Trong kết cấu dầm – sàn hoặc khung thông thường, các tính toán đặc biệt thường không cần thiết, các vết nứt do xoắn được khống chế bởi các cốt thép chịu cắt. Tuy nhiên, khi thiết kế về khả năng chịu xoắn của cấu kiện, phải tính đến các chỉ dẫn nêu trong các mục *2.4.3* đến *2.4.10.*

[1] Tiếng Anh : "Second Order Effects". Trong các tài liệu của Anh và Hoa Kỳ, khái niệm "bậc một" được hiểu như là tính toán với sơ đồ đàn hồi ban đầu, "bậc hai" là các tính toán tiếp theo có kể đến biến dạng của kết cấu do ảnh hưởng của các yếu tố phi tuyến (hình học, vật liệu) – (ND).



Hình 2.1. *Đường cong ứng suất – biến dạng để phân tích chính xác các tiết diện chưa đạt đến tới hạn*

2.4.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho mục *2.4.*

A_s diện tích cốt thép dọc

A_{sv} diện tích của hai nhánh cốt đai kín tại tiết diện[1]

C hằng số xoắn (bằng một nửa giá trị St. Venant đối với tiết diện bê tông thuần túy)

f_{yv} độ bền đặc trưng của cốt thép đai

G mô đun cắt

h_{max} kích thước lớn của tiết diện chữ nhật

h_{min} kích thước nhỏ của tiết diện chữ nhật

s_v khoảng cách các cốt đai

T mô men xoắn do tải trọng giới hạn gây ra

v_t ứng suất cắt khi xoắn

$v_{t,min}$ ứng suất cắt khi xoắn nhỏ nhất, khi ứng suất lớn hơn giá trị này thì phải bố trí cốt thép (xem bảng 2.3)

v_{tu} ứng suất cắt tổ hợp lớn nhất (cắt cộng với xoắn)

[1] Trong tiết diện có bố trí cốt đai nhiều nhánh, chỉ sử dụng phần diện tích các nhánh đai nằm sát với mặt ngoài tiết diện.

x_1 kích thước tim đến tim cạnh nhỏ của cốt đai chữ nhật

y_1 kích thước tim đến tim cạnh lớn của cốt đai chữ nhật

2.4.3 – Tính toán độ cứng xoắn (G × C)

Nếu có yêu cầu khi phân tích hoặc thiết kế kết cấu, độ cứng xoắn có thể tính toán với giả thiết mô đun cắt G bằng 0,42 lần mô đun đàn hồi của bê tông và hằng số xoắn C bằng một nửa giá trị St. Venant tính đối với tiết diện bê tông thuần tuý.

Độ cứng xoắn St. Venant của tiết diện chữ nhật có thể tính toán theo phương trình 1 :

$$C = \beta h_{min}^3 h_{max} \qquad \text{Phương trình 1}$$

trong đó :

β hệ số phụ thuộc vào tỷ lệ h/b (chiều cao toàn bộ tiết diện cấu kiện chia cho bề rộng).

Ghi chú: Các giá trị β cho trong bảng 2.2.

Bảng 2.2 – Các giá trị hệ số β

h_{max}/h_{min}	1	1,5	2	3	5	> 5
β	0,14	0,20	0,23	0,26	0,29	0,33

Độ cứng xoắn St. Venant của tiết diện không phải là chữ nhật có thể tính toán bằng cách chia tiết diện thành một loạt các hình chữ nhật và tính tổng độ cứng xoắn của các hình chữ nhật đó. Việc phân chia tiết diện phải sao cho độ cứng tính toán là lớn nhất. Nói chung, điều đó có thể đảm bảo được nếu hình chữ nhật rộng nhất phải càng lớn càng tốt.

2.4.4 – Ứng suất cắt khi xoắn

2.4.4.1 – Tiết diện chữ nhật

Ứng suất cắt khi xoắn v_t tại tiết diện bất kỳ có thể tính toán theo giả thiết phân bố ứng suất đàn hồi và có thể tính toán theo phương trình 2 :

$$v_t = \frac{2T}{h_{min}^2\left(h_{max} - \frac{h_{min}}{3}\right)} \qquad \text{Phương trình 2}$$

2.4.4.2 – Tiết diện chữ T, L hoặc I

Các tiết diện chữ T, L hoặc I được chia thành các hình chữ nhật thành phần; chúng được chọn sao cho $h_{min}^3 h_{max}$ trong biểu thức sau đây đạt được giá trị lớn nhất.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ứng suất cắt khi xoắn v_t do mỗi hình chữ nhật thành phần chịu được tính toán bằng cách xử lý chúng như những tiết diện chữ nhật chịu mô men xoắn :

$$T\left(\frac{h_{min}^3 h_{max}}{\Sigma(h_{min}^3 h_{max})}\right)$$

2.4.4.3 – Tiết diện rỗng

Các tiết diện hình hộp hay rỗng với bề dày thành lớn hơn 1/4 bề dày toàn bộ cấu kiện theo chiều đo có thể xử lý như những tiết diện chữ nhật đặc.

Ghi chú: Đối với các loại tiết diện khác, cần phải xem các tài liệu tham khảo.

2.4.5 – Giới hạn ứng suất cắt

Trong mọi trường hợp, tổng ứng suất cắt tính từ lực cắt và xoắn ($v + v_t$) không được lớn hơn v_{tu} trong bảng 2.3, hoặc trong trường hợp các tiết diện nhỏ với $y_1 < 550$mm, ứng suất cắt khi xoắn v_t không được lớn hơn $v_{tu}y_1/550$.

Bảng 2.3 – Các giá trị $v_{t,min}$ và v_{tu}

Cấp độ bền của bê tông	$v_{t,min}$, N/mm^2	v_{tu}, N/mm^2
25	0,33	4,00
30	0,37	4,38
≥40	0,40	5,00

Ghi chú 1. Giá trị cho phép được thiết lập với γ_m.
Ghi chú 2. Các giá trị $v_{t,min}$ và v_{tu} (N/mm^2) được tính từ các phương trình sau đây :
$v_{t,min} = 0{,}067\sqrt{f_{cu}}$ nhưng không lớn hơn 0,4 N/mm^2
$v_{tu} = 0{,}8\sqrt{f_{cu}}$ nhưng không lớn hơn 5 N/mm^2

2.4.6 – Cốt thép chịu xoắn

Nếu ứng suất cắt khi xoắn v_t lớn hơn $v_{t,min}$ trong bảng 2.3, phải bố trí cốt thép chịu xoắn. Các chỉ dẫn về việc phối hợp cốt thép chịu cắt và chịu xoắn được nêu trong bảng 2.4.

Bảng 2.4 – Cốt thép chịu cắt và xoắn

	$v_t \le v_{t,min}$	v_{tu}
$v \le v_c + 0{,}4$	Cốt thép chịu cắt tối thiểu; không có cốt thép chịu xoắn	Cốt thép chịu xoắn theo thiết kế, nhưng không nhỏ hơn cốt thép chịu cắt tối thiểu
$v > v_c + 0{,}4$	Cốt thép chịu cắt theo thiết kế; không có cốt thép chịu xoắn	Cốt thép chịu cắt và chịu xoắn theo thiết kế

2.4.7 – Diện tích cốt thép chịu xoắn

Cốt thép chịu xoắn phải bao gồm các cốt đai kín hình chữ nhật cùng với cốt thép dọc. Cốt thép chịu xoắn là cốt thép bổ sung vào lượng cốt thép theo yêu cầu tính toán về lực cắt và mômen uốn và chúng phải thỏa mãn :

$$\frac{A_{sv}}{s_v} > \frac{T}{0{,}8x_1y_1(0{,}87f_{yv})}$$

$$A_s > \frac{A_{sv}f_{yv}(x_1 + y_1)}{s_v f_y}$$

Ghi chú: f_y và f_{yv} không được lớn hơn 460N/mm^2.

2.4.8 – Khoảng cách và các kiểu cốt đai

Giá trị s_v không được lớn hơn giá trị nhỏ nhất trong số các giá trị x_1, $y_1/2$ hoặc 200mm. Các cốt đai phải là dạng đóng kín với các hình dáng theo quy phạm 74 của BS 4466.

2.4.9 – Bố trí cốt thép dọc chịu xoắn

Cốt thép dọc chịu xoắn phải phân bố đều xung quanh bên trong chu vi của các cốt đai. Khoảng cách thông thuỷ giữa các thanh thép không được lớn hơn 300mm và ít nhất phải có 4 thanh thép, trong đó mỗi góc đai phải có một thanh. Cốt thép dọc bổ sung theo yêu cầu tính toán tại cao trình cốt thép dọc chịu kéo hoặc nén có thể bố trí bằng cách dùng các thanh thép lớn hơn so với thanh thép chỉ theo yêu cầu tính toán chịu uốn. Cốt thép dọc chịu xoắn phải kéo dài ra ngoài điểm cắt lý thuyết một khoảng ít nhất bằng kích thước lớn nhất của tiết diện.

2.4.10 – Bố trí cốt đai trong các tiết diện chữ T, L hoặc chữ I

Trong các hình chữ nhật thành phần, các lồng thép phải được thiết kế cấu tạo sao cho chúng có thể cài và giằng các hình chữ nhật thành phần của tiết diện với nhau. Khi ứng suất cắt trong hình chữ nhật thứ yếu không lớn hơn $v_{t,min}$, không cần phải bố trí cốt thép chịu xoắn cho hình chữ nhật đó.

2.5 – CHIỀU CAO TÍNH TOÁN CỦA CỘT

2.5.1 – Khái quát

Các chỉ dẫn đơn giản hóa để đánh giá chiều cao tính toán của cột trong những trường hợp tổng quát được nêu trong BS 8110 : Phần 1. Khi cần có sự đánh giá chính xác hơn, có thể sử dụng các phương trình nêu trong mục *2.5.5* và *2.5.6*.

2.5.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho mục *2.5*.

I mômen quán tính của tiết diện

l_c chiều cao tính toán của cột trong mặt phẳng uốn đang xét

l_0 chiều cao thông thuỷ giữa các liên kết ràng buộc

$\alpha_{c,1}$ tỷ số tổng độ cứng của cột so với tổng độ cứng của dầm tại đầu dưới của cột

$\alpha_{c,2}$ tỷ số tổng độ cứng của cột so với tổng độ cứng của dầm tại đầu trên của cột

$\alpha_{c,min}$ giá trị nhỏ hơn trong số $\alpha_{c,1}$ và $\alpha_{c,2}$

2.5.3 – Độ cứng của các cấu kiện

Trong tính toán α_c , chỉ các cấu kiện gắn với đầu cột để tạo thành khung cứng trong mặt phẳng uốn mới được xem xét. Độ cứng của mỗi cấu kiện bằng I/l_0 .

2.5.4 – Độ cứng tương đối

Trong những trường hợp đặc biệt về độ cứng tương đối, có thể sử dụng các giả thiết đơn giản hoá sau đây :

a) kết cấu bản sàn phẳng : độ cứng dầm dựa vào độ cứng tương đương với bề rộng và chiều dày bản sàn tạo nên dải cột;

b) các dầm khung gối tựa đơn gắn với cột : $\alpha_c = 10$;

c) liên kết giữa cột và bản đế được thiết kế chỉ để chịu mômen danh nghĩa : $\alpha_c = 10$;

d) liên kết giữa cột và bản đế được thiết kế để chịu mômen cột : $\alpha_c = 1{,}0$.

2.5.5 – Cột bị giằng : chiều cao tính toán đối với kết cấu khung

Chiều cao tính toán đối với các kết cấu khung có thể lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong số :

$$l_c = l_0\,[0{,}7 + 0{,}05(\alpha_{c,1} + \alpha_{c,2})] < l_0 \qquad \text{Phương trình 3}$$

$$l_c = l_0\,(0{,}85 + 0{,}05\alpha_{c,min}) < l_0 \qquad \text{Phương trình 4}$$

2.5.6 – Cột không giằng : chiều cao tính toán đối với kết cấu khung

Chiều cao tính toán đối với các kết cấu khung có thể lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong số :

$$l_c = l_0\,[1{,}0 + 0{,}15(\alpha_{c,1} + \alpha_{c,2})] \qquad \text{Phương trình 5}$$

$$l_c = l_0\,(2{,}0 + 0{,}3\alpha_{c,min}) \qquad \text{Phương trình 6}$$

2.6 – ĐỘ BỀN VỮNG[1]

2.6.1 – Khái quát

Chương *3* của BS 8110 : Phần 1 đã nêu khá chi tiết về biện pháp thông thường để đảm bảo độ bền vững bằng các quy định về giằng đứng và giằng ngang. Tuy nhiên, có thể có các trường hợp có các cấu kiện chủ chốt theo định nghĩa trong mục *2.2.2.2* của BS 8110 : Phần 1, nếu không thì thể bố trí hệ thống giằng một cách có hiệu quả theo *3.12.3* của BS 8110 : Phần 1 : 1985. Chi tiết của các trường hợp đó được nêu trong *2.6.2* và *2.6.3*.

2.6.2 – Cấu kiện chủ chốt[2]

2.6.2.1 – Thiết kế các cấu kiện chủ chốt

(khi số tầng theo yêu cầu lớn hơn hoặc bằng 5)

Dù có khả năng phối hợp bằng những biện pháp hợp lý để đảm bảo tính nguyên vẹn của kết cấu trong quá trình sử dụng hay có khả năng vượt qua được các sự cố, các cấu kiện chủ chốt vẫn cần phải được thiết kế, cấu tạo và bảo vệ để tránh bị mất đi khi có sự cố.

2.6.2.2 – Tải trọng trên các cấu kiện chủ chốt

Tải trọng thiết kế thích hợp phải được lựa chọn với việc lưu ý đến tầm quan trọng của cấu kiện chủ chốt và hậu quả hư hỏng có thể xảy ra, nhưng trong mọi trường hợp, cấu kiện và liên kết của nó phải có khả năng chịu được tải trọng giới hạn thiết kế bằng 34kN/m^2 theo hướng bất kỳ, trong đó không áp dụng hệ số an toàn riêng. Các cấu kiện nằm ngang hay một phần của cấu kiện nằm ngang là gối tựa ngang cần thiết cho sự ổn định của các cấu kiện chủ chốt thẳng đứng cũng phải được xem như cấu kiện chủ chốt. Theo mục *2.6.2*, diện tích đặt tải trọng là diện tích hình

[1] Tiếng Anh : "Robustness" – (ND).
[2] Tiếng Anh : "Key elements" – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

chiếu của cấu kiện (nghĩa là diện tích mặt đón tải trọng).

2.6.2.3 – Cấu kiện chủ chốt đỡ các bộ phận gắn với công trình

Các cấu kiện chủ chốt đỡ các bộ phận gắn với công trình cũng phải có khả năng chịu các phản lực từ các bộ phận gắn với công trình và các bộ phận này cũng phải chịu tải trọng giới hạn thiết kế bằng 34kN/m^2. Phản lực phải là tối đa một cách hợp lý khi đánh giá về độ bền của bộ phận gắn với công trình và độ bền liên kết của nó.

2.6.3 – Thiết kế các cấu kiện bắc cầu (khi số tầng lớn hơn hoặc bằng 5)

2.6.3.1 – Khái quát

Lần lượt trên mỗi tầng, từng cấu kiện chịu lực thẳng đứng (không phải là cấu kiện chủ chốt) phải xem như bị mất đi. (Phải thiết kế sao cho không xảy ra sự sụp đổ của phần lớn kết cấu). Nếu giả thiết có tác động dây chuyền, phải tạo ra phản lực ngang cần thiết cho sự cân bằng.

2.6.3.2 – Tường

2.6.3.2.1 – Chiều dài được xem như bị tổn thất

Chiều dài của tường xem như cấu kiện đơn chịu lực phải lấy bằng chiều dài giữa các gối tựa ngang kế cận hoặc giữa gối tựa ngang và một cạnh tự do (xem *2.6.3.2.2*).

2.6.3.2.2 – Gối tựa ngang

Theo mục này, gối tựa ngang có thể xem như xảy ra tại :

a) tiết diện của tường được gia cường (không lớn hơn 1m dài) có khả năng chịu lực ngang (tính bằng kN/m chiều cao của tường) bằng 1,5F_t ; hoặc
b) vách ngăn có khối lượng không nhỏ hơn 100kg/m^2 vuông góc với tường và liên kết với tường sao cho có khả năng chịu được lực ngang (tính bằng kN/m chiều cao của tường) bằng 0,5F_t ;

trong đó F_t là giá trị nhỏ hơn trong số $(20 + 4n_0)$ hoặc 60, với n_0 là số tầng trong kết cấu.

Chương 3
CÁC TÍNH TOÁN VỀ KHẢ NĂNG SỬ DỤNG

3.1 – KHÁI QUÁT

3.1.1 – Chỉ dẫn

Trong BS 8110 : Phần 1 đã đưa các yêu cầu thiết kế đối với trạng thái giới hạn về sử dụng và đề xuất hai phương pháp gần đúng có thể thay thế lẫn nhau là :

a) phân tích các giá trị tính toán về ảnh hưởng của tải trọng như độ võng và bề rộng vết nứt, so sánh chúng với các giá trị cho phép;
b) các quy định cần phải thỏa mãn như tỷ số giới hạn kích thước nhịp/chiều cao tiết diện và các quy tắc cấu tạo.

Mục đích của chương này là bổ sung thêm những hướng dẫn khác khi chấp nhận phương pháp đầu tiên. Hơn nữa, thông tin này sẽ có ích khi không nhất thiết phải thực hiện theo yêu cầu trạng thái giới hạn đặc biệt song vẫn dự tính được sự làm việc của kết cấu đặc biệt sẽ ra sao, ví dụ như khi so sánh độ võng dự tính với các số liệu đo tại hiện trường.

3.1.2 – Các giả thiết

Khi tiến hành tính toán về khả năng sử dụng, cần phải đảm bảo rằng các giả thiết có liên quan đến tải trọng và các tính chất của vật liệu phải tương thích với các kết quả sẽ được sử dụng.

Nếu có yêu cầu dự báo về sự làm việc có thể có trong thực tế, phải sử dụng các giá trị có thể xảy ra hoặc các giá trị có khả năng phù hợp nhất.

Trong trường hợp ngược lại, để thỏa mãn trạng thái giới hạn về sử dụng, cần phải thận trọng hơn khi chọn giá trị và nó phụ thuộc vào tính chất nghiêm trọng của trạng thái giới hạn về sử dụng mà ta đang xét, nghĩa là hậu quả của sự phá hỏng. (Sự phá hỏng ở đây có nghĩa là phá vỡ các yêu cầu của trạng thái giới hạn, nó khác với sự sụp đổ kết cấu). Rõ ràng là các trạng thái giới hạn về sử dụng thay đổi theo tính chất nghiêm trọng và hơn nữa có thể xảy ra tới hạn ở một tình huống này nhưng lại không quan trọng ở một tình huống khác.

Trong mục *3.2*, các trạng thái giới hạn khác nhau được khảo sát một cách chi tiết hơn. Chỉ dẫn về các giả thiết có liên quan đến tải trọng và các giá trị của vật liệu được nêu trong *3.3* và *3.4*, và trong mục *3.5* có đưa ra chỉ dẫn khác về các phương pháp tính toán.

3.2 – TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ SỬ DỤNG

3.2.1 – Biến dạng quá lớn do tải trọng đứng

3.2.1.1 – Hình dáng bên ngoài

Đối với các cấu kiện có thể nhìn thấy được, độ võng của cấu kiện có thể nhận biết được nếu độ võng của nó lớn hơn L/250, trong đó L là nhịp cấu kiện hoặc chiều dài của dầm công xon.

Độ võng nói trên trong nhiều trường hợp có thể khắc phục được bằng cách tạo ra độ vồng ban đầu. Nếu thực hiện theo cách này, cần phải chú ý đến các ảnh hưởng trong sai số thi công, đặc biệt khi có liên quan đến chiều dày của lớp hoàn thiện.

Độ võng nói trên không phải là tới hạn nếu cấu kiện không thể nhìn thấy được.

3.2.1.2 – Sự phá hỏng của các cấu kiện không chịu lực

Ngoại trừ khi các tường ngăn, các lớp bên ngoài và các lớp hoàn thiện với cấu tạo để cho phép có sự biến dạng, một số hư hỏng có thể xảy ra sau khi đã thi công các lớp hoàn thiện hoặc các vách ngăn nếu biến dạng lớn hơn các giá trị sau đây :

a) L/500 hoặc 20mm (chọn giá trị nhỏ hơn) đối với các vật liệu giòn;
b) L/350 hoặc 20mm (chọn giá trị nhỏ hơn) đối với các vách ngăn hoặc lớp hoàn thiện không phải bằng vật liệu giòn dễ vỡ;

trong đó, L là nhịp hoặc đối với dầm công xon là chiều dài dầm.

Ghi chú: Các giá trị trên chỉ mang tính chỉ dẫn.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong trường hợp kết cấu ứng suất trước, các giá trị trên cũng được áp dụng cho độ vồng.

3.2.1.3 – Thi công không khít

Tất cả các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho chúng phải khít với nhau trên công trường, cho phép biến dạng và cùng với các sai số cho phép theo điều kiện kỹ thuật.

3.2.1.4 – Mất tính năng

Mất tính năng bao gồm các ảnh hưởng như độ dốc và tạo ra vũng nước quá lớn.

Khi chấp nhận những giới hạn đặc biệt về biến dạng, chúng phải được xét đến trong thiết kế.

3.2.2 – Biến dạng quá lớn do tải trọng gió

3.2.2.1 – Không tiện nghi hoặc gây lo lắng cho người sử dụng

Cần phải tránh gia tốc quá lớn dưới tác dụng của tải trọng gió vì chúng có thể dẫn đến mức độ không tiện nghi hoặc gây lo lắng cho người sử dụng.

Ghi chú: Để có chỉ dẫn về các giới hạn cho phép, cần phải xem các tài liệu tham khảo.

3.2.2.2 – Hư hỏng các cấu kiện không chịu lực

Ngoại trừ khi các tường ngăn, lớp bên ngoài và các lớp hoàn thiện có cấu tạo để cho phép có sự biến dạng, độ võng tương đối theo phương ngang trên một tầng bất kỳ dưới tác dụng của tải trọng gió đặc trưng không được lớn hơn H/500, trong đó H là chiều cao của một tầng.

3.2.3 – Rung quá mức

Cần phải tránh hiện tượng rung quá mức do sự dao động của các tải trọng người hoặc thiết bị máy móc vì chúng có thể là nguyên nhân gây ra mức độ không tiện nghi hoặc gây ra sự lo lắng cho người sử dụng.

Ghi chú: Hướng dẫn khác phải xem trong các tài liệu chuyên khảo.

3.2.4 – Nứt quá lớn

3.2.4.1 – Hình dáng bên ngoài

Đối với các cấu kiện có khả năng nhìn thấy, có thể khống chế các vết nứt trong phạm vi giới hạn hợp lý bằng cách chú ý đến giải pháp cấu tạo. Bề rộng vết nứt theo tính toán không được lớn hơn 0,3mm.

3.2.4.2 – Ăn mòn

Đối với các cấu kiện nằm trong môi trường xâm thực, bề rộng vết nứt theo tính toán không được lớn hơn 0,3mm.

3.2.4.3 – Mất tính năng

Khi vết nứt làm suy giảm tính năng của kết cấu, ví dụ như tính không thấm nước, các giới hạn đã nêu trong *3.2.4.1* và *3.2.4.2* có thể không thích hợp và các giới hạn khác sẽ phù hợp hơn.

Đối với các cấu kiện ứng suất trước, giới hạn bề rộng vết nứt được nêu trong chương *2* của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

3.3 – TẢI TRỌNG

3.3.1 – Khái quát

Tải trọng được giả thiết trong tính toán khả năng sử dụng phụ thuộc vào mục đích dự báo chính xác sự làm việc của kết cấu hoặc tuân theo các yêu cầu trạng thái giới hạn về sử dụng, và với mục đích sau thì phụ thuộc vào tính nghiêm trọng của trạng thái giới hạn đó (xem mục *3.1.2*).

Khi đánh giá các tải trọng, giữa các giá trị "đặc trưng" và "kỳ vọng"[1] phải có sự khác biệt. Nói chung, để tính toán dự báo chính xác, phải sử dụng giá trị kỳ vọng. Để tính toán nhằm thỏa mãn trạng thái giới hạn đặc biệt, nói chung việc sử dụng các giá trị cận trên và cận dưới sẽ phụ thuộc vào việc có hay không có ảnh hưởng có lợi. Tuy nhiên, các giá trị thực tế phải là cơ sở để đánh giá về mặt kỹ thuật.

Đối với tải trọng thay đổi theo thời gian, ví dụ như hoạt tải và tải trọng gió, cần phải chọn giá trị tương thích với phổ thời gian[2] của kết cấu và các giả thiết phải tính đến các đặc trưng của vật liệu và tiết diện.

3.3.2 – Tĩnh tải

Đối với tĩnh tải, các giá trị kỳ vọng và đặc trưng là giống nhau. Nhìn chung, khi tính toán về khả năng sử dụng (cả trạng thái dự báo chính xác lẫn trạng thái giới hạn), lấy giá trị đặc trưng là đủ.

[1] Tiếng Anh : "Characteristic and Expected Values" – (ND).
[2] Tiếng Anh : "Response Time" – (ND).

3.3.3 – Hoạt tải

Nói chung, phải sử dụng giá trị đặc trưng trong tính toán trạng thái giới hạn và sử dụng giá trị kỳ vọng trong các tính toán dự báo chính xác.

Khi tính toán độ võng, cần phải đánh giá xem có bao nhiêu tải trọng thuộc về tải trọng thường xuyên và có bao nhiêu thuộc về tải trọng tạm thời. Tuy nhiên, tỷ lệ hoạt tải được xem như tải trọng thường xuyên sẽ phụ thuộc vào dạng kết cấu. Đối với các nhà ở và nhà trụ sở cơ quan, 25% hoạt tải được xem như tải trọng thường xuyên và đối với kết cấu nhà kho thì ít nhất phải có 75% hoạt tải được xem như tải trọng thường xuyên khi đánh giá độ vồng theo giới hạn cận trên.

3.4 – PHÂN TÍCH KẾT CẤU THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ SỬ DỤNG

Nói chung, phương pháp phân tích đàn hồi được xem như đảm bảo đủ độ chính xác để xác định mô men và các nội lực trong cấu kiện chịu các tải trọng tương ứng theo trạng thái giới hạn về sử dụng. Khi chỉ sử dụng giá trị độ cứng để đặc trưng cho cấu kiện, độ cứng của cấu kiện phải dựa trên tiết diện bê tông. Trong trường hợp đặc biệt đó, có thể sử dụng tiết diện quy đổi có vết nứt để có được hình ảnh chính xác hơn về các nội lực và mô men, mặc dù tính toán chứng tỏ cấu kiện đã bị nứt. Khi sử dụng các phương pháp phân tích phức tạp hơn, trong đó có đưa vào tính toán sự thay đổi các tính chất của vật liệu trên toàn bộ chiều dài cấu kiện, việc tính toán độ cứng của các bộ phận có ứng suất cao trên cơ sở tiết diện quy đổi có vết nứt sẽ phù hợp hơn.

3.5 – CÁC TÍNH CHẤT CỦA VẬT LIỆU DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN ĐỘ CONG VÀ ỨNG SUẤT

Để kiểm tra trạng thái giới hạn về sử dụng, mô đun đàn hồi của bê tông phải lấy bằng giá trị nêu trong bảng 7.2 tương ứng với độ bền đặc trưng của bê tông. Mô đun đàn hồi có thể hiệu chỉnh theo tuổi chất tải đã biết. Khi có yêu cầu dự tính chính xác về độ cong, có thể sử dụng mô đun đàn hồi tương ứng với độ bền kỳ vọng của bê tông[1]. Tuy nhiên, cần chú ý xây dựng một phạm vi rộng các giá trị mô đun đàn hồi đối với bê tông có cùng độ bền mẫu khối vuông[2] giống nhau. Vì vậy, có thể sử dụng giá trị mô đun đàn hồi ở cuối dãy nêu trong bảng 7.2 để có được độ tin cậy trong tính toán hoặc sử dụng các giá trị thí nghiệm bê tông trong thực tế. Nếu không có những thông tin trực tiếp, phải tham khảo thêm chương *7* đối với các giá trị tương ứng về từ biến và co ngót.

3.6 – TÍNH TOÁN ĐỘ CONG

Độ cong của tiết diện bất kỳ có thể tính toán bằng cách sử dụng một loạt các giả thiết (a) hay (b) và chọn giả thiết cho giá trị độ cong lớn hơn. Mục (a) tương ứng với trường hợp khi tiết diện đã có vết nứt dưới tác dụng của tải trọng và mục (b) tương ứng với tiết diện chưa có vết nứt.

a) (1) Biến dạng được tính toán trên cơ sở giả thiết tiết diện phẳng.

(2) Cốt thép chịu kéo hay chịu nén được giả thiết là đàn hồi. Mô đun đàn hồi có thể lấy bằng 200kN/mm^2.

(3) Bê tông chịu nén được giả thiết là đàn hồi. Dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn, mô đun đàn hồi có thể lấy theo *3.5*. Dưới tác dụng của tải trọng dài hạn, mô đun đàn hồi có thể lấy bằng 1/(1 +Φ) lần mô đun ngắn hạn, trong đó Φ là hệ số từ biến tương ứng (xem mục *7.3*).

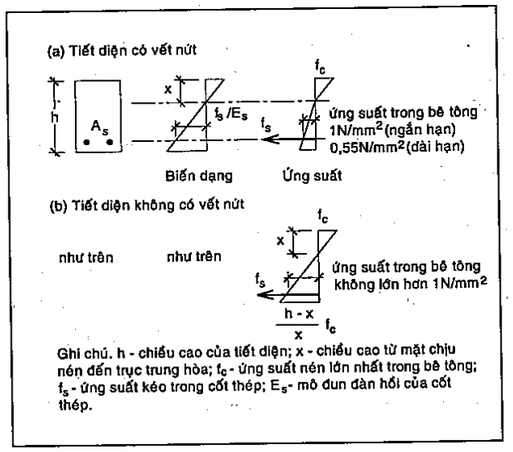
(4) Ứng suất trong bê tông chịu kéo có thể tính toán theo giả thiết ứng suất phân bố theo hình tam giác với giá trị bằng không (0) tại trục trung hòa và giá trị tại trọng tâm cốt thép chịu kéo bằng 1N/mm^2 khi tải tác dụng ngắn hạn và giảm xuống 0,55N/mm^2 khi tải tác dụng dài hạn.

b) Cả bê tông lẫn cốt thép khi kéo và nén được xem như hoàn toàn đàn hồi. Mô đun đàn hồi

[1] Tiếng Anh : "Expected concrete strength" – độ bền của bê tông được quy định trong giai đoạn thiết kế và có thể sẽ đạt được độ bền này sau khi thi công. – (ND).
[2] Tiêu chuẩn Anh quốc quy định mẫu thử độ bền bê tông khối vuông giống tiêu chuẩn Việt Nam : mẫu có kích thước 15×15×15cm. – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

của cốt thép có thể lấy bằng 200kN/mm^2 và mô đun đàn hồi của bê tông lấy theo mục (a) (3) cho cả khi kéo lẫn khi nén.



Hình 3.1. *Các giả thiết trong tính toán độ cong*

Các giả thiết nêu ở trên được minh họa trên hình 3.1. Trong mỗi trường hợp, độ cong được tính toán theo phương trình sau đây :

$$\frac{1}{r_b} = \frac{f_c}{xE_c} = \frac{f_s}{(d-x)E_s} \qquad \text{Phương trình 7}$$

trong đó :

$\frac{1}{r_b}$ độ cong tại giữa nhịp, hoặc đối với dầm công xon là tại tiết diện gối tựa;

f_c ứng suất trong bê tông do tải trọng sử dụng thiết kế gây ra;

E_c mô đun ngắn hạn của bê tông;

f_s ứng suất được dự tính trong cốt thép chịu kéo do tải trọng sử dụng thiết kế;

d chiều cao tính toán của tiết diện;

x chiều cao trục trung hòa;

E_s mô đun đàn hồi của cốt thép.

Đối với trường hợp (b), công thức sau đây có thể sẽ phù hợp hơn :

$$\frac{1}{r_b} = \frac{M}{E_c I} \qquad \text{Phương trình 8}$$

trong đó :

M mô men tại tiết diện đang xét;

I mômen quán tính của tiết diện.

Việc đánh giá ứng suất bằng cách sử dụng giả thiết (a) đòi hỏi các phép tính thử đúng dần. Các phép tính toán này sẽ rất dễ dàng khi sử dụng các chương trình trên máy tính.

Khi đánh giá tổng độ cong dài hạn của tiết diện, có thể chấp nhận quy trình sau đây :

(i) Tính toán độ cong tức thời dưới tác dụng của tổng tải trọng và dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên.

(ii) Tính toán độ cong dài hạn dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên;

(iii) Cộng thêm vào độ cong dài hạn dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên giá trị chênh lệch giữa độ cong do tác dụng của tổng tải trọng và độ cong do tải trọng thường xuyên gây ra.

(iv) Cộng thêm vào độ cong đó giá trị độ cong do co ngót tính từ phương trình sau :

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{\varepsilon_{cs}\alpha_c S_s}{I} \qquad \text{Phương trình 9}$$

trong đó :

$\frac{1}{r_{cs}}$ độ cong do co ngót;

α_e tỷ lệ mô đun = $\frac{E_s}{E_{eff}}$;

ε_{cs} biến dạng co ngót tự do (xem *7.4*);

E_{eff} mô đun đàn hồi tính toán của bê tông, lấy bằng $E_c/(1+\Phi)$;

E_c mô đun ngắn hạn của bê tông;

E_s mô đun đàn hồi của cốt thép;

Φ hệ số từ biến;

I mômen quán tính hoặc của tiết diện có vết nứt hoặc của tiết diện nguyên, phụ thuộc vào độ cong do tải trọng gây ra được tính toán từ các giả thiết (a) hay (b);

Ghi chú: Khi tính toán diện tích cốt thép quy đổi, tỷ lệ mô đun phải xác định như ở trên.

S_s mômen tĩnh[1] của cốt thép so với trọng tâm của tiết diện có vết nứt hay tiết diện nguyên (chọn giá trị nào thích hợp).

3.7 – TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG

3.7.1 – Khái quát

Khi tính toán độ võng của cấu kiện bê tông cốt thép, có một số yếu tố có thể gây khó khăn cho việc tính toán và ảnh hưởng đến độ tin cậy của kết quả tính toán. Các yếu tố đó là :

a) Đánh giá các liên kết ràng buộc do các gối tựa gây ra dựa trên sự đơn giản hóa và thường là các giả thiết chưa chính xác;

b) Tải trọng chính xác hoặc phần tác dụng dài hạn của nó chưa được biết.

Tĩnh tải là yếu tố chủ yếu xác định độ võng và các tác dụng dài hạn giữ vai trò chi phối đáng kể. Do tĩnh tải được biết trong phạm vi giới hạn khá hạn hẹp nên sự thiếu hiểu biết chính xác về hoạt tải không thể là nguyên nhân chủ yếu gây ra những sai số trong tính toán độ võng. Trong hầu hết các trường hợp, hoạt tải thay đổi khá lớn; trong trường hợp đặc biệt, một phần tỷ lệ tải trọng được xem như tải trọng dài hạn và chúng sẽ ảnh hưởng đến sự làm việc dài hạn của cấu kiện (xem mục *3.3.3*).

c) Các cấu kiện ít cốt thép có thể làm việc dưới tác dụng của tải trọng gần với tải trọng sinh ra vết nứt cho cấu kiện. Có thể xảy ra sự khác nhau đáng kể về độ võng và tuỳ thuộc vào cấu kiện có hay không có vết nứt.

d) Các ảnh hưởng về biến dạng của các lớp hoàn thiện và tường ngăn khó có thể đưa vào tính toán và thường bị bỏ qua. Các lớp hoàn thiện và vách ngăn cứng được xây dựng sau khi cấu kiện đã chịu trọng lượng bản thân sẽ làm giảm phần độ võng dài hạn của cấu kiện. Tương tự như hiện tượng từ biến của kết cấu, lớp trát sẽ nằm trong vùng nén và làm giảm biến dạng do từ biến. Nói chung, lớp trát ngoài được thực hiện sau khi tháo thanh chống ván khuôn ra khỏi cấu kiện và phần lớn tỷ lệ độ võng dài hạn sẽ xảy ra trước khi lớp trát có đủ độ cứng để tạo ra sự phân bố đáng kể về độ võng. Có thể kiến nghị là chỉ có 50% độ võng dài hạn có thể xem như có khả năng giảm đi do tác dụng của lớp trát. Nếu các vách ngăn bằng tường gạch được xây ở mặt dưới của cấu kiện và không có khe hở giữa vách và cấu kiện, từ biến sẽ làm cho cấu kiện đè lên vách ngăn và do vách ngăn có độ cứng khá lớn nên nó sẽ ngăn chặn rất hiệu quả biến dạng dọc theo trục của tường. Nếu các vách ngăn xây trên cấu kiện không có tường ở bên dưới, biến dạng dài hạn do từ biến sẽ làm cấu kiện bị tách ra khỏi vách ngăn. Vách ngăn có thể vượt nhịp như những dầm tường tự chịu lực và truyền phần lớn tải trọng lên các đầu của cấu kiện. Vì vậy, nếu vách ngăn được xây qua toàn bộ nhịp cấu kiện không có lỗ cửa ở gần giữa tường, có thể bỏ qua khối lượng của chúng khi tính toán độ võng dài hạn.

Phép tính gần đúng thích hợp để đánh giá độ lớn của các ảnh hưởng đó là tính toán ảnh hưởng lớn nhất và ảnh hưởng nhỏ nhất, sau đó lấy giá trị trung bình.

3.7.2 – Tính toán độ võng từ độ cong

Mối quan hệ giữa độ võng và độ cong của cấu kiện được biểu diễn bằng phương trình sau :

$$\frac{1}{r_x} = \frac{d^2a}{dx^2} \qquad \text{Phương trình 10}$$

trong đó :

$1/r_x$ độ cong tại x;

a độ võng tại x;

Độ võng được tính toán trực tiếp từ phương trình này bằng cách tính toán độ cong tại các tiết diện liên tiếp nhau dọc theo cấu kiện và sử dụng kỹ thuật tích phân số. Thay cho cách làm này, có thể sử dụng phép tính đơn giản hóa sau đây :

$$a = Kl^2\frac{1}{r_b} \qquad \text{Phương trình 11}$$

[1] Tiếng Anh : "The First Moment of Area of the Reinforcement" – mômen bậc một của diện tích cốt thép. Thực chất đó là mômen tĩnh của diện tích cốt thép. – (ND).

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

trong đó :

l nhịp tính toán của cấu kiện;

$\frac{1}{r_b}$ độ cong ở giữa nhịp, hoặc đối với dầm công xon là độ cong ở tiết diện gối tựa;

K hằng số phụ thuộc vào dạng của biểu đồ mô men uốn.

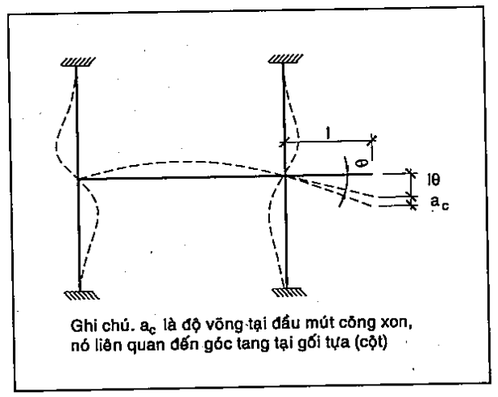
Bảng 3.1 đưa ra các giá trị hệ số K đối với các dạng biểu đồ mô men uốn khác nhau. Do phương pháp tính toán không mô tả quan hệ đàn hồi giữa mô men và độ cong, độ võng dưới tác dụng của các tải trọng phức tạp nên không thể tính toán bằng cách tính tổng các độ võng dưới tác dụng của mỗi tải trọng. Phải sử dụng giá trị K tương ứng với toàn bộ tải trọng.

Trong một số trường hợp đặc biệt, việc tính toán độ võng của dầm công xon cần phải xem xét một cách thận trọng. Công thức thường sử dụng để tính toán độ võng ở đầu công xon với giả thiết rằng công xon được ngàm cứng theo phương ngang tại chân công xon. Trong thực tế, điều này không thể có được vì tải trọng trên ngay chính công xon hoặc trên các cấu kiện khác nối với công xon có thể gây ra góc xoay ngay tại chân công xon. Nếu góc xoay tại chân công xon bằng θ, độ võng của đầu công xon sẽ tăng thêm hoặc giảm đi một lượng bằng θl. Có hai khởi nguồn của góc xoay tại chân công xon có thể xảy ra. Thứ nhất, góc xoay tại nút khung có công xon (xem hình 3.2). Vấn đề này phải chú ý chỉ khi kết cấu đỡ dầm khá mềm. Thứ hai, dù rằng công xon được liên kết cứng với kết cấu nhưng vẫn xảy ra một ít góc xoay tại chân công xon. Đó là do ứng suất cốt thép (đạt giá trị lớn nhất tại chân công xon) có thể phân tán vào kết cấu đỡ dầm trên suốt chiều dài thanh thép neo vào gối tựa. Để tính đến vấn đề này, điều quan trọng là sử dụng chiều dài tính toán của công xon đã được xác định trong *3.4.1.4* của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

Nếu sử dụng bảng 3.1 để tính toán hệ số K bằng phương pháp cộng tác dụng, có thể giả thiết rằng độ võng lớn nhất xảy ra ở giữa nhịp đồng thời không tạo ra những sai số nghiêm trọng.

Vấn đề tính toán độ võng của bản hai phương không đơn giản. Trước khi xuất hiện vết nứt, bản làm việc trong giai đoạn đàn hồi, đẳng hướng. Sau khi có vết nứt, bản sẽ trở thành không đẳng hướng và lượng không đẳng hướng đó sẽ thay đổi liên tục theo sự biến đổi của tải trọng, đồng thời việc xác định chính xác mặt phẳng mô men đối với bản sàn dưới tác dụng của tải trọng đặc biệt thường không khả thi. Do đó, độ võng của bản sàn được giải quyết theo cách tốt nhất là sử dụng tỷ số nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện. Tuy nhiên, nếu người kỹ sư cho rằng việc tính toán độ võng của bản sàn là cần thiết thì có thể áp dụng quy trình được giới thiệu ở dưới đây.

Dải bản sàn có bề rộng bằng đơn vị được chọn sao cho mô men lớn nhất dọc theo dải đó là mô men lớn nhất trên bản sàn (ví dụ bản chữ nhật), dải vượt nhịp qua cạnh ngắn của bản và nối tim của các cạnh dài. Mô men uốn dọc theo dải đó xác định theo phương pháp phân tích đàn hồi là tốt nhất, nhưng có thể lấy xấp xỉ bằng 70% mô men dùng cho thiết kế ở trạng thái phá hoại[1]. Sau đó, biến dạng của bản được tính toán như đối với dầm. Phương pháp này là phương pháp có mức độ an toàn thấp.



Ghi chú. a_c là độ võng tại đầu mút công xon, nó liên quan đến góc tang tại gối tựa (cột)

Hình 3.2. *Độ võng của công xon trong hệ kết cấu khung*

3.8 – TÍNH TOÁN BỀ RỘNG VẾT NỨT

3.8.1 – Khái quát

Các quy tắc về khoảng cách cốt thép nêu trong *3.12.11* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 đảm bảo cho vết nứt không quá lớn trong thực tế, nhưng có thể bố trí cốt thép với khoảng cách lớn hơn nếu có kiểm tra bề rộng vết nứt bằng tính toán.

[1] Tiếng Anh : "The Collapse Design" – (ND).

Bề rộng vết nứt do uốn tại điểm đặc biệt trên bề mặt của cấu kiện phụ thuộc trước tiên vào ba yếu tố :

a) mức độ gần với điểm đang xét của cốt thép bố trí vuông góc với vết nứt;

b) mức độ gần của trục trung hòa với điểm đang xét;

c) biến dạng của mặt trung bình tại điểm đang xét.

Phương trình 12 trong *3.8.3* đưa ra mối quan hệ giữa bề rộng vết nứt và sự biến thiên của ba biến số chính đã nêu trên, các tham số đó sẽ mang lại kết quả chính xác có thể chấp nhận được đối với hầu hết các trường hợp thiết kế thông thường; tuy nhiên, phải chú ý sử dụng công thức trong các cấu kiện chủ yếu chịu kéo dọc trục.

Cần phải nhớ rằng vết nứt là hiện tượng có một phần ngẫu nhiên và không thể dự báo chính xác bề rộng lớn nhất của vết nứt. Công thức nhằm mục đích tính toán bề rộng vết nứt với khả năng sai số nhỏ và chấp nhận được, vì vậy vết nứt ngẫu nhiên lớn hơn một chút so với vết nứt đã dự tính không cần quan tâm đến. Tuy nhiên, phải cố gắng giải thích được sự hiện diện của một số lượng lớn các vết nứt trong kết cấu có bề rộng lớn hơn bề rộng tính toán.

Bảng 3.1 – Các giá trị K đối với các biểu đồ mô men khác nhau

Tải trọng	Biểu đồ mô men uốn	K
M ( ) M	M	0,125
al, W, l	M = Wa(1-a)l	$\frac{3 - 4a^2}{48(1 - a)}$ *nếu a = 1/2 K = 1/12*
M	M	0,0625
al, W/2 W/2, al, l	$M = \frac{Wal}{2}$	$0,125 - \frac{a^2}{6}$
q, l	$M = \frac{ql^2}{8}$	0,104
q, l	$M = \frac{ql^2}{15,6}$	0,102
q, l	M_A M_C M_B	K = 0,104(1 - β/10) $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
al, W, l	Wal	võng đầu công xon $= \frac{a(4 - a)}{12}$ tải ở đầu mút, K=0,333
al, q, l	$\frac{qa^2l^2}{2}$	$= \frac{a(3 - a)}{12}$ nếu a = l, K=0,25
l	M_A M_C M_B	K = 0,083(1 - β/4) $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
al, al, l	$M = \frac{ql^2(3 - 4a^2)}{24}$	$= \frac{1}{80} \frac{(5 - 4a^2)^2}{3 - 4a^2}$

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.8.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho mục *3.8.*

a' khoảng cách từ mặt chịu nén đến điểm tính toán bề rộng vết nứt

a_{cr} khoảng cách từ điểm đang xét đến bề mặt của thanh thép dọc gần nhất

A_s diện tích cốt thép chịu kéo

b_t bề rộng của tiết diện tại trọng tâm cốt thép chịu kéo

c_{min} chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ cốt thép chịu kéo

d chiều cao tính toán của tiết diện

E_s mô đun đàn hồi của cốt thép (N/mm^2)

h chiều cao tiết diện

R hệ số ngăn cản (xem bảng 3.3)

x chiều cao trục trung hòa

α hệ số giãn nở của bê tông

Δ_t độ chênh lệch nhiệt độ

ε_1 biến dạng tại vị trí đang xét, tính toán bỏ qua ảnh hưởng độ cứng của phần bê tông trong vùng kéo

ε_m biến dạng trung bình tại vị trí xem xét vết nứt

ε_r biến dạng kèm theo do vết nứt

3.8.3 – Tính toán bề rộng vết nứt

Biến dạng trong cốt thép chịu kéo theo quy định được giới hạn đến $0,8f_y/E_s$, bề rộng vết nứt bề mặt theo thiết kế không được lớn hơn các giá trị được quy định trong *3.2.4* và có thể tính toán theo phương trình sau đây :

$$\text{Bề rộng vết nứt bề mặt theo thiết kế} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1+2\left(\frac{a_{cr}-c_{min}}{h-x}\right)}$$

Phương trình 12

Biến dạng trung bình trong cốt thép ε_m có thể tính toán trên cơ sở các giả thiết nêu trong mục *3.6.* Phương pháp xấp xỉ có thể cũng đáp ứng được yêu cầu tính toán ứng suất trong cốt thép trên cơ sở tiết diện có vết nứt và sau đó giảm ứng suất đi một lượng bằng lực kéo gây ra ứng suất phân bố tác dụng lên vùng kéo xác định theo mục *3.6a4* chia cho diện tích cốt thép. Đối với vùng chịu kéo hình chữ nhật :

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 = \frac{b_t(h-x)(a'-x)}{3E_sA_s(d-x)}$$ Phương trình 13

Đối với trường hợp toàn bộ tiết diện chịu kéo, giá trị tính toán $(h - x)$ có thể tính toán bằng cách nội suy giữa các điều kiện giới hạn sau đây:

a) khi trục trung hòa nằm ở mặt chịu nén ít hơn, $(h - x) = h$ (nghĩa là $x = 0$);

b) đối với kéo dọc trục, $(h - x) = 2h$.

Khi ε_m có giá trị âm, chứng tỏ rằng tiết diện chưa bị nứt.

Khi tính toán biến dạng, mô đun đàn hồi của bê tông phải lấy bằng 1/2 các giá trị mô đun tức thời.

Khi có thể cho rằng bê tông có khả năng chịu được co ngót rất cao (> 0,0006), ε_m phải lấy tăng lên bằng cách bổ sung thêm 50% biến dạng co ngót kỳ vọng[1]; trong trường hợp ngược lại, có thể bỏ qua co ngót.

Ghi chú: Phép gần đúng đã tính đến các sai số cho phép ước lượng đối với tác dụng dài hạn.

3.8.4 – Vết nứt ban đầu do nhiệt

3.8.4.1 – Khái quát

Trong bê tông chịu tác động ngăn cản co giãn ở bên trong hoặc bên ngoài, ứng suất nhiệt có thể gây ra các vết nứt. Các vết nứt có thể xảy ra theo hai cơ chế khác nhau :

a) *Gradient nhiệt độ bên trong.* Vết nứt sinh ra do sự thay đổi nhiệt độ chênh lệch nhau trong các mẻ bê tông khối lớn là khá phổ biến. Do đó, độ dẫn nhiệt của bê tông thấp sẽ ngăn cản sự phát tán nhanh nhiệt và nhiệt độ trong bê tông sẽ tăng lên. Bề mặt bê tông tiếp xúc trực tiếp với môi trường bên ngoài sẽ mất nhiệt nhanh hơn và do đó nhiệt độ trong bê tông tăng lên chậm hơn. Độ giãn của phần bê tông bên trong khi đang nóng nếu lớn quá sẽ có thể làm giãn vùng bề mặt đang ở trạng thái nguội và xảy ra vết nứt. Trong quá trình làm nguội liên tục, có thể xảy ra ảnh hưởng ngược lại và làm nứt vùng trung tâm của khối bê tông.

b) *Ngăn cản co giãn từ bên ngoài trong quá trình nguội.* Vết nứt sinh ra do sự ngăn cản khả năng co giãn nhiệt xảy ra phổ biến trong khi đổ bê tông tường vào các nền cứng như đã mô tả trong BS 5337. Trong quá trình tăng nhiệt, bê tông có mô đun đàn hồi tương đối thấp và ứng suất nén gây ra do sự giãn nở bị ngăn cản sẽ giảm đi bởi hiện tượng từ biến. Trong quá trình nguội, bê tông sẽ hóa cứng và sự co ngót do nhiệt bị ngăn cản, ứng suất kéo phát sinh sẽ giảm đi ít hơn. Ứng suất kéo này có đủ độ lớn để tạo ra các vết nứt ở giữa hay 1/3 nhịp. Trong các trường hợp cấu kiện bị ngăn cản co giãn hoàn toàn[1], nhiệt độ chỉ thay đổi 10^0C cũng có thể gây ra các vết nứt (xem bảng 3.2). Vì vậy, sự tăng cao nhiệt độ có thể làm giảm độ bền dài hạn song lại không phải là bản chất của sự đẩy nhanh quá trình nứt. Tuy nhiên, nếu không bị ngăn cản, bê tông sẽ co lại mà không có vết nứt.

Các giá trị điển hình về sự ngăn cản co giãn ghi nhận được đối với hàng loạt các loại hình đổ bê tông được nêu trong bảng 3.3. Đối với hầu hết các tình huống, luôn luôn chỉ có một số bậc ngăn cản co giãn và rất hiếm khi bị ngăn cản toàn bộ. Ngay cả khi đổ bê tông tường lên móng, giá trị ngăn cản co giãn cũng không có khả năng lớn hơn giá trị hệ số R = 0,7. Để giảm thiểu sự ngăn cản co giãn, khi có điều kiện, cần phải tránh đổ bê tông chèn kín ô kết cấu và bê tông phải có một đầu tự do để có khả năng co giãn nhiệt.

Khả năng giảm nhiệt tối đa nêu trong bảng 3.2 được áp dụng cho những mẻ bê tông chịu những hình thức ngăn cản nhất định về nhiệt. Tuy nhiên trong thực tế, kiềm chế co giãn lại đưa đến những ngăn cản co giãn nhiệt khác nhau và phụ thuộc vào bản chất của sự phân bố nhiệt và tỷ lệ của các vùng "nóng" và "lạnh". Kinh nghiệm đã cho thấy rằng có thể tránh được hiện tượng nứt khi ngăn cản được sự chênh lệch nhiệt độ trong bê tông cốt liệu sỏi đến 20°C. Điều đó tương đương với hệ số ngăn cản co giãn R = 0,36 và các giá trị tương ứng của bê tông với các loại cốt liệu khác được nêu trong bảng 3.2.

3.8.4.2 – Tính toán bề rộng vết nứt ban đầu do nhiệt

Thành phần ngăn cản co giãn về biến dạng nhiệt ε_r sẽ được điều chỉnh bởi các vết nứt và được nêu trong phương trình sau đây :

$$\varepsilon_r = 0,8\Delta_t\,\alpha R$$ Phương trình 14

Bề rộng vết nứt có thể tính toán bằng cách thay thế ε_r bằng ε_m trong phương trình 12 (xem mục *3.8.3*).

---

[1] Tiếng Anh : "The Expected Shrinkage Strain" – biến dạng do co ngót được dự tính trong thiết kế và hy vọng sẽ đạt được trong thực tế – (ND).

[1] Tiếng Anh : "Fully Restrained Element" – nghĩa là cấu kiện bê tông bị kiềm chế co giãn bởi các bộ phận như ván khuôn, các kết cấu bao quanh cấu kiện đổ bê tông v.v... làm ngăn cản sự giãn nở tự do của bê tông khi có nhiệt. – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 3.2 – Sự thay đổi nhiệt giới hạn nhằm tránh vết nứt

Dạng cốt liệu	Hệ số giãn nở nhiệt	Khả năng biến dạng kéo (10^{-4})	Giới hạn hạ nhiệt đối với hệ số ngăn cản co giãn (R) khác nhau				Giới hạn độ chênh nhiệt độ khi R=0,36
			1,00	0,75	0,50	0,25	
	(10^{-6}/^{0}C)		^{0}C	^{0}C	^{0}C	^{0}C	^{0}C
Sỏi	12,0	70	7,3	9,7	14,6	29,2	20,0
Đá granit	10,0	80	10,0	13,3	20,0	40,0	27,7
Đá vôi	8,0	90	14,1	18,8	28,2	56,3	39,0
p.f.a[1] nung kết	7,0	110	19,6	26,2	39,2	78,4	54,6

Bảng 3.3 – Các giá trị ngăn cản co giãn từ bên ngoài ghi nhận được từ các kết cấu khác nhau

Loại hình đổ bê tông	Hệ số ngăn cản co giãn R
Tường mỏng đúc trên khối móng bê tông	0,6 đến 0,8 tại chân đế 0,1 đến 0,2 tại đỉnh
Mẻ bê tông khối lớn đổ vào khe nứt	0,1 đến 0,2
Mẻ bê tông khối lớn đúc trên khối bê tông hiện hữu	0,3 đến 0,4 tại chân đế 0,1 đến 0,2 tại đỉnh
Bản treo	0,2 đến 0,4
Chèn kín toàn bộ ô kết cấu, nghĩa là bị kiềm chế rất chặt	0,8 đến 1,0

[1] "p.f.a" – pulverzed fuel ash (xem mục *3.1.5.2.1*, BS 8110 : Phần 1) – nghĩa là loại tro nhiên liệu phun trong thành phần xi măng và bê tông – (ND).

Chương 4
KHẢ NĂNG CHỊU LỬA

4.1 – KHÁI QUÁT

4.1.1 – Các phương pháp

Thông qua chương này, khả năng chịu lửa của cấu kiện hoặc tổ hợp các cấu kiện được xác định từ một trong những phương pháp sau đây :

a) Phương pháp 1. Tra bảng : thông tin và các bảng do "Cơ sở nghiên cứu xây dựng"[1] phê chuẩn để phổ biến rộng rãi và được xuất bản trong "Bản hướng dẫn xây dựng các cấu kiện chịu lửa"[2].

b) Phương pháp 2. Thí nghiệm khả năng chịu lửa : áp dụng trực tiếp các kết quả thí nghiệm khả năng chịu lửa của cấu kiện.

c) Phương pháp 3. Các tính toán kỹ thuật về khả năng chịu lửa : các cơ sở tính toán khả năng chịu lửa của cấu kiện.

Ghi chú: Các phương pháp này không áp dụng cho cột hay tường.

4.1.2 – Các cấu kiện

Khả năng chịu lửa của cấu kiện được biểu thị bằng thành phần thời gian và được xác định theo BS 476 : Phần 8 : 1972, trong đó cấu kiện tiếp xúc với nhiệt bị khống chế theo đường cong nhiệt độ/thời gian tiêu chuẩn.

Ghi chú: Quan hệ giữa các ảnh hưởng của ngọn lửa thực và ngọn lửa theo tiêu chuẩn nằm ngoài phạm vi của quy phạm này.

4.1.3 – Kết cấu tổng thể

Khả năng chịu lửa của tổng thể kết cấu bê tông không nhất thiết là khả năng chịu lửa gán cho từng cấu kiện riêng rẽ. Các yếu tố như độ bền vững, tính liên tục của cốt thép, mức độ giảm tải, kết cấu tổ hợp và khả năng của các biện pháp thay đổi gối đỡ tải có thể cải thiện đáng kể sự làm việc chịu lửa của kết cấu. Vì thế, cần phải đặc biệt chú ý đến cấu tạo nhằm đảm bảo tỷ lệ độ mảnh của các kết cấu đúc sẵn hoặc kết cấu đổ tại chỗ.

4.1.4 – Bề mặt tiếp xúc với lửa

Bề mặt tiếp xúc với lửa theo các thí nghiệm tiêu chuẩn đối với các cấu kiện sẽ như sau :

Tường : một mặt
Sàn : mặt dưới
Dầm : các mặt bên và mặt dưới
Cột : tất cả các mặt (hở hoàn toàn) hoặc một hay nhiều mặt (bảo vệ bởi các tường kế cận).

Trong thực tế, có những trường hợp đặc biệt tường bị đốt nóng trên cả hai mặt, khi đó ngọn lửa lan từ phòng này sang phòng khác, hoặc đối với tường ngoài, ngọn lửa xuyên qua cửa sổ. Ảnh hưởng này chỉ có ý nghĩa quan trọng khi tường thuộc kết cấu chịu lực và không được thiết kế như bức tường ngăn lửa. Các xem xét tương tự cũng áp dụng đối với sàn.

4.1.5 – Các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu lửa

Trong mỗi phương pháp đã nêu ở trên, các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu lửa của cấu kiện bê tông bao gồm :

a) kích thước và hình dạng cấu kiện;
b) vị trí và các tính chất của cốt thép hay thép căng;
c) tải trọng;
d) dạng bê tông và cốt liệu;
e) lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép hoặc thép căng;
f) điều kiện đầu gối tựa.

[1] "The Building Research Establishment" – (ND).
[2] "Guidelines for the construction of the fire resisting structural elements". Đa4y là ấn phẩm của Trạm nghiên cứu xây dựng (The Building Research Station, Garston, Watford, Herts WD2 7JR) – (ND).

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phương pháp 3 cho phép có sự tương hỗ giữa các yếu tố trên để đưa vào tính toán.

4.1.6 – Phá vỡ bê tông ở nhiệt độ cao

Tốc độ đốt nóng tăng nhanh, ứng suất nén khá cao hoặc độ ẩm lớn (trên 5% khối tích hoặc trên 2% – 3% khối lượng thể tích của bê tông) có thể dẫn đến sự phá vỡ bê tông ở nhiệt độ cao, đặc biệt đối với cấu kiện có bề dày lớn hơn (40 – 50)mm. Sự phá vỡ đó của bê tông sẽ làm suy yếu tính năng của kết cấu do cốt thép hay thép căng tiếp xúc với lửa hoặc làm giảm diện tích tiết diện ngang của bê tông. Bê tông chế tạo bằng cốt liệu đá vôi khó có khả năng bị phá vỡ hơn so với bê tông làm từ cốt liệu chứa với hàm lượng cao các thành phần silic (như hạt sa thạch, thạch anh, granite). Bê tông chế tạo từ cốt liệu nhẹ rất ít khi bị vỡ vụn.

Theo các thí nghiệm về khả năng chịu lửa, có thể thấy rằng hình thức đặc biệt của kết cấu có thể tạo ra được tính năng theo yêu cầu mà không cần có thêm biện pháp nào để tránh sự phá vỡ bê tông. Bằng các nguyên lý kỹ thuật về cháy, người thiết kế có khả năng chứng minh được rằng hoàn toàn có thể dự trù đầy đủ những tính năng đặc biệt, thậm chí khi phá vỡ lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép chủ chịu kéo.

4.1.7 – Phòng chống phá vỡ bê tông

Trong phương pháp xác định khả năng chịu lửa, phải có biện pháp phòng tránh khả năng mất lớp bảo vệ và có thể gây nguy hiểm cho kết cấu. Các biện pháp được chấp nhận bao gồm :

a) hoàn thiện bằng tay hay bằng cách phun vữa vôi hay thạch cao, vữa vermiculite[1], v.v...;

b) sử dụng trần giả như là lớp ngăn cháy;

c) sử dụng cốt liệu nhẹ;

d) sử dụng cốt thép chịu kéo kiểu hy sinh[2].

Ghi chú: Sử dụng lớp hoàn thiện hoặc trần giả có thể làm tăng khả năng chịu lửa của cấu kiện. Xem mục *4.2.4.*

[1] Vermiculite – tên chung cho các loại silicat nhôm, manhê, sắt ngậm nước làm cốt liệu cho vữa hay bê tông chống cháy, cách nhiệt – (ND).

[2] Nguyên bản là "sacrificial tensile steel" – cốt thép chịu kéo kiểu hy sinh. Đây là hình thức cốt thép phía ngoài, bảo vệ cho cốt thép phía trong và có thể bỏ đi khi có cháy – (ND).

Lưới thép hàn đôi khi cũng được sử dụng như là lớp cốt thép bổ sung nhằm chống lại khả năng phá vỡ bê tông; lớp lưới thép này đặt trong phạm vi 20mm của lớp bảo vệ tính từ mặt bê tông. Thực tế cho thấy rất khó cố định lưới thép vào vị trí trong khi đầm bê tông; trong những trường hợp đặc biệt, cũng có thể có một số điểm mâu thuẫn với các chỉ dẫn về độ bền lâu trong quy phạm này.

4.1.8 – Cấu tạo

Cấu tạo kết cấu cho một trong ba phương pháp thiết kế nêu trên phải thể hiện đầy đủ các giả thiết thiết kế về những biến đổi các đặc trưng độ bền của vật liệu và sự phân bố tải trọng trong quá trình xảy ra cháy. Đặc biệt là việc cấu tạo cốt thép phải phản ảnh được sự thay đổi tác dụng chịu lực và phải đảm bảo được các cấu kiện cũng như tổng thể kết cấu phải có đủ các gối tựa, giằng và neo theo yêu cầu chống cháy.

4.2 – CÁC YẾU TỐ XÁC ĐỊNH KHẢ NĂNG CHỊU LỬA

4.2.1 – Khái quát

Phải xét đến các yếu tố nêu trong các mục *4.2.2* đến *4.2.10* khi xác định khả năng chịu lửa của bất kỳ cấu kiện hay phương pháp nào.

4.2.2 – Cốt liệu

Các bảng 4.1 đến 4.6 trong phương pháp 1 thuộc về hai loại bê tông :

a) bê tông đặc chắc : các cốt liệu có chứa đá vôi và cốt liệu silic (như hạt sa thạch, thạch anh, granite);

b) bê tông nhẹ (≤ 2000kg/m^3) : cốt liệu làm từ tro nhiên liệu phun (p.f.a), sét và đá phiến sét trương nở, v.v...

Nói chung, các cốt liệu có chứa đá vôi (ví dụ đá vôi) sẽ tạo ra tính năng chịu lửa tốt hơn so với các cốt liệu chứa silic. Tuy nhiên, các số liệu cho phép thiết lập một bảng hoàn chỉnh, song vẫn chưa đầy đủ, ngoại trừ đối với cột. Do đó, khi sử dụng cốt liệu chứa đá vôi trong phương pháp 1, các kích thước được sử dụng phải là kích thước đối với bê tông đặc chắc.

4.2.3 – Lớp bảo vệ cốt thép chủ

Lớp bảo vệ phải có khả năng bảo vệ cốt thép chống cháy và chống lại sự tấn công của môi trường trong một thời gian lâu dài. Việc lựa chọn chiều dày lớp bảo vệ phải dựa trên cơ sở của nhiều vấn đề phức tạp. Trong chương này, "lớp bảo vệ" là khoảng cách giữa mặt bê tông bị đốt nóng gần nhất và bề mặt của cốt thép chủ hoặc giá trị trung bình được xác định như ở dưới đây.

Ghi chú 1: Định nghĩa này khác với định nghĩa về "lớp bảo vệ danh nghĩa" sử dụng trong BS 8110 : Phần 1; trong thực tế, lớp bảo vệ được xem như là lớp bảo vệ danh nghĩa cho tất cả cốt thép.

a) Bản sàn. Chiều dày của lớp bảo vệ là khoảng cách trung bình tính từ mặt dưới sàn hoặc mặt bị đốt nóng. Với một lớp cốt thép bố trí theo một phương, phải sử dụng khoảng cách thực tế, nghĩa là C_1. Với bản sàn hai phương, khoảng cách trung bình được tính toán bằng cách lấy cốt thép trên cả hai phương như là cốt thép nhiều lớp. Với bản sàn một phương, chỉ có những lớp cốt thép trên cùng một phương mới được đưa vào tính toán xác định khoảng cách trung bình. Khoảng cách trung bình C_{ave} được tính toán như sau :

$$C_{ave} = \frac{A_1C_1 + A_2C_2 + ... + A_nC_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n} = \frac{\Sigma AC}{\Sigma A}$$

Phương trình 15

trong đó :

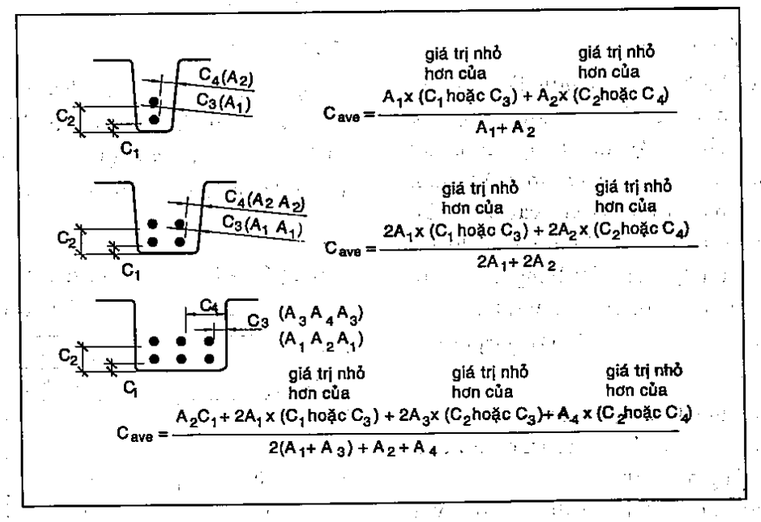
A diện tích cốt thép (hay thép căng) chịu kéo;

C khoảng cách giữa mặt tiếp xúc gần nhất và cốt thép chủ.

b) Dầm chữ nhật. Chiều dày tính toán của lớp bảo vệ C_{ave} đối với một cụm cốt thép chủ được xác định như mục (a). Các ví dụ tính toán chiều dày trung bình của lớp bảo vệ được nêu trên hình 4.1.

Ghi chú 2: Phương pháp 3. Khi C_1 (bản sàn) hoặc C_1 hoặc C_3 đối với các thanh cốt thép nằm ở góc (dầm chữ nhật) nhỏ hơn một nửa C_{ave}, phải không được xét đến các cốt thép đó trong tính toán khả năng chịu lực giới hạn ở nhiệt độ cao.

c) Dầm tiết diện chữ I. Chiều dày tính toán của lớp bảo vệ C_{ave}, sau khi xác định theo mục (b), sẽ được điều chỉnh bằng cách nhân chúng với 0,6 nhằm cho phép truyền nhiệt bổ sung qua mặt cánh phía trên.



Hình 4.1. *Tính toán chiều dày trung bình của lớp bảo vệ*

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

4.2.4 – Bảo vệ bổ sung

Khi hoàn thiện cho các cấu kiện khác bằng các loại vữa thạch cao hoặc phun sợi, có thể thừa nhận rằng lớp cách nhiệt ít nhất tương đương với bê tông có cùng chiều dày. Vì vậy, lớp hoàn thiện đó có thể sử dụng để bù đắp cho phần chiều dày lớp bảo vệ bị thiếu hụt. Tuỳ thuộc vào các điều khoản trong Bản hướng dẫn của Cơ sở nghiên cứu xây dựng (BRE)[1], những chỉ dẫn sau đây có thể liên quan đến việc sử dụng các biện pháp bảo vệ bổ sung với chiều dày không lớn hơn 25mm cho các cấu kiện bê tông cốt thép và bê tông cốt thép ứng suất trước. Trong mỗi trường hợp, chiều dày bê tông tương đương có thể thay bằng biện pháp bảo vệ dưới đây :

Vữa Vữa thạch cao	≡	0,6 × chiều dày bê tông
Vữa thạch cao nhẹ Vữa nhẹ phun cách nhiệt	≡	1,0 × chiều dày bê tông đến 2h 2,0 × chiều dày bê tông > 2h
Tấm vermiculite	≡	1,0 × chiều dày bê tông đến 2h 1,5 × chiều dày bê tông > 2h

4.2.5 – Chiều dày bản sàn

Trong tất cả các phương pháp, chiều dày bản sàn bị chi phối bởi kích thước của bản sàn. Trong các bản sàn đặc, chiều dày được tính bằng chiều dày thực tế của bản sàn cộng với các lớp hoàn thiện khó cháy ở mặt phía trên. Trong các bản sàn rỗng (hoặc các dầm chèn các khối gạch block), chiều dày tính toán t_e phải lấy bằng tổng các phần đặc trên một đơn vị bề rộng như sau :

$$t_e = h\sqrt{\xi} + t_f \qquad \text{Phương trình 16}$$

trong đó :

h chiều dày thực tế của bản sàn;

ξ tỷ lệ của phần vật liệu đặc trên một đơn vị chiều rộng bản sàn;

t_f chiều dày của lớp hoàn thiện bằng vật liệu khó cháy.

Đối với bản sàn sườn, chiều dày có thể bao gồm các lớp hoàn thiện bằng vật liệu khó cháy ở phía trên.

4.2.6 – Chiều rộng của dầm

Đối với tất cả các loại dầm, chiều rộng để đáp ứng các số liệu tra bảng là chiều rộng được xác định tại cao độ của cốt thép thấp nhất. Đối với dầm tiết diện chữ I, chiều dày sườn b_w của dầm tiết diện chữ I hở hoàn toàn phải không được nhỏ hơn 0,5 chiều rộng tối thiểu quy định trong bảng dành cho dầm với các thời gian chịu lửa khác nhau.

4.2.7 – Sự phân biệt giữa sườn và dầm

Khi sự phá hoại của sườn không ảnh hưởng nghiêm trọng đến khả năng ổn định và tính nguyên vẹn của bản sàn, khoảng cách của các sườn phải lấy theo sự lựa chọn của người thiết kế; trong trường hợp ngược lại, khoảng cách tối đa của các sườn tính từ tim đến tim không được lớn hơn 1,5m hoặc phải xử lý như dầm.

4.2.8 – Dầm và sàn

Các bảng 4.3 đến 4.5 nêu ra các kích thước tối thiểu về chiều rộng, chiều dày và lớp bảo vệ của dầm và sàn. Các ví dụ về kết cấu này được minh họa trên hình 4.2.

4.2.9 – Cột

Bảng 4.2 đưa ra các kích thước tối thiểu về chiều rộng và chiều dày thực tế của lớp bảo vệ (không phải là C_{ave}) đối với cột bê tông cốt thép. Các ví dụ được minh họa trên hình 4.3.

Bảng 4.1 – Sự thay đổi của lớp bảo vệ cốt thép chủ theo chiều rộng cấu kiện

Độ tăng tối thiểu bề rộng	Độ giảm chiều dày lớp bảo vệ	
	Bê tông đặc chắc	Bê tông nhẹ
mm	mm	mm
25	5	5
50	10	10
100	15	15
150	15	20

Ghi chú. Bảng này được dùng để thiết lập bảng 3.5 của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

[1] "Building Research Establishment" (BRE) – (ND).

Bảng 4.2 – Cột bê tông cốt thép

Bản chất của kết cấu và vật liệu		Kích thước tối thiểu (không bao gồm lớp hoàn thiện khó cháy) đối với khả năng chịu lửa bằng					
		0,5h	1h	1,5h	2h	3h	4h
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Hở hoàn toàn :							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	150	200	250	300	400	450
	Lớp bảo vệ*	20	25	30	35	35	35
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	150	160	200	240	320	360
	Lớp bảo vệ*	20	20	25	35	35	35
Hở 50% :							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	125	160	200	200	300	350
	Lớp bảo vệ*	20	25	25	25	30	35
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	125	130	160	185	250	275
	Lớp bảo vệ*	20	20	25	25	30	40
Hở một mặt :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	100	120	140	160	200	240
	Lớp bảo vệ*	20	25	25	25	25	25
Bê tông nhẹ	Chiều dày	100	120	140	160	200	240
	Lớp bảo vệ*	10	20	20	25	25	25

* Lớp bảo vệ ở đây là lớp bảo vệ cốt thép chủ (xem *4.2.3*). Với mục đích thực hành, lớp bảo vệ được biểu thị bằng chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ cốt thép và các giá trị trong bảng cần phải giảm theo.

Bảng 4.3 – Dầm bê tông

Bản chất của kết cấu và vật liệu		Kích thước tối thiểu (không bao gồm lớp hoàn thiện khó cháy) đối với khả năng chịu lửa bằng					
		0,5h	1h	1,5h	2h	3h	4h
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
BTCT (gối tựa đơn):							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	80	120	150	200	240	280
	Lớp bảo vệ*	20	30	40	50	70	80
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	80	100	130	160	200	250
	Lớp bảo vệ*	15	20	35	45	55	65
BTCT (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	80	80	120	150	200	240
	Lớp bảo vệ*	20	20	35	50	60	70
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	60	80	90	110	150	200
	Lớp bảo vệ*	15	20	25	35	45	55
Bê tông ứng suất trước (gối tựa đơn) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	100	120	150	200	240	280
	Lớp bảo vệ*	25	40	55	70	80	90
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	80	110	130	160	200	250
	Lớp bảo vệ*	25	30	45	55	65	75
Bê tông ứng suất trước (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều rộng	80	100	120	150	200	240
	Lớp bảo vệ*	20	30	40	55	70	80
Bê tông nhẹ	Chiều rộng	80	90	100	125	150	200
	Lớp bảo vệ*	20	25	35	45	55	65

* Lớp bảo vệ ở đây là lớp bảo vệ cốt thép chủ (xem *4.2.3*). Với mục đích thực hành, lớp bảo vệ được biểu thị bằng chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ cốt thép và các giá trị trong bảng cần phải giảm theo.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 4.4 – Sàn bê tông trần phẳng

Bản chất của kết cấu và vật liệu		Kích thước tối thiểu (không bao gồm lớp hoàn thiện khó cháy) đối với khả năng chịu lửa bằng					
		0,5h	1h	1,5h	2h	3h	4h
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
BTCT (gối tựa đơn):							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	75	95	110	125	150	170
	Lớp bảo vệ*	15	20	25	35	45	55
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Lớp bảo vệ*	15	15	20	25	35	45
BTCT (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	75	95	110	125	150	170
	Lớp bảo vệ*	15	20	20	25	35	45
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Lớp bảo vệ *	15	15	20	20	25	35
Bê tông ứng suất trước (gối tựa đơn) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	75	95	110	125	150	170
	Lớp bảo vệ*	20	25	30	40	55	65
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Lớp bảo vệ*	20	20	30	35	45	60
Bê tông ứng suất trước (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	75	95	110	125	150	170
	Lớp bảo vệ*	20	20	25	35	45	55
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Lớp bảo vệ*	20	20	25	30	35	45

* Lớp bảo vệ ở đây là lớp bảo vệ cốt thép chủ (xem *4.2.3*). Với mục đích thực hành, lớp bảo vệ được biểu thị bằng chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ cốt thép và các giá trị trong bảng cần phải giảm theo.

4.3 – SỐ LIỆU BẢNG (PHƯƠNG PHÁP 1)

4.3.1 – Phương pháp thiết kế theo hướng dẫn của BRE

Phương pháp này sử dụng các thông tin và số liệu bảng tra trong Báo cáo của Cơ sở nghiên cứu xây dựng (Building Research Establishment Report) do Bộ môi trường xuất bản[1], đồng thời cũng tính đến các số liệu thí nghiệm quốc tế nêu trong bảng 4.6. Các bảng 4.2, 4.3, 4.4 và 4.5 sao chép lại các số liệu bảng của BRE nhưng có cập nhật các thông tin giữa các số liệu của BRE trong lần xuất bản năm 1980 và các số liệu của quy phạm này. Phương pháp này có thể sử dụng khi không có các số liệu thí nghiệm trong phòng theo tiêu chuẩn BS 476 : Phần 8 : 1972.

[1] Read, R.E.H., Adams, F.C. and Cooke, G.M.E. Guidelines for the construction of fire resisting structural elements. Building Research Establishment Report. HMSO 1982.

4.3.2 – Các điều kiện gối tựa : gối tựa đơn và liên tục

Các số liệu được thiết lập trong các bảng có sự phân biệt giữa kết cấu trên gối tựa đơn giản và kết cấu liên tục dành cho kết cấu chịu uốn (nghĩa là các dầm và bản sàn bê tông cốt thép và bê tông cốt thép ứng suất trước). Trong thực tế, phần lớn các kết cấu là liên tục và có thể thu được lợi ích từ việc giảm lớp bảo vệ và các kích thước, trong đó người thiết kế phải tạo ra liên kết cứng bằng các quy định về cấu tạo chi tiết cốt thép chính xác và giằng với các cấu kiện kế cận dưới tác dụng của các tải trọng thông thường. Trong trường hợp kết cấu đúc sẵn hoặc hỗn hợp giữa kết cấu đúc sẵn và đổ tại chỗ, cần phải có quy định cần thiết để tạo ra một cách đầy đủ tính liên tục và cản góc xoay đầu mút cấu kiện.

Bảng 4.5 – Sàn bê tông trần hở sườn

Bản chất của kết cấu và vật liệu		Kích thước tối thiểu (không bao gồm lớp hoàn thiện khó cháy) đối với khả năng chịu lửa bằng					
		0,5h	1h	1,5h	2h	3h	4h
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
BTCT (gối tựa đơn):							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Chiều rộng	75	90	110	125	150	175
	Lớp bảo vệ*	15	25	35	45	55	65
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	85	95	100	115	130
	Chiều rộng	60	75	85	100	125	150
	Lớp bảo vệ*	15	25	30	35	45	55
BTCT (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Chiều rộng	75	80	90	110	125	150
	Lớp bảo vệ*	15	20	25	35	45	55
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	85	95	100	115	130
	Chiều rộng	70	75	80	90	100	125
	Lớp bảo vệ *	15	20	25	30	35	45
Bê tông ứng suất trước (gối tựa đơn) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Chiều rộng	80	110	135	150	175	200
	Lớp bảo vệ*	25	35	45	55	65	75
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	85	95	100	115	130
	Chiều rộng	75	90	110	125	150	175
	Lớp bảo vệ*	20	30	35	45	55	65
Bê tông ứng suất trước (liên tục) :							
Bê tông đặc chắc	Chiều dày	70	90	105	115	135	150
	Chiều rộng	70	75	110	125	150	175
	Lớp bảo vệ*	20	25	35	45	55	65
Bê tông nhẹ	Chiều dày	70	85	95	100	115	130
	Chiều rộng	70	75	90	110	125	150
	Lớp bảo vệ*	20	25	30	35	45	55

* Lớp bảo vệ ở đây là lớp bảo vệ cốt thép chủ (xem *4.2.3*). Với mục đích thực hành, lớp bảo vệ được biểu thị bằng chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ cốt thép và các giá trị trong bảng cần phải giảm theo.

4.3.3 – Sử dụng các số liệu bảng tra

Tất cả các số liệu bảng phải dùng cùng với mục *4.2*. Các bảng đều dựa trên giả thiết rằng các cấu kiện chịu toàn bộ tải trọng thiết kế.

4.3.4 – Sự phá vỡ lớp bảo vệ danh nghĩa

Lớp bê tông bảo vệ có thể sẽ bị phá vỡ nếu lớp bảo vệ danh nghĩa (nghĩa là chiều dày lớp bảo vệ cốt thép ngoài cùng) lớn hơn 40mm đối với bê tông đặc chắc hoặc 50mm đối với bê tông cốt liệu nhẹ. Khi hiện tượng phá vỡ này gây nguy hiểm cho kết cấu, phải có biện pháp phòng tránh xảy ra hiện tượng đó (xem *4.1.7*).

4.3.5 – Sự thay đổi của lớp bảo vệ cốt thép chủ theo chiều rộng cấu kiện

Các giá trị trong các bảng 4.2 đến 4.6 liên quan đến lớp bảo vệ cốt thép chủ và kích thước tối thiểu của cấu kiện. Các giá trị tối thiểu này có thể điều chỉnh bằng cách hiệu chỉnh theo bảng 4.1; tuy nhiên, chiều dày lớp bảo vệ trong bất cứ trường hợp nào cũng không được nhỏ hơn chiều dày lớp bảo vệ đối với sàn trần phẳng có cùng khả năng chịu lửa.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 4.6 – Tường bê tông với cốt thép thẳng đứng

Bản chất của kết cấu và vật liệu		Kích thước tối thiểu (không bao gồm lớp hoàn thiện khó cháy) đối với khả năng chịu lửa bằng					
		0,5h	1h	1,5h	2h	3h	4h
		mm	mm	mm	mm	mm	mm
Tường với hàm lượng thép nhỏ hơn 0,4% và chế tạo từ cốt liệu đặc chắc	Chiều dày	150	150	175	–	–	–
Tường với hàm lượng thép 0,4 – 1,0% và chế tạo từ cốt liệu đặc chắc (khối lượng thể tích bê tông đến 2,4T/m^3	Chiều dày Lớp bảo vệ*	100 25	120 25	140 25	160 25	200 25	240 25
Tường chế tạo từ cốt liệu nhẹ (khối lượng thể tích bê tông 1,2T/m^3)**	Chiều dày Lớp bảo vệ *	100 10	100 20	115 20	130 25	160 25	190 25
Tường với hàm lượng thép lớn hơn 1,0% và chế tạo từ cốt liệu đặc chắc	Chiều dày Lớp bảo vệ*	Ghi chú 15	Ghi chú 15	100 25	100 25	150 25	180 25

* Lớp bảo vệ ở đây là lớp bảo vệ cốt thép chủ (xem *4.2.3*). Với mục đích thực hành, lớp bảo vệ được biểu thị bằng chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho toàn bộ cốt thép và các giá trị trong bảng cần phải giảm theo.

** Đối với bê tông có khối lượng thể tích nằm giữa 1,2T/m^3 và 2,4T/m^3, giá trị chiều dày tường có thể lấy theo phương pháp nội suy.

Ghi chú. Dùng kích thước thực tế, nhưng không nhỏ hơn 75mm.

Khi cấu kiện có chiều rộng lớn hơn giá trị chiều rộng tối thiểu trong bảng, có thể giảm chiều dày lớp bảo vệ cho cốt thép chủ một cách tương ứng. Việc giảm chiều dày lớp bảo vệ được tiến hành với sự tuân thủ các nguyên tắc thiết kế an toàn về cháy và không được lớn hơn các giá trị nêu trong bảng 4.1. Trong mọi trường hợp, chiều dày lớp bảo vệ không được nhỏ hơn chiều dày lớp bảo vệ đối với sàn trần phẳng có cùng khả năng chịu lửa.

4.3.6 – Cốt thép

Theo phương pháp 1, số liệu bảng tra đối với các cấu kiện kê trên gối tựa đơn dựa trên khả năng duy trì được tỷ lệ độ bền của chúng ở nhiệt độ cao; số liệu dựa trên các thanh cốt thép và thép căng ứng suất trước duy trì được 50% độ bền của chúng ở 550^{0}C (cốt thép) và 450^{0}C (thép căng ứng suất trước). Đối với các loại thép có đặc trưng độ bền khác, cần phải điều chỉnh chiều dày lớp bảo vệ một cách thích hợp (xem cùng với hình 4.5).

4.4 – THÍ NGHIỆM VỀ KHẢ NĂNG CHỊU LỬA (PHƯƠNG PHÁP 2)

Khả năng chịu lửa theo báo cáo thí nghiệm về khả năng chịu lửa đáng tin cậy có thể gán cho hình thức cấu kiện bê tông bất kỳ với điều kiện là cấu kiện đó có cấu tạo, mức độ ứng suất và gối tựa tương tự như mẫu thử.

4.5 – TÍNH TOÁN KỸ THUẬT VỀ KHẢ NĂNG CHỊU LỬA (PHƯƠNG PHÁP 3)

Ghi chú: Phương pháp này không thể áp dụng cho cột và tường.

4.5.1 – Khái quát

Phương pháp này là phương pháp tính toán dựa vào thiết kế theo nguyên tắc đầu tiên đối với các kết cấu chịu uốn (ví dụ như dầm và bản sàn). Các tính toán dựa vào các phương pháp đã có trước đây và các số liệu đã được chính thức công bố kết hợp với một trong những điểm sau :

a) ngoại suy hay nội suy trực tiếp các số liệu thí nghiệm;

b) đánh giá nhiệt độ cốt thép với những phạm vi lớp bảo vệ hoặc cốt liệu khác nhau;

c) ảnh hưởng của sự thay đổi tải trọng thí nghiệm, các điều kiện biên và điều kiện gối tựa hoặc các đặc trưng của vật liệu.

Khi có những thông tin nghiên cứu khác, có thể xác định sự làm việc của toàn bộ kết cấu khi có cháy bằng phương pháp phân tích.

4.5.2 – Các nguyên tắc thiết kế

Các nguyên tắc sử dụng trong tính toán khả năng chịu lửa của kết cấu bê tông trái ngược với các số liệu tra bảng trong phương pháp 1 đã được chấp nhận dựa trên các kết quả nghiên cứu quốc tế mới nhất về tính chất cách nhiệt của bê tông, độ bền của bê tông và cốt thép hoặc thép căng ở nhiệt độ cao và các nghiên cứu về ảnh hưởng của sự phá vỡ bê tông, vị trí cốt thép và bản chất của sự phân bố tải trọng làm biến đổi lực trong quá trình cháy.

Thông thường, việc áp dụng tính toán để xác định khả năng chịu lửa sẽ cho phép giảm bớt thể tích bê tông và chiều dày lớp bảo vệ cốt thép so với các giá trị nêu trong các bảng 4.1 đến 4.6. Về mặt an toàn, điều đó được đảm bảo bởi sự bố trí cốt thép hợp lý hơn, phù hợp với các điều kiện do quá trình cháy gây ra. Chỉ dẫn về thiết kế các cấu kiện bê tông chịu lực theo phương pháp tính toán được nêu trong các báo cáo chuyên đề[1].

4.5.3 – Ứng dụng cho các cấu kiện chịu lực

Cách tiếp cận thiết kế theo phương pháp này có liên quan đến cấu kiện chịu uốn (ví dụ như dầm và sàn), trong đó sự phá hoại của cấu kiện khi có cháy bị chi phối bởi sự chảy dẻo của cốt thép chủ chịu kéo.

Hiện nay chưa có khả năng hình thành các chỉ dẫn cho cột và tường. Do đó, việc thiết kế các cấu kiện chịu nén đó phải dựa vào các số liệu tra bảng (xem phương pháp 1) hoặc dựa vào thí nghiệm về khả năng chịu lửa (xem phương pháp 2) với sự nhấn mạnh về giải pháp cấu tạo chi tiết hợp lý.

4.5.4 – Các đặc trưng của vật liệu dùng cho thiết kế

Sự làm việc của cấu kiện chịu uốn khi có cháy được xác định bởi độ bền của bê tông khi nén và của cốt thép khi kéo ở nhiệt độ cao.

4.5.5 – Biểu đồ thiết kế đối với bê tông

Hình 4.4 cung cấp biểu đồ thiết kế dùng để giảm độ bền của bê tông ở nhiệt độ cao.

Không được phép tạo ra những ảnh hưởng có lợi của tải trọng, làm giảm vết nứt và do đó làm giảm tổn thất độ bền khi bị nung nóng.

4.5.6 – Biểu đồ thiết kế đối với cốt thép

Hình 4.5 cung cấp biểu đồ thiết kế dùng để giảm độ bền của cốt thép và thép ứng suất trước. Biểu đồ này là sự đơn giản hóa các kết quả thực nghiệm và dựa trên sự duy trì 50% độ bền của thép (xác định ở nhiệt độ 20^{0}C) :

a) cốt thép ở nhiệt độ 550^{0}C;

b) thép căng ứng suất trước ở nhiệt độ 400^{0}C.

Các loại thép có cường độ chịu kéo rất cao và các loại thép không phù hợp với tiêu chuẩn Anh Quốc phải được xem xét riêng.

4.5.7 – Thiết kế

Thiết kế có thể thực hiện bằng cách phân tích kết cấu trong điều kiện tiếp xúc với lửa, chú ý giảm độ bền của các vật liệu tạo thành kết cấu. Các hệ số an toàn riêng sau đây được kiến nghị áp dụng và có thể chấp thuận các phương pháp phân tích bất kỳ đã được thừa nhận :

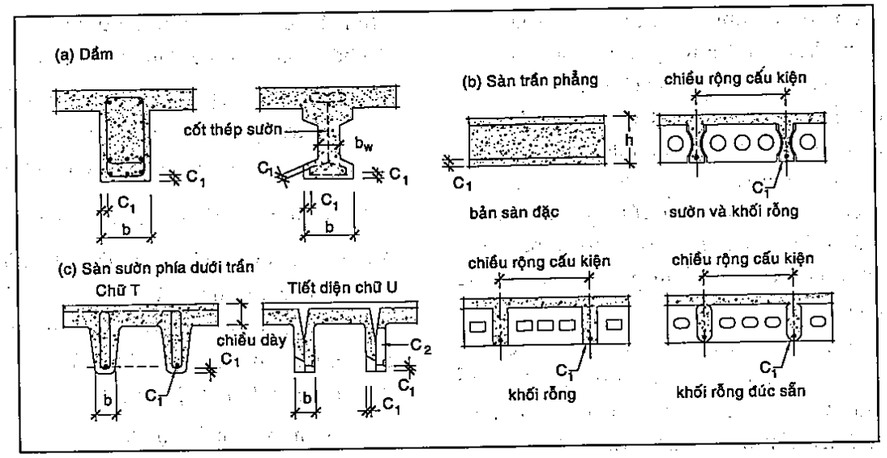
Đối với các vật liệu (γ_m) :	bê tông	1,3
	thép	1,0
Đối với tải trọng (γ_f) :	tĩnh tải	1,05
	hoạt tải	1,00

Phương pháp thiết kế về khả năng chịu lửa trong các trường hợp sự phá hoại bị chi phối đơn thuần chỉ bởi độ bền khi uốn được nêu trong *4.5*. Đối với các phương pháp phá hoại khác, phải tham khảo báo cáo của Viện các kỹ sư kết cấu và Hiệp hội bê tông[2].

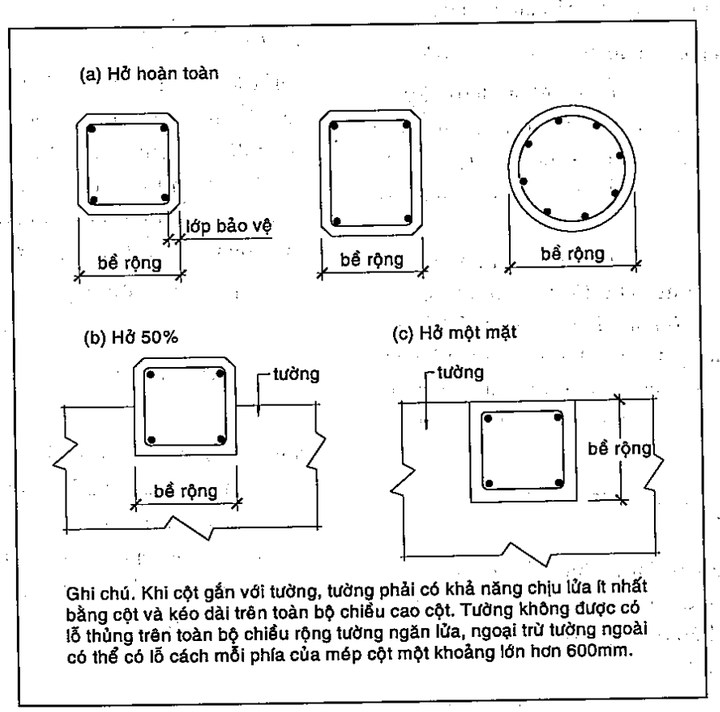
[1] Design and Detailing of concrete structures for fire resistance. Joint Committee of the Institution of Structural Engineers and the Concrete Society. April 1978.

[2] Design and Detailing of concrete structures for fire resistance. Joint Committee of the Institution of Structural Engineers and the Concrete Society. April 1978.

Trung tam đao tao xay dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

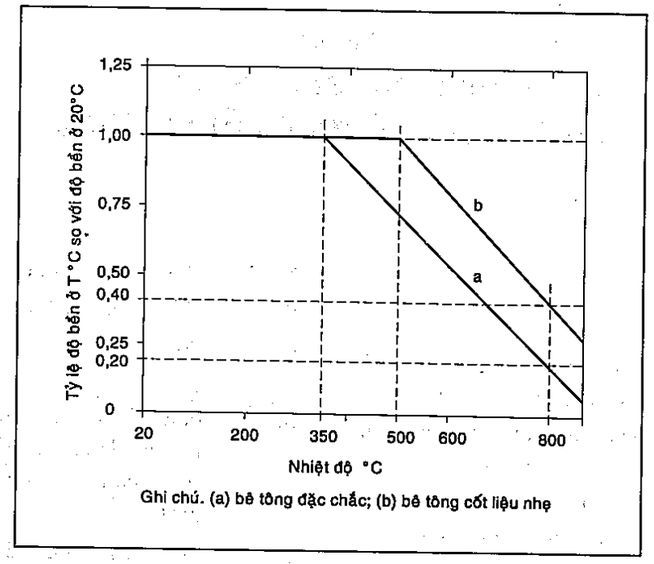


Hình 4.2. *Các ví dụ điển hình về dầm, sàn trần phẳng và sàn sườn phía dưới trần*



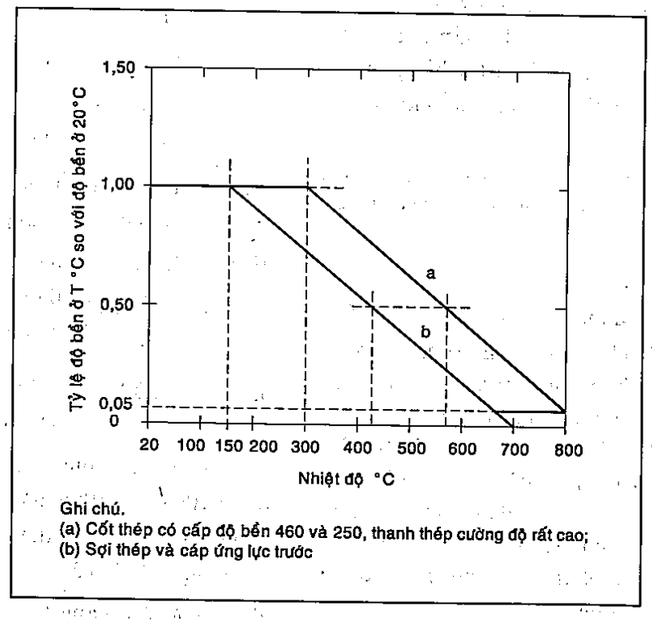
Ghi chú. Khi cột gắn với tường, tường phải có khả năng chịu lửa ít nhất bằng cột và kéo dài trên toàn bộ chiều cao cột. Tường không được có lỗ thủng trên toàn bộ chiều rộng tường ngăn lửa, ngoại trừ tường ngoài có thể có lỗ cách mỗi phía của mép cột một khoảng lớn hơn 600mm.

Hình 4.3. *Các ví dụ điển hình về cột bê tông cốt thép*



Ghi chú. (a) bê tông đặc chắc; (b) bê tông cốt liệu nhẹ

Hình 4.4. *Biểu đồ thiết kế dùng để thay đổi độ bền bê tông theo nhiệt độ*



Ghi chú.
(a) Cốt thép có cấp độ bền 460 và 250, thanh thép cường độ rất cao;
(b) Sợi thép và cáp ứng lực trước

Hình 4.5. *Biểu đồ thiết kế dùng để thay đổi độ bền của cốt thép theo nhiệt độ*

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 5

NHỮNG QUY ĐỊNH BỔ SUNG KHI SỬ DỤNG BÊ TÔNG CỐT LIỆU NHẸ

5.1 – KHÁI QUÁT

5.1.1 – Mở đầu

Bê tông cốt liệu nhẹ nói chung có thể thiết kế theo chương 2 và mục *3.1* của BS 8110 : Phần 1 : 1985. Các mục dưới đây đặc biệt liên quan đến bê tông cốt liệu nhẹ với cấp độ bền lớn hơn hoặc bằng 15. Bê tông có cấp độ bền thấp hơn 20 phải hạn chế sử dụng đối với tường không cốt thép (xem *3.9.4* của BS 8110 : Phần 1 : 1985).

Khi xem xét bê tông cốt liệu nhẹ, các đặc trưng đối với mọi loại cốt liệu có thể thiết lập chính xác hơn so với hầu hết các vật liệu tồn tại trong tự nhiên và do đó người kỹ sư nên thu thập các số liệu trực tiếp từ nhà sản xuất cốt liệu hơn là sử dụng các số liệu tra bảng theo các tiêu chuẩn thực hành hoặc các điều kiện kỹ thuật Anh Quốc.

Ghi chú: Hướng dẫn khác về việc sử dụng bê tông cốt liệu nhẹ được nêu trong tài liệu "Hướng dẫn về bê tông cốt liệu nhẹ"[1].

5.1.2 – Các ký hiệu

Các ký hiệu sau đây được áp dụng cho chương 5.

a_b đối với thanh thép đã cho (hoặc nhóm các thanh thép nối tiếp xúc với nhau), là khoảng cách tính từ tim đến tim giữa các thanh thép (hoặc nhóm các thanh thép) theo hướng vuông góc với mặt phẳng uốn; đối với thanh thép hoặc nhóm các thanh thép kế liền kề với mặt cấu kiện, a_b phải lấy bằng chiều dày lớp bảo vệ cộng với Φ

A_s diện tích cốt thép

b chiều rộng tiết diện

d chiều cao tính toán

e_a độ lệch tâm bổ sung do biến dạng gây ra

h chiều cao của tiết diện trong mặt phẳng đang xét (hoặc đặc biệt hơn, liên quan đến trục chính nếu xuất hiện hướng đó)

l_c chiều cao tính toán của cột trong mặt phẳng uốn đang xét

l_{cx} chiều cao tính toán liên quan đến trục chính

l_{cy} chiều cao tính toán liên quan đến trục phụ

v ứng suất cắt thiết kế tại tiết diện ngang

v_c ứng suất cắt thiết kế của bê tông

v_t ứng suất cắt khi xoắn

$v_{t,min}$ ứng suất cắt nhỏ nhất khi xoắn, khi ứng suất cao hơn thì phải bố trí cốt thép

Φ kích cỡ thanh thép (hoặc đối với nhóm các thanh thép, là kích cỡ của thanh thép có diện tích tương đương).

5.2 – LỚP BẢO VỆ ĐỐI VỚI ĐỘ BỀN LÂU VÀ KHẢ NĂNG CHỊU LỬA

Nói chung, các quy tắc nêu trong *3.3* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 được áp dụng, ngoại trừ các bảng 5.1 và 5.2 của quy phạm này thay thế cho các bảng 3.4 và 3.5.

Tỷ lệ nước/xi măng theo dự tính dựa vào lượng nước tự do tính toán lớn hơn lượng nước dự tính làm cho cốt liệu khô mặt bị bão hòa nước tại thời điểm trộn bê tông.

[1] Guide to Lightweight Aggregate Concrete. The Institution of Structural Engineers. 1985.

Bảng 5.1 – Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho tất cả cốt thép (kể cả cốt đai) nhằm đáp ứng các yêu cầu về độ bền lâu

Các điều kiện tiếp xúc (xem *3.3.4* của BS 8110 : Phần 1 : 1985)	Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ				
	mm	mm	mm	mm	mm
Ôn hòa	25	20	20*	20*	20*
Bình thường	–	45	40	35	30
Khắc nghiệt	–	–	50	40	35
Rất khắc nghiệt	–	–	60	50	40
Cực kỳ khắc nghiệt	–	–	–	70	60
Tỷ lệ nước tự do/xi măng lớn nhất dự tính	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
Hàm lượng xi măng tối thiểu, kg/m^3	300	325	350	375	425
Cấp độ bền tối thiểu	20	25	30	35	40

* Các lớp bảo vệ đó có thể giảm xuống 15mm khi kích cỡ của cốt liệu không lớn hơn 15mm.

Bảng 5.2 – Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ cho tất cả cốt thép nhằm đáp ứng thời gian quy định về khả năng chịu lửa (bê tông cốt liệu nhẹ)

Khả năng chịu lửa	Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ						Cột*
	Dầm*		Sàn (trần phẳng)		Sàn (trần có sườn)		
	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục	Gối tựa đơn	Liên tục	
h	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0,5	15	15	15	15	15	15	15
1	15	15	15	15	15	15	15
1,5	15	15	15	15	15	15	15
2	30	15	25	30	30	25	25
3	45	25	35	25	45	30	25
4	55	35	45	35	55	45	25

* Với mục đích đánh giá chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ đối với dầm và cột, đối với cốt đai bằng 10mm có thể giảm chiều dày lớp bảo vệ các thanh thép chủ lấy theo các bảng 4.2 và 4.3 xuống 8mm – 12mm (xem *3.3.6* của BS 8110 : Phần 1 : 1985)

Ghi chú 1: Chiều dày danh nghĩa của lớp bảo vệ liên quan đến các kích thước tối thiểu của cấu kiện nêu trên hình 3.2 của BS 8110 : Phần 1 : 1985. Chỉ dẫn về việc tăng lớp bảo vệ được nêu trong chương *4* nếu sử dụng các cấu kiện có kích thước nhỏ hơn.

Ghi chú 2: Các trường hợp nằm dưới đường kẻ đậm đòi hỏi phải quan tâm đến những biện pháp bổ sung để giảm bớt nguy cơ phá vỡ (xem chương *4*).

5.3 – ĐỘ BỀN ĐẶC TRƯNG CỦA BÊ TÔNG

Độ bền đặc trưng của bê tông cốt liệu nhẹ phải lựa chọn từ các cấp độ bền nêu trong BS 5328. Các cấp độ bền thấp hơn 20 không được sử dụng cho bê tông cốt thép.

5.4 – KHẢ NĂNG CHỊU CẮT

Khả năng chịu cắt và cốt thép chịu cắt theo yêu cầu tính toán đối với các cấu kiện bê tông cốt liệu nhẹ phải được thiết lập theo BS 8110 : Phần 1, ngoại trừ đối với các cấp độ bền của bê tông lớn hơn hoặc bằng 25, ứng suất cắt thiết kế của bê tông v_c phải lấy bằng 0,8 lần các giá trị nêu trong bảng 3.9 của BS 8110 : Phần 1 : 1985. Đối với cấp độ bền của bê tông bằng 20, có thể sử dụng các giá trị nêu trong bảng 5.3. Trong mọi trường hợp, ứng suất cắt v không được lớn hơn giá trị nhỏ hơn trong số $0{,}63\sqrt{f_{cu}}$ hoặc 4N/mm^2.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 5.3 – Các giá trị v_c, ứng suất cắt thiết kế đối với bê tông cốt liệu nhẹ có cấp độ bền 20

$\frac{100A_s}{bd}$	v_c N/mm^2
0,15	0,25
0,25	0,30
0,50	0,37
0,75	0,43
1,00	0,47
1,50	0,53
2,00	0,59
≥3,00	0,68

5.5 – KHẢ NĂNG CHỊU XOẮN CỦA DẦM

Khả năng chịu xoắn và cốt thép chịu xoắn của dầm bê tông cốt liệu nhẹ phải được tính toán theo *2.4*, ngoại trừ các giá trị nêu trong bảng 2.3 đối với $v_{t,min}$ và v_{tu} phải nhân với hệ số bằng 0,8.

5.6 – ĐỘ VÕNG

Độ võng của các cấu kiện bê tông cốt liệu nhẹ có thể được kiểm tra bằng tính toán trực tiếp với các phương pháp được nêu trong chương *3*. Khi thực hiện tính toán, các giá trị tương ứng với mô đun đàn hồi, độ co ngót tự do và hệ số từ biến phải nhận được từ bê tông chế tạo bằng các cốt liệu nói trên. Đối với các kết cấu thông thường, có thể kiểm tra cấu kiện bằng cách sử dụng tỷ số nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện nêu trong mục *3.4.6.3* của BS 8110 : Phần 1 : 1985, ngoại trừ đối với dầm và bản sàn chịu hoạt tải đặc trưng lớn hơn 4kN/m^2, giới hạn tỷ lệ nhịp/chiều cao tính toán của tiết diện phải nhân với 0,85.

5.7 – CỘT

5.7.1 – Khái quát

Các chỉ dẫn trong mục *3.8* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 áp dụng cho cột bê tông cốt liệu nhẹ, phụ thuộc vào các điều khoản trong các mục *5.7.2* và *5.7.3*.

5.7.2 – Cột ngắn và cột mảnh

Cột bê tông cốt thép cốt liệu nhẹ có thể xem như là cột ngắn nếu các tỷ lệ l_{ex}/h và l_{ey}/b nhỏ hơn 10; các loại cột còn lại là cột mảnh.

5.7.3 – Cột mảnh

Trong mục *3.8.3.1* của BS 8110 : Phần 1 : 1985, số chia 2000 trong phương trình 34 phải thay thế bằng 1200.

5.8 – TƯỜNG

5.8.1 – Khái quát

Các chỉ dẫn trong mục *3.9* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 áp dụng cho tường bê tông cốt liệu nhẹ, phụ thuộc vào các điều khoản *5.8.2* và *5.8.3*.

5.8.2 – Tường dày và tường mảnh

Tường bê tông cốt liệu nhẹ có thể xem như tường dày nếu l_e/h không lớn hơn 10; tất cả các loại tường còn lại là tường mảnh.

5.8.3 – Tường mảnh

Tường mảnh bố trí cốt thép, khi có thể xem như cột mảnh, phải thiết kế theo *3.9.3.7* của BS 8110 : Phần 1 : 1985, nhưng số chia 2000 trong phương trình 34 phải thay thế bằng 1200 (xem *3.8.3.1* của BS 8110 : Phần 1 : 1985). Đối với tường mảnh không cốt thép, khi sử dụng *3.9.4.16* và *3.9.4.17* của BS 8110 : Phần 1 : 1985, độ lệch tâm bổ sung e_a do biến dạng trong phương trình 44 phải lấy bằng $l_e/1700h$.

5.9 – LỰC BÁM DÍNH NEO VÀ NỐI CHỒNG

Ứng suất bám dính neo và chiều dài nối chồng cốt thép đối với cấu kiện bê tông cốt liệu nhẹ có thể thiết lập theo *3.12.8* của BS 8110 : Phần 1 : 1985, ngoại trừ ứng suất bám dính không được lớn hơn 80% ứng suất bám dính tính toán đối với bê tông thường.

Đối với cốt liệu xỉ bọt và các loại tương tự, cần phải đảm bảo duy trì được ứng suất bám dính thấp hơn các giá trị cực đại đối với cốt thép có vị trí nằm ngang trong khi đổ bê tông và phải tiếp thu các ý kiến của nhà chế tạo..

5.10 – ỨNG SUẤT CỤC BỘ BÊN TRONG CHỖ UỐN

Các chỉ dẫn *3.12.8.25* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 áp dụng cho bê tông cốt liệu nhẹ, ngoại trừ ứng suất cục bộ không được lớn hơn

$$\frac{4f_{cu}}{3(1+\frac{2\Phi}{a_b})}$$

Chương 6
BÊ TÔNG BỌT CHƯNG HẤP

6.1 – KHÁI QUÁT

Chương này giải quyết các vấn đề liên quan đến các cấu kiện bê tông bọt chưng hấp có cốt thép[1] với trọng lượng thể tích sấy khô bằng 400kg/m^3 đến 1000kg/m^3.

Ghi chú: Các chỉ dẫn của nhà chế tạo về việc sử dụng các cấu kiện này phải được tuân thủ chặt chẽ.

6.2 – VẬT LIỆU

6.2.1 – Xi măng

Xi măng được sử dụng phải là xi măng Pooc lăng phù hợp với BS 12 hoặc Pooc lăng xỉ lò cao phù hợp với BS 146. Nếu sử dụng vôi thì phải ở dạng ôxít nghiền mịn hoặc hydrat theo BS 890.

6.2.2 – Nước

Nước phải là nước sạch và không có chất độc hại.

Ghi chú: Những điểm cần lưu ý được phác họa trong BS 3184.

6.2.3 – Vật liệu mịn

Các vật liệu mịn phải bao gồm cát silic, bụi tro hoặc các vật liệu thích hợp khác. Bọt khí được tạo ra bởi bột nhôm, chất tạo bọt hoặc các phương pháp thích hợp khác.

6.3 – CỐT THÉP

Cốt thép phù hợp với chương 7 của BS 8110 : Phần 1 : 1985 phải được làm thành lưới hoặc các khung thép và được đặt vào trong cấu kiện theo thiết kế. Lớp mạ ngoài thích hợp có thể bảo vệ cốt thép một cách có hiệu quả để chống lại sự ăn mòn.

Chiều dày tối thiểu của lớp bê tông bọt bảo vệ cốt thép phải bằng 15mm đối với bản sàn, bản mái và tấm tường bên trong và 25mm đối với tấm tường bên ngoài. Khi có yêu cầu khả năng chịu lửa lớn hơn khả năng chịu lửa được đảm bảo bởi lớp bảo vệ với chiều dày tối thiểu, phải tăng chiều dày lớp bảo vệ.

6.4 – SẢN XUẤT CÁC CẤU KIỆN

6.4.1 – Khái quát

Bê tông bọt chưng hấp chỉ có thể chế tạo trong nhà máy với những trang bị thích hợp và dưới sự kiểm soát của giám sát viên giỏi.

6.4.2 – Kiểm tra chất lượng

Nhà sản xuất phải lưu giữ các biên bản kiểm tra chất lượng và các biên bản này phải được người có đủ trình độ chuyên môn phù hợp xác nhận rằng nhà máy thường xuyên sản xuất các cấu kiện có chất lượng không thấp hơn chất lượng theo yêu cầu của tiêu chuẩn này.

Độ bền nén bão hòa của bê tông chưng hấp sử dụng trong các cấu kiện phải bằng độ bền trung bình trừ đi 1,64 lần độ lệch chuẩn tính từ các kết quả thí nghiệm kiểm tra của nhà chế tạo, nhưng không được nhỏ hơn 2,0N/mm^2 đối với nhóm 12 kết quả thí nghiệm. Độ bền được xác định trên mẫu khối vuông 100mm hoặc các khối lấy từ một miếng có cùng chiều dày với cấu kiện sau khi chưng hấp. Các mẫu khối vuông hay các khối (blocks) phải được thí nghiệm trong điều kiện không đậy nắp.

6.4.3 – Gắn nhãn cấu kiện

Mỗi cấu kiện phải được gắn nhãn bởi biểu tượng của nhà chế tạo và phải gắn nhãn theo cách sao cho có thể nhận ra được danh mục của nhà chế tạo, kích cỡ danh nghĩa của cấu kiện, phạm vi sử dụng và tải trọng thiết kế. Nếu hình dạng của tấm mái và tấm sàn không có sự phân biệt rõ ràng giữa mặt trên và mặt dưới, các cấu kiện này phải được đánh dấu sao cho có thể dễ dàng phân biệt mặt trên so với mặt dưới.

[1] Tiếng Anh : "Reinforced Autoclaved Aerated Concrete Units" – Các cấu kiện bê tông cốt thép, trong đó bê tông là loại bê tông bọt khí được bảo dưỡng bằng phương pháp chưng hấp – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

6.4.4 – Kích thước và sai số

Nhà sản xuất phải cho biết các kích thước danh nghĩa của các cấu kiện do họ chế tạo. Thông thường, các sai số sau đây theo kích thước danh nghĩa có thể kỳ vọng :

Chiều dài ± 6mm, chiều dày ± 2mm, chiều rộng (+ 0mm và – 3mm).

6.4.5 – Làm mộng và soi rãnh

Các cấu kiện mái và sàn thường có mộng ở mỗi cạnh dọc phía trên để khớp với mộng của cấu kiện kế cận để dễ dàng nhồi vữa xi măng – cát. Một số các biện pháp thiết kế thích hợp khác cũng có thể cho phép truyền lực từ cấu kiện này sang cấu kiện khác.

Các tấm tường thẳng đứng phải soi rãnh trên mỗi cạnh dọc để khớp với rãnh soi trên cấu kiện liền kề và cho phép dễ dàng nhồi vữa xi măng – cát, làm kín mạch nối và hỗ trợ sự truyền lực giữa các cấu kiện kế cận.

6.5 – CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ SỰ TUÂN THỦ CÁC YÊU CẦU CỦA TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Nhà chế tạo là người chịu trách nhiệm về thiết kế các cấu kiện nhằm đáp ứng các yêu cầu của trạng thái giới hạn về độ võng và trạng thái giới hạn về độ bền đã nêu trong chương 2 của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

Nếu sử dụng thí nghiệm trên nguyên mẫu[1] để thiết lập độ bền của cấu kiện, tải trọng biểu thị cho cấu kiện đó (xem *6.4.3*) phải là tải trọng đặc trưng ở trạng thái giới hạn được thiết lập bởi các thí nghiệm chia cho hệ số an toàn riêng bằng 1,5 và hệ số an toàn riêng đối với tải trọng (xem chương 2 của BS 8110 : Phần 1 : 1985). Trong trường hợp khi độ võng là yếu tố chi phối và khi cấu kiện trong suốt quá trình sử dụng không tiếp xúc với môi trường có độ ẩm cao trong nhiều ngày, tổng độ võng dài hạn của cấu kiện có thể tính bằng hai lần độ võng đàn hồi tức thời của cấu kiện dưới tác dụng của tải trọng thử nghiệm có cùng độ lớn.

[1] Tiếng Anh : "Prototype testing" – (ND)

Độ ẩm cao và môi trường xâm thực có thể ảnh hưởng bất lợi đến cấu kiện bê tông bọt, ngoại trừ khi có những biện pháp phòng ngừa đặc biệt. Do đó, bê tông bọt không được sử dụng trong những môi trường đó khi chưa có sự chấp thuận của kỹ sư sau khi đã tham vấn nhà chế tạo.

Các mối nối giữa các đầu bản sàn không cần phải tính toán về khả năng chịu mô men uốn.

6.6 – LẮP GHÉP CÁC CẤU KIỆN

Khi lựa chọn và sử dụng các gối tựa trong những điều kiện đặc biệt, cần phải xem xét các yếu tố có liên quan như tải trọng, kích thước nhịp của cấu kiện mái và sàn và chiều cao của cấu kiện tường. Các đầu của cấu kiện mái và sàn phải có phần gối tựa không nhỏ hơn 45mm và 55mm khi kê lên trên dầm thép.

Phần gối tựa bằng các vật liệu khác phải lớn hơn gối tựa đã quy định khi chất lượng của gối tựa như độ phẳng hoặc độ thẳng hàng kém hơn chất lượng của cấu kiện bằng thép. Khi mặt trên của cấu kiện gối tựa không đều, các cấu kiện phải được đệm lót bằng các vật liệu thích hợp như lớp vữa chẳng hạn. Không được cắt các cấu kiện, trừ khi việc này phù hợp với các chỉ dẫn của nhà chế tạo.

Mọi hư hỏng nhỏ không làm ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của cấu kiện có thể sửa chữa và việc sửa chữa phải phù hợp về màu sắc và mặt ngoài của vật liệu hiện hữu.

6.7 – GIÁM ĐỊNH VÀ THÍ NGHIỆM

Giám định các cấu kiện đã hoàn thiện có thể gồm các nội dung cần thiết được mô tả trong *6.4.2* và được ghi thành các biên bản. Chứng chỉ này xác nhận sự đảm bảo yêu cầu chất lượng.

Ngoại trừ trường hợp khi thiết kế có những yêu cầu chất tải đặc biệt, ví dụ như tải trọng tập trung, khi đó người kỹ sư phải quyết định quy trình thí nghiệm và các thí nghiệm trên cấu kiện mái và sàn phải được tiến hành với tải trọng phân bố đều trên toàn bộ chiều dài của cấu kiện hoặc chất tải tương đương theo hai điểm tại các điểm 1/3 kích thước nhịp; các kết quả thí nghiệm phải phù hợp với các yêu cầu trạng thái giới hạn (xem mục *6.5*).

Chương 7
BIẾN DẠNG ĐÀN HỒI, TỪ BIẾN, CO NGÓT VÀ BIẾN DẠNG NHIỆT CỦA BÊ TÔNG

7.1 – KHÁI QUÁT

Việc dự báo một cách chính xác biến dạng của kết cấu bê tông đòi hỏi phải có sự đánh giá biến dạng đàn hồi, biến dạng do co ngót, từ biến và biến dạng nhiệt. Biến dạng do từ biến, co ngót và biến dạng nhiệt chịu ảnh hưởng của các yếu tố phụ thuộc thời gian như ứng suất, độ ẩm tương đối và nhiệt độ. Do đó, những kiến thức hiểu biết về quá trình hình thành môi trường cũng rất cần thiết để dự báo biến dạng một cách chính xác.

Chương 7 đưa ra những chỉ dẫn chung về việc dự báo các thành phần biến dạng khác nhau. Phải thừa nhận rằng, nếu việc dự báo chính xác một hay tất cả các biến dạng đó là một phần quan trọng của công tác thiết kế thì điều này chỉ có thể đạt được nhờ việc thí nghiệm trên mẫu bê tông có cùng loại vật liệu trong kết cấu. Tuy nhiên, các thông tin nêu ra sau đây sẽ có độ chính xác cao hơn so với các thông tin nêu trong BS 8110 : Phần 1. Thông tin này thường được sử dụng trong các cơ quan thiết kế và được xem như đáp ứng được với đa số các kết cấu, trong đó có xét đến sự co giãn và biến dạng.

7.2 – BIẾN DẠNG ĐÀN HỒI

Cốt liệu là yếu tố quan trọng nhất ảnh hưởng đến mô đun đàn hồi của bê tông. Với cốt liệu cho trước, mô đun đàn hồi tăng lên theo độ bền đặc trưng của bê tông. Mô đun đàn hồi cũng bị ảnh hưởng bởi tỷ lệ cốt liệu/xi măng và tuổi của bê tông. Tuy nhiên, sự thay đổi do mọi yếu tố gây ra cũng không cần phải đưa vào tính toán thiết kế các kết cấu thông thường theo BS 8110 : Phần 1. Khi chưa có các số liệu chính xác hơn, các giá trị trung bình trong bảng 7.2 có đủ độ chính xác trong phân tích kết cấu nhằm xác định sự phân bố của các lực. Các số liệu này cũng có thể sử dụng để tính toán tổn thất ứng suất trước (xem *4.8* của BS 8110 : Phần 1 : 1985).

Trong điều kiện đặc biệt, khi có yêu cầu đánh giá chính xác hơn về sự làm việc thực tế, cần phải xét đến khả năng thay đổi giá trị mô đun đàn hồi. Chỉ dẫn về vấn đề này được nêu ở dưới đây, song cần phải nhấn mạnh rằng sự lựa chọn các giá trị trong bất cứ trường hợp đặc biệt nào cũng phải căn cứ vào tầm quan trọng và lý do cần thiết của việc đánh giá này.

Các giá trị trung bình đối với bê tông thông thường nêu trong bảng 7.2 được tính toán từ phương trình sau đây :

$$K_{c,28} = K_o + 0{,}2f_{cu,28} \qquad \text{Phương trình 17}$$

trong đó :

$E_{c,28}$ mô đun đàn hồi tĩnh ở 28 ngày tuổi;

$f_{cu,28}$ độ bền đặc trưng của mẫu khối vuông ở 28 ngày tuổi (N/mm^2);

K_o hằng số có liên quan chặt chẽ đến mô đun đàn hồi của cốt liệu (lấy bằng $20kN/mm^2$ đối với bê tông thường).

Mô đun đàn hồi của bê tông ở t ngày tuổi có thể tính toán từ phương trình sau đây :

$$E_{c,t} = E_{c,28}\,(0{,}4 + 0{,}6f_{cu,t}/f_{cu,28}) \qquad \text{Phương trình 18}$$

trong đó $t \geq 3$ ngày.

Các giá trị $f_{cu,t}/f_{cu,28}$ trong phương trình 18 có thể lấy theo bảng 7.1. Bảng này cho thấy giá trị độ bền trung bình có thể tăng lên sau 28 ngày, do đó dẫn đến việc đánh giá lại mô đun đàn hồi sẽ hiện thực hơn. Cần phải ghi nhận rằng, ở đây có sự khác biệt so với BS 8110 : Phần 1, trong đó Phần 1 đã cho phép độ bền không tăng sau 28 ngày tuổi khi cần phải thỏa mãn các yêu

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

cầu của trạng thái giới hạn. Trong điều kiện tiếp xúc với các môi trường khô sau thời kỳ bảo dưỡng ban đầu, độ bền của các cấu kiện nhỏ tăng lên rất ít.

Khi thực hiện tính toán độ võng hay biến dạng, độ tin cậy của việc đánh giá mô đun đàn hồi tĩnh sẽ phụ thuộc vào độ chính xác theo yêu cầu tính toán. Khi độ võng có ý nghĩa quan trọng, phải tiến hành thí nghiệm trên mẫu bê tông cùng loại với bê tông trong kết cấu. Trong những trường hợp khác, từ các cốt liệu đặc biệt với sự hậu thuẫn của các số liệu thí nghiệm, sẽ đưa ra được giá trị tin cậy đối với K_o và theo đó là $E_{c,28}$, nhưng đối với cốt liệu chưa biết, trong giai đoạn thiết kế nên xem xét một loạt các giá trị đối với $E_{c,28}$ dựa trên cơ sở K_o = 14kN/mm^2 đến 26kN/mm^2 được nêu trong bảng 7.2.

Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị mô đun đàn hồi tĩnh[1] trong bảng 7.2 phải nhân với (w/2400), trong đó w là trọng lượng thể tích của bê tông cốt liệu nhẹ (kg/m^3).

Khi sử dụng phương pháp thí nghiệm mô đun đàn hồi động tỏ ra thuận lợi hơn, giá trị mô đun đàn hồi tĩnh của bê tông cốt liệu thiên nhiên có thể xác định từ phương trình sau đây :

$$E_c = 1{,}25E_{cq} \qquad \text{Phương trình 19}$$

trong đó :

E_{cq} mô đun đàn hồi động[2].

Cách tính toán này thường được hiệu chỉnh trong phạm vi ± 4kN/mm^2.

7.3 – TỪ BIẾN

Biến dạng cuối cùng (30 năm) do từ biến trong bê tông ε_{cc} có thể dự tính theo:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\text{ứng suất}}{E_t} \times \Phi \qquad \text{Phương trình 20}$$

trong đó :

E_t mô đun đàn hồi của bê tông ở tuổi chất tải t;

Φ hệ số từ biến.

Hệ số từ biến có thể tính toán theo hình 7.1. Trên hình này, đối với các tiết diện đều, chiều dày tính toán của tiết diện được xác định bằng hai lần diện tích tiết diện ngang chia cho chu vi tiếp xúc với bên ngoài. Nếu tránh được quá trình khô bằng cách ngâm nước hoặc che chắn kín, chiều dày tính toán của tiết diện có thể lấy bằng 600mm. Có thể thừa nhận rằng dưới tác dụng của tải trọng và bê tông tiếp xúc với các điều kiện độ ẩm tương đối không đổi, sự phát triển từ biến bằng 40%, 60% và 80% từ biến cuối cùng tương ứng với khoảng thời gian là tháng thứ nhất, 6 tháng và 30 tháng.

Từ biến có khả năng phục hồi lại một phần do giảm ứng suất. Độ phục hồi từ biến cuối cùng sau một năm có thể gần bằng (0,3 × độ giảm ứng suất/E_u), trong đó E_u là mô đun đàn hồi của bê tông tại tuổi khi dỡ tải.

Cần đặc biệt lưu ý rằng các điều khoản trên chỉ mang tính chỉ dẫn chung và dựa trên cơ sở các số liệu thí nghiệm. Trên cơ sở kinh nghiệm, việc đánh giá số liệu trong những trường hợp đặc biệt là rất quan trọng; ví dụ như với biến dạng đàn hồi, điều này sẽ phụ thuộc vào tầm quan trọng của công tác tính toán và những lý do cần thiết. Có khả năng trong giai đoạn thiết kế cần phải xét đến một loạt các giá trị và việc dự tính quá cao hoặc quá thấp cũng đều không tốt. Đặc biệt cần lưu ý khi thực hiện tính toán chi tiết, ứng suất và độ ẩm tương đối có thể thay đổi một cách đáng kể trong quá trình sử dụng kết cấu và phải có sự đánh giá thích hợp.

[1] Tiếng Anh : "Static modulus of elasticity" - mô đun đàn hồi tĩnh;

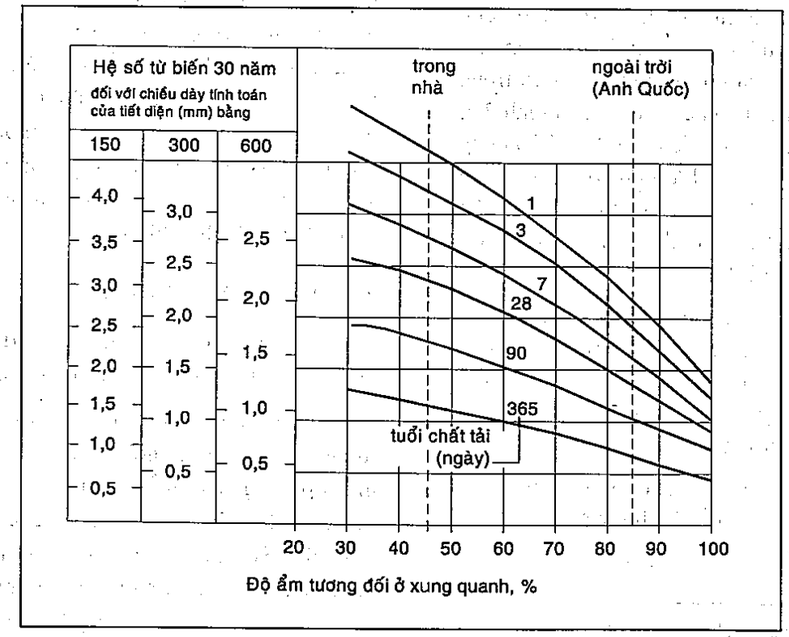
[2] "Dynamic modulus of elasticity" - mô đun đàn hồi động - (ND).

Bảng 7.1 – Độ bền của bê tông

Cấp độ bền	Độ bền đặc trưng f_{cu}	Độ bền khối vuông ở tuổi bằng				
		7 ngày	2 tháng	3 tháng	6 tháng	1 năm
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
20	20,0	13,5	22	23	24	25
25	25,0	16,5	27,5	29	30	31
30	30,0	20	33	35	36	37
40	40,0	28	44	45,5	47,5	50
50	50,0	36	54	55,5	57,5	60

Bảng 7.2 – Phạm vi điển hình đối với mô đun đàn hồi tĩnh của bê tông thường ở 28 ngày tuổi

$F_{cu,28}$ kN/mm^2	$E_{c,28}$	
	Giá trị trung bình, kN/mm^2	Phạm vi điển hình, kN/mm^2
20	24	18 đến 30
25	25	19 đến 31
30	26	20 đến 32
40	28	22 đến 34
50	30	24 đến 36
60	32	26 đến 38



Hình 7.1. Ảnh hưởng của độ ẩm tương đối, tuổi chất tải và chiều dày tiết diện đến hệ số từ biến

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

7.4 – CO NGÓT TRONG QUÁ TRÌNH KHÔ[1]

Việc đánh giá độ co ngót trong quá trình khô của bê tông không cốt thép có thể lấy theo hình 7.2. Các chỉ dẫn về chiều dày tính toán của tiết diện và độ ẩm tương đối nêu trong mục *7.3*.

Hình 7.2 liên quan đến bê tông có độ linh động[2] bình thường và không có phụ gia làm giảm lượng nước trộn; bê tông này có hàm lượng nước nguyên thuỷ vào khoảng 190*l*/m^3. Khi biết được bê tông có hàm lượng nước khác, độ co ngót có thể xem như tỷ lệ với hàm lượng nước trong phạm vi 150*l*/m^3 đến 230*l*/m^3.

Độ co ngót của bê tông không cốt thép trước tiên phụ thuộc vào độ ẩm tương đối của không khí xung quanh bê tông, diện tích bề mặt mà từ đó độ ẩm có thể bị tổn thất so với khối tích bê tông và phụ thuộc vào tỷ lệ cấp phối của hỗn hợp bê tông; độ co ngót sẽ tăng nhẹ do quá trình cacbonat hóa và tự khô và độ co ngót sẽ giảm đi do quá trình bảo dưỡng kéo dài.

Các cốt liệu có sự biến động rất cao về độ ẩm, do đó sản phẩm bê tông sẽ bị co ngót do khô cao hơn so với bình thường. Có thể nghiên cứu thêm các thông tin khác về vấn đề này trong tài liệu "Sự co ngót của cốt liệu thiên nhiên trong bê tông"[3] khi sử dụng các số liệu trên hình 7.2. Các loại cốt liệu có mô đun đàn hồi thấp cũng có thể dẫn đến co ngót lớn hơn so với bê tông bình thường và trong thiết kế phải chú ý đến vấn đề này khi sử dụng hình 7.2 để đánh giá độ co ngót trong quá trình khô.

Bê tông tiếp xúc với môi trường ngoài trời ở Vương quốc Anh sẽ chịu biến dạng theo mùa bằng ± 0,4 lần độ co ngót 30 năm cộng với biến dạng co ngót trung bình; độ co ngót lớn nhất sẽ xảy ra vào cuối mỗi mùa hè.

Đánh giá độ co ngót của tiết diện bê tông bố trí cốt thép đối xứng có thể xác định từ :

$$\frac{\varepsilon_{sh}}{1+K\rho}$$

trong đó :

ε_{sh} độ co ngót của bê tông không cốt thép;

ρ diện tích cốt thép so với diện tích bê tông;

K hệ số, lấy bằng 25 đối với bê tông tiếp xúc với môi trường trong nhà và 15 khi tiếp xúc với ngoài trời.

Đối với tiết diện bố trí cốt thép không đối xứng, sự ảnh hưởng của cốt thép đến độ co ngót và theo đó là độ cong và độ võng cũng hết sức phức tạp. Các quy trình được phác thảo trong mục *3.4.6* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 đã tính đến điều này trong hầu hết các trường hợp thông thường. Khi cần phải tính toán độ võng, phải tham khảo chương *3* của Phần 2.

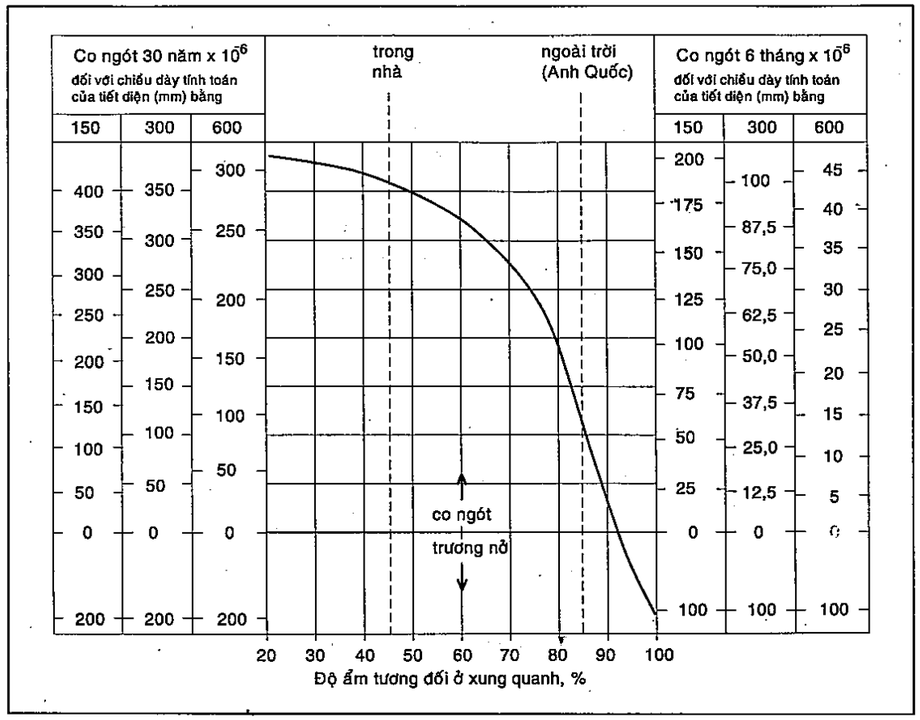
Những nhận xét chung về từ biến trong mục *7.3* cũng được áp dụng cho co ngót. Những đánh giá trên có thể cũng cần thiết trong tính toán độ co giãn (xem chương *5* của BS 8110 : Phần 1 : 1985), trong tính toán tổn thất ứng suất trước (xem *4.8* của BS 8110 : Phần 1 : 1985), trong việc tính toán các ảnh hưởng co ngót không đều (xem *5.4.6.4* của BS 8110 : Phần 1 : 1985). Trong tất cả các trường hợp, sự đánh giá chủ yếu dựa vào kinh nghiệm.

7.5 – BIẾN DẠNG NHIỆT

Thông tin nêu trong mục này chỉ dành riêng cho việc đánh giá độ co giãn và biến dạng.

Biến dạng nhiệt được tính toán từ các hệ số thích hợp về giãn nở nhiệt và sự thay đổi nhiệt độ. Sự thay đổi nhiệt độ được xác định từ các điều kiện sử dụng và các số liệu về khí hậu. Bê tông tiếp xúc với môi trường ngoài trời không có sự phản ứng ngay đối với sự thay đổi nhiệt độ trong không khí và có thể cần phải điều chỉnh lại phạm vi nhiệt độ theo điều kiện khí hậu trước khi sử dụng để tính toán độ co giãn.

[1] Tiếng Anh : "Drying shrinkage" – (ND).
[2] Tiếng Anh : "Workability" – (ND).
[3] "Shrinkage of natural aggregates in concrete. Building Research Establishment Digest 35 (second series). Building Research Establishment.



Hình 7.2. Co ngót trong quá trình khô của bê tông thông thường

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông phụ thuộc chủ yếu vào hệ số giãn nở của cốt liệu và vữa xi măng, vào mức độ bão hòa của bê tông. Sự giãn nở của cốt liệu có liên quan đến các thành phần khoáng chất (xem bảng 7.3).

Bảng 7.3 – Giãn nở nhiệt của nhóm đá và bê tông có liên quan

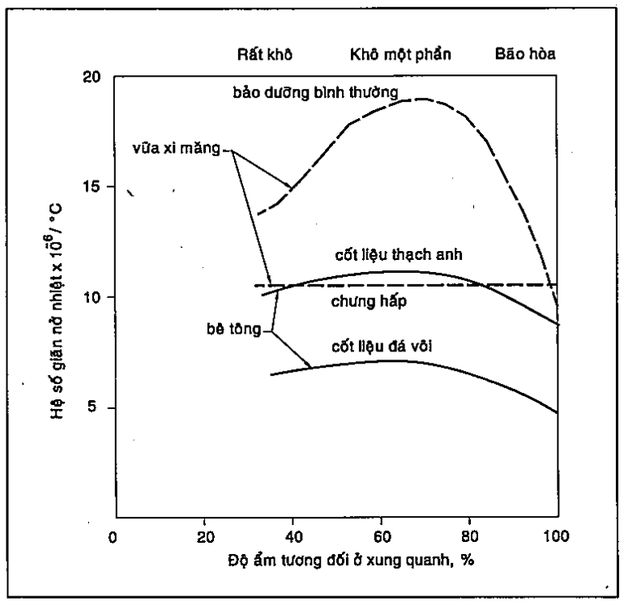
Dạng cốt liệu (xem BS 812)[1]	Hệ số giãn nở định hình (1.10^{-6} /°C)	
	Cốt liệu	Bê tông
Sa thạch, thạch anh	11	12
Granite, basalt (bazan)	7	10
Đá vôi	6	8

[1] BS 812 "Methods for sampling and testing of mineral aggregates, sands and fillers".

Cũng như tất cả các hệ số có liên quan đến chương này, các thông tin nêu ra chỉ có tính chỉ dẫn chung. Các hệ số này có thể thay đổi và sự thay đổi đó đối với sa thạch và thạch anh là nhỏ nhất và đối với đá vôi là lớn nhất. Tuy nhiên, các hệ số nêu trên cũng đủ dùng cho mục đích thiết kế; nếu việc đánh giá biến dạng có ý nghĩa cực kỳ quan trọng, cần phải lấy mẫu cốt liệu sử dụng trong thực tế.

Hệ số giãn nở nhiệt của xi măng là một hàm số của hàm lượng ẩm và ảnh hưởng của nó đến bê tông được giới thiệu trên hình 7.3. Có thể thấy rằng bê tông khô một phần có hệ số giãn nở nhiệt xấp xỉ bằng 2.10^{-6}/°C lớn hơn hệ số giãn nở nhiệt của bê tông bị bão hòa.

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 7.3. *Ảnh hưởng của mức độ khô đến hệ số giãn nở nhiệt của bê tông và xi măng đã đông cứng*

Chương 8
KHE CO GIÃN

8.1 – KHÁI QUÁT

Nhiều yếu tố ảnh hưởng có khuynh hướng làm cho bê tông bị nứt và việc hạn chế các vết nứt đó cũng chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố, trong đó yếu tố quan trọng nhất là việc bố trí cốt thép một cách đầy đủ và thích hợp. Tuy nhiên, cũng có những trường hợp chỉ cần tới biện pháp khống chế bằng khe co giãn[1] là có khả năng thỏa mãn.

Các khe co giãn là các khe được thiết kế đặc biệt nhằm cho phép xảy ra sự dịch chuyển tương đối của hai phần cấu kiện kế cận nhau mà không phá hỏng tính nguyên vẹn của kết cấu. Chức năng chung của các khe co giãn là cho phép xảy ra khả năng dịch chuyển có thể kiểm soát được, tránh được các ứng suất có hại. Các khe co giãn có thể là các mối nối liên kết giữa các bộ phận của cấu kiện hoặc kết cấu và chúng có thể cho phép chuyển vị thẳng hoặc xoay hoặc cả chuyển vị thẳng lẫn xoay.

8.2 – SỰ CẦN THIẾT CỦA KHE CO GIÃN

Trong tất cả các vật liệu làm kết cấu chịu lực nói chung, bê tông sẽ nở ra khi bị nung nóng và sẽ co lại khi bị làm lạnh; bê tông cũng nở ra khi ẩm ướt và co ngót khi bị khô. Bê tông cũng bị biến dạng do quá trình thuỷ hóa của xi măng và do các tính chất của bản thân vật liệu và các thành phần của chúng. Nếu quá trình co hoặc giãn bị ngăn cản, ứng suất sinh ra có thể đạt đến độ lớn tạo ngay ra các vết nứt trong bê tông hoặc sinh ra các vết nứt về sau này do tác dụng của thành phần ứng suất dài hạn. Từ biến của bê tông trong một thời gian dài có thể làm giảm ứng suất sinh ra do sự ngăn cản quá trình co giãn, nhưng nói chung điều này không đáng tin cậy. Lún không đều của móng cũng phải xét đến. Các yếu tố trên có thể gây ra những vết nứt gây mất mỹ quan, làm hư hỏng các lớp hoàn thiện và thậm chí phá hỏng kết cấu. Những khả năng và ảnh hưởng của các vết nứt đó phải được khảo sát kỹ trong các nội dung có liên quan đến thiết kế, đến cốt thép và hình dáng của cấu kiện hoặc kết cấu và kiến thức mới trong những tài liệu đã xuất bản, và nếu cần phải tránh hoặc hạn chế những ảnh hưởng của các vết nứt tiềm ẩn nói trên, có thể bố trí các khe co giãn tại những vị trí xác định.

Một số các dấu hiệu về độ lớn của quá trình co giãn thuộc kết cấu bê tông có thể thấy được qua những ví dụ sau đây (xem cùng với chương 7) :

a) Giá trị trung bình của hệ số giãn nở nhiệt đối với bê tông thông thường là $10.10^{-6}/^{0}C$ và $8.10^{-6}/^{0}C$ đối với bê tông cốt liệu nhẹ (xem bảng 7.3); do đó, độ chênh lệch chiều dài của cấu kiện bê tông có chiều dài 30m do sự thay đổi nhiệt $30^{0}C$ xấp xỉ bằng 10mm. Nếu sự co giãn của cấu kiện bị ngăn cản hoàn toàn, trong cấu kiện bê tông không có cốt thép với mô đun đàn hồi $20kN/mm^2$ có thể sẽ sinh ra ứng suất $7N/mm^2$. Nếu các ứng suất này là ứng suất kéo và chúng cộng tác dụng với ứng suất kéo khác đang tồn tại trong cấu kiện thì sẽ xảy ra các vết nứt. Tuy nhiên, nếu trong cấu kiện có bố trí cốt thép, sự phân bố các vết nứt có thể khống chế được nhờ số lượng, hình thức và sự phân bố cốt thép. Cốt thép sẽ làm giảm đáng kể bề rộng và khoảng cách vết nứt và có thể giảm đến giới hạn không gây nguy hiểm cho kết cấu.

b) Các biến dạng co ngót trong quá trình khô vào khoảng 500.10^{-6}. Trong các tiết diện không có cốt thép, biến dạng này đạt đến 1,5mm trên mỗi 3m chiều dài cấu kiện bê tông. Nếu sự thay đổi chiều dài bị ngăn cản, sẽ xảy ra ứng suất kéo vào khoảng $10N/mm^2$.

[1] Tiếng Anh : "Movement Joints" – (ND).

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

Do độ co ngót phát triển qua một thời gian vài tháng, giá trị ứng suất này trong thực tế sẽ giảm xuống từ $2N/mm^2$ đến $3N/mm^2$.

c) Từ biến của bê tông dưới tác dụng của ứng suất có khuynh hướng làm giảm ứng suất lớn nhất sinh ra do sự ngăn cản quá trình co giãn theo các dạng theo (a) và (b). Trong số các yếu tố khác nhau, mức độ giảm phụ thuộc vào tốc độ thay đổi ứng suất. Từ biến là một quá trình lâu dài và nếu ứng suất thay đổi nhanh, ví dụ như do tiết diện ngang của cấu kiện đủ nhỏ để cho phép thay đổi nhiệt độ hay sự co ngót xảy ra trong một thời gian tương đối ngắn, có thể bỏ qua ảnh hưởng giảm ứng suất.

   Tuy nhiên, từ biến của bê tông có thể tự tạo ra biến dạng và có thể dẫn đến hư hỏng và gây mất thẩm mỹ cho kết cấu nếu không bố trí khe co giãn. Lấy ví dụ, từ biến của bê tông có thể gây ra biến dạng dầm và biến dạng này tăng lên qua suốt một thời gian dài dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên. Ngoại trừ khi có bố trí khe co giãn giữa sàn và tường ngăn, biến dạng này có thể dẫn đến khả năng tăng thêm tải trọng cho tường ngăn không chịu lực và có thể sẽ có các vết nứt rất nghiêm trọng.

d) Lực giãn nở tăng thêm do cháy cần phải xét đến nếu người thiết kế thấy kết cấu hay các cấu kiện riêng rẽ nhạy cảm với các ảnh hưởng đó.

Ghi chú: Các chi tiết về kết cấu nhạy cảm với cháy nêu trong các tài liệu chuyên đề.

8.3 – CÁC KIỂU KHE CO GIÃN

Khe co giãn có thể có các kiểu sau đây:

a) *Khe co*. Khe co là mối nối có tính không liên tục nhưng không có khe hở ban đầu giữa các phần bê tông trên cả hai mặt của mối nối và mối nối này cho phép bê tông co lại.

   Phải có sự phân biệt giữa khe co hoàn toàn, trong đó cả bê tông lẫn cốt thép bị gián đoạn, và khe co một phần, trong đó chỉ có bê tông bị gián đoạn còn cốt thép chạy qua khe.

b) *Khe giãn*. Khe giãn là mối nối có sự gián đoạn hoàn toàn của cả cốt thép lẫn bê tông và có khuynh hướng thích nghi với hiện tượng co và giãn của kết cấu.

   Nói chung, mối nối này phải có bề rộng khe đủ lớn giữa các phần kết cấu được nối với nhau để cho phép xảy ra phần giãn nở theo dự tính. Thiết kế mối nối phải sao cho sự phối hợp các mặt trượt không xảy ra, tuy nhiên có thể điều đó đôi khi cũng có lợi.

c) *Khe trượt*. Khe trượt là mối nối với sự gián đoạn hoàn toàn của cả cốt thép lẫn bê tông với các biện pháp đặc biệt để cho phép có sự chuyển dịch tương đối trong mặt phẳng của mối nối.

d) *Khe khớp*. Khe khớp là mối nối được thiết kế và thi công đặc biệt nhằm cho phép cấu kiện xoay tương đối tại mối nối. Kiểu mối nối này thường dùng để ngăn ngừa xảy ra mô men ngược hoặc liên kết chặn, ví dụ như trong vòm 3 khớp.

e) *Khe lún*. Khe lún là mối nối cho phép các cấu kiện hay kết cấu kế cận nhau có thể lún hay chuyển vị tương đối so với nhau. Ví dụ sự chuyển dịch của móng nhà xảy ra do lún. Sự chuyển dịch này có thể khá lớn.

Có thể cần phải thiết kế khe nhiều chức năng so với từng kiểu khe nói trên.

Các khe trong tường hoặc sàn chống cháy phải có bậc chịu lửa tương đương.

8.4 – BỐ TRÍ MỐI NỐI

Nguy cơ nứt do sự co giãn nhiệt và co ngót có thể giảm thiểu được bằng cách hạn chế sự thay đổi nhiệt độ và độ ẩm trong kết cấu bê tông. Phạm vi giảm thiểu có thể thực hiện được trong kết cấu hoàn chỉnh sẽ phụ thuộc rất nhiều vào dạng kết cấu và môi trường, từ tầng hầm với những điều kiện tương đối ổn định về nhiệt độ và độ ẩm cho đến kết cấu trên cao không bị cách ly tiếp xúc trực tiếp với nhiệt độ và độ ẩm của khí quyển. Hơn nữa, trong các công trình, ảnh hưởng của hệ thống sưởi trung tâm đến nhiệt độ lẫn độ ẩm của kết cấu, phối hợp với khả năng giữ nhiệt tương đối thấp của ngôi nhà cộng với các tường ngăn nhẹ, có thể làm điều kiện về độ ẩm và nhiệt độ trở nên tồi tệ hơn so với trong những ngôi nhà cũ kỹ, nặng nề và không có hệ thống sưởi. Do đó, việc khảo sát về sự cần thiết bố trí các khe co giãn trở thành rất quan trọng.

Vết nứt có thể giảm thiểu được bằng cách giảm bớt sự ngăn cản khả năng co giãn tự do của kết cấu và việc khống chế các vết nứt thường đòi hỏi sự phân chia kết cấu thành những đoạn có chiều dài thích hợp với các khe co giãn tương ứng.

Tính hiệu quả của các khe co giãn trong việc khống chế vết nứt trên kết cấu cũng sẽ phụ thuộc vào vị trí chính xác của chúng; vị trí chính xác thường phụ thuộc vào kinh nghiệm và có thể là các vị trí đặc trưng có khả năng xuất hiện vết nứt nhiều nhất, ví dụ như những vị trí thay đổi tiết diện đột ngột.

Vị trí của tất cả các khe co giãn đối với từng cấu kiện lẫn tổng thể kết cấu phải được chỉ dẫn rõ ràng trên bản vẽ thiết kế. Nói chung, các khe co giãn trong kết cấu phải đi qua toàn bộ kết cấu trên cùng một mặt phẳng.

8.5 – THIẾT KẾ CÁC KHE

Khe co giãn phải thực hiện được đầy đủ các chức năng cần thiết. Khe phải đơn giản và có đầy đủ bậc tự do dịch chuyển, đồng thời có thể phải có những đặc trưng cần thiết khác như độ kín, khả năng chịu lửa, khả năng chịu ăn mòn, độ bền lâu và cách âm.

Thiết kế phải xét đến mức độ kiểm tra, khả năng tay nghề và các sai số xảy ra trong kết cấu thực tế thuộc loại đang xem xét.

Khi các khe thuộc loại nhồi, chúng có thể nhồi bằng các loại mastic dùng trong xây dựng. Hiện nay chưa có các điều kiện kỹ thuật tiêu chuẩn đối các loại vật liệu này, song có thể tham khảo các tiêu chuẩn BS 3712, BS 6093 và BS 6213.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 9

KIỂM ĐỊNH, THÍ NGHIỆM KẾT CẤU VÀ CÁC BỘ PHẬN TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

9.1 – KHÁI QUÁT

Chương *9* liên quan đến các phương pháp kiểm định và thí nghiệm (nếu cần) các kết cấu, các bộ phận kết cấu đã hoàn thiện hoặc các bộ phận kết cấu trong quá trình thi công. Thừa nhận rằng kết cấu và các bộ phận đã được thiết kế phù hợp với quy phạm này.

Chương này đưa ra những chỉ dẫn tổng quát và các nguyên tắc chung; các chỉ dẫn chi tiết đối với những trường hợp đặc biệt có thể tìm thấy trong các tài liệu chuyên sâu.

Các chỉ dẫn trong chương này nói chung có thể không phù hợp với :

a) thí nghiệm mô hình được dùng làm cơ sở thiết kế;

b) thí nghiệm kết cấu nguyên mẫu làm cơ sở cho thiết kế;

c) kiểm tra khả năng thích hợp của các kết cấu hiện hữu (liên quan đến sự thay đổi về mặt sử dụng hoặc tải trọng, hoặc xuống cấp hoặc bị sự cố hư hỏng), ngoại trừ khi các tính năng của chúng được xác định trái ngược với thiết kế theo quy phạm này (xem mục *9.3*).

9.2 – MỤC ĐÍCH CỦA THÍ NGHIỆM

Trong phạm vi *9.1*, các phương pháp nêu trong các mục *9.3* đến *9.6* có thể tương ứng với một trong những trường hợp đặc biệt sau :

a) khi các quy trình nêu trong chương *6, 7, 8* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 cho thấy rằng các vật liệu được sử dụng có thể phi tiêu chuẩn hoặc có chất lượng kém;

b) khi các quy trình giám sát và thanh tra cho thấy rằng tay nghề trên công trường rất kém, sản phẩm xây dựng sai với điều kiện kỹ thuật và thiết kế;

c) khi có các khuyết tật có thể nhìn thấy được, đặc biệt tại các tiết diện tới hạn hoặc trên các cấu kiện nhạy cảm;

d) khi có yêu cầu kiểm tra chất lượng thi công hoặc chế tạo các cấu kiện đúc sẵn.

9.3 – NHỮNG CƠ SỞ TIẾP CẬN

Mục tiêu cơ bản của việc kiểm định trong những điều kiện đặc biệt được mô tả trong *9.2* là nhằm đánh giá kết cấu đã xây dựng và quyết định xem chúng có đáp ứng được các yêu cầu của thiết kế ban đầu hay không.

Phải tiến hành lựa chọn loại hình và phạm vi thí nghiệm trong trường hợp đặc biệt nhằm hoàn thành mục tiêu này, đồng thời trước tiên phải có sự đồng ý của tất cả các bên có liên quan về nguyên tắc cũng như chi tiết. Công tác thí nghiệm phải là các thí nghiệm có liên quan và kết quả của chúng được sử dụng trong các quy trình tính toán lại để đánh giá và chứng minh sự phù hợp của kết cấu.

Nói chung, các quy trình này phải có tính hệ thống và tiến bộ, nghĩa là đầu tiên phải sử dụng các phương pháp nêu trong mục *9.4*, khi vẫn còn nghi ngờ thì phải xét đến việc sử dụng phương pháp nêu trong mục *9.5*.

9.4 – CÁC THÍ NGHIỆM KIỂM TRA KẾT CẤU BÊ TÔNG

9.4.1 – Khái quát

Mục này bao hàm các thí nghiệm dùng để xác định chất lượng của các vật liệu được sử dụng trong các kết cấu đã được xây dựng; các giá trị thông số vật liệu thu thập được có thể dùng để tính toán kiểm định kết cấu. Trước tiên là việc xác định độ bền tại hiện trường theo cách trực tiếp hay gián tiếp (xem *9.4.2*), song các thí nghiệm có thể là xác định lớp bê tông bảo vệ và tính nguyên vẹn, thành phần vật liệu, sự hiện diện của các khuyết tật hoặc các chất gây ô nhiễm, v.v... Các kỹ thuật thí nghiệm được liệt kê trong tài liệu "Kiểm định các kết cấu hiện hữu"[1] cùng với những đánh giá khả năng áp dụng, các ưu điểm và hạn chế của chúng.

9.4.2 – Độ bền của bê tông trong kết cấu

Việc lấy mẫu bê tông một cách đều đặn và thí nghiệm các mẫu kiểm tra bê tông theo tiêu chuẩn phải phù hợp với chuẩn độ bền nêu trong chương *6* của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

Mục này bao hàm các thí nghiệm đặc biệt được thực hiện cho những trường hợp nêu trong mục *9.2* và theo cơ sở tiếp cận nêu trong mục *9.3*. Các phương pháp thí nghiệm được nêu trong BS 6089, trong đó có mô tả các quy trình thí nghiệm và các phương pháp đánh giá kết quả; các phương pháp thí nghiệm đó được xem như thỏa mãn với hầu hết các kết cấu bê tông nói chung.

Trong những trường hợp đặc biệt, trong đó vẫn còn có những nghi ngờ về khả năng nghiệm thu kết cấu, có thể phải cần tới phương pháp thí nghiệm chất tải; phương pháp này được thực hiện theo *9.5*. Tuy nhiên, trong hầu hết các trường hợp, các quy trình nêu trong mục này sẽ cung cấp đầy đủ các thông tin cho phép kiểm định và đánh giá kết cấu một cách chính xác.

9.5 – THÍ NGHIỆM CHẤT TẢI KẾT CẤU HOẶC CÁC BỘ PHẬN KẾT CẤU

9.5.1 – Khái quát

Nếu thí nghiệm chất tải được xem như cần thiết, phải tiến hành kiểm tra về độ bền hoặc khả năng sử dụng. Có thể thừa nhận rằng, chất tải kết cấu đến tải trọng giới hạn thiết kế có thể làm hỏng tính năng sử dụng và do đó không nhất thiết phải đo khả năng chịu tải thực của kết cấu. Trong trường hợp nào đó, khi có thể biện minh được các thí nghiệm quá tải (xem *9.6*), nói chung nên chất tải kết cấu đến mức độ của trạng thái giới hạn về sử dụng. Nếu đã có đủ các số liệu đo đạc về biến dạng cùng với các kết quả thí nghiệm mô tả trong *9.5.2*, có thể sử dụng chúng để kiểm tra thiết kế ban đầu trong việc dự báo độ bền giới hạn và tính năng dài hạn của kết cấu.

Các chỉ dẫn chi tiết về quy trình thí nghiệm được nêu trong tài liệu "Kiểm định các kết cấu hiện hữu" cùng với các thông tin cơ bản được nêu trong "Thí nghiệm chất tải các kết cấu công trình bê tông"[2] và "Những khía cạnh thực hành thí nghiệm chất tải"[3]. Một số những nguyên tắc chung được nêu trong *9.5.2* đến *9.5.5*.

9.5.2 – Tải trọng thí nghiệm

Tải trọng tổng cộng (W) phải không nhỏ hơn 1,0 lần tĩnh tải đặc trưng cộng với 1,0 lần hoạt tải đặc trưng, và thông thường phải là giá trị lớn hơn trong số : (a) tổng tĩnh tải đặc trưng và 1,25 lần hoạt tải đặc trưng hoặc (b) 1,125 lần tổng tĩnh tải và hoạt tải đặc trưng. Khi quyết định các số liệu thích hợp về tải trọng thí nghiệm trên kết cấu, các giá trị cho phép được thiết lập đối với các lớp hoàn thiện và tường ngăn, v.v..., phải xét đến khả năng xảy ra sự phân bố tải trọng trong kết cấu hoàn chỉnh, nghĩa là mức độ chất tải phải có tính đại diện và có khả năng mô phỏng hệ nội lực một cách chính xác và hợp lý.

Tải trọng thí nghiệm có thể chất và dỡ tải theo cấp tăng và giảm tải, khi đó phải hết sức lưu ý về mọi biện pháp đảm bảo an toàn. Phải tiến hành chất tải trọng thí nghiệm ít nhất hai lần, tối thiểu mỗi giờ một lần thí nghiệm, và cứ sau 5 phút lại tăng tải trước khi ghi số đo biến dạng. Có thể đặt tải lần thứ 3 và giữ nguyên trong 24 giờ.

9.5.3 – Đánh giá kết quả

Khi xác định các số đo biến dạng, phải tính đến các sai số sinh ra do sự thay đổi các điều kiện môi trường xảy ra trong quá trình thí nghiệm.

---

[1] Appraisal of existing structures. Report of the Institution of Structural Engineers, July 1980.

[2] Menzies, J. B. Loading testing of concrete building structures. The Structural Engineer. December 1978 56A, No. 12, trang 347 – 353.

[3] Jones, D. S. and Oliver, C. W. The practical aspects of load testing. The Structural Engineer. December 1978 56A, No. 12, trang 353 – 356.

Trung tam đao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

Mục tiêu chính trong việc đánh giá các kết quả là việc so sánh đặc tính đo được với các đặc tính được kỳ vọng trên cơ sở tính toán thiết kế. Điều đó có nghĩa là phải tính đến các sai số do sự khác biệt về độ bền hoặc ứng suất của vật liệu, hoặc các đặc trưng khác trong kết cấu đã xây dựng so với các giá trị giả định trong thiết kế. Các bước xác định các thông số của các vật liệu này phải được tiến hành càng chính xác càng tốt bằng cách sử dụng các phương pháp có liên quan đến mục *9.6*, các kết quả thí nghiệm tiêu chuẩn, các biên bản căng thép (đối với bê tông ứng suất trước), v.v...

9.5.4 – Tiêu chuẩn thí nghiệm

Khi đánh giá các số liệu thí nghiệm và trong quy trình tính toán lại, phải xét đến các tiêu chuẩn sau đây :

a) biến dạng và nứt ban đầu phải tuân theo các yêu cầu thiết kế;

b) khi xảy ra biến dạng đáng kể dưới tác dụng của tải trọng nêu trong *9.5.2*, tỷ lệ (%) độ phục hồi sau lần chất tải thứ 2 phải ít nhất bằng chu kỳ chất tải thứ nhất và phải ít nhất bằng 75% đối với bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước loại 3 và 85% đối với bê tông ứng suất trước loại 1 và 2*;

Ghi chú : (*) Khi độ võng đo được rất nhỏ (< nhịp / 1000), các tính toán độ phục hồi trở nên vô nghĩa.

c) các khuyết tật trong kết cấu phải được khảo sát và được đánh giá trong các quy trình tính toán lại.

9.5.5 – Các thí nghiệm đặc biệt

Trong trường hợp nào đó, có thể phải thực hiện các thí nghiệm đặc biệt để làm xuất hiện hệ nội lực được kỳ vọng trong kết cấu hoàn chỉnh. Điều cần thiết đó có thể xảy ra trong thí nghiệm các bộ phận đúc sẵn của các cấu kiện tổ hợp, hoặc khi các điều kiện biên không còn tác dụng trong kết cấu. Các thí nghiệm trên phải được các bên có liên quan đồng ý trước.

9.6 – THÍ NGHIỆM CHẤT TẢI TRÊN CÁC CẤU KIỆN ĐÚC SẴN RIÊNG RẼ

Thí nghiệm chất tải trên các cấu kiện đúc sẵn có thể cần thiết đối với các trường hợp (a) đến (c) trong mục *9.2*. Trong trường hợp đặc biệt này, các quy trình phải tuân theo các mục *9.3* đến *9.5*.

Nếu thí nghiệm chất tải có yêu cầu kiểm tra về chất lượng của cấu kiện để nghiệm thu các cấu kiện mới, các quy trình thí nghiệm một lần nữa phải tuân theo *9.3* đến *9.5*, hoặc xác định bằng quy trình kỹ thuật đáp ứng được hệ thống đảm bảo chất lượng. Tỷ lệ lấy mẫu phải là tỷ lệ nêu trong quy trình kỹ thuật hoặc trong điều kiện kỹ thuật. Cơ sở tiếp cận được phác thảo trong *9.3* để đánh giá cả khả năng sử dụng lẫn độ bền, trong đó thường không có yêu cầu các thí nghiệm quá tải. Khi vẫn còn những nghi ngờ về độ bền giới hạn của nhiều cấu kiện và cần phải tiến hành thí nghiệm phá hoại, tỷ lệ lấy mẫu phải có sự đồng ý của các bên có liên quan. Trong các thí nghiệm đó, đặc tính sử dụng phải phù hợp với đặc tính được kỳ vọng trong tính toán thiết kế. Nói chung, độ bền giới hạn phải lớn hơn tải trọng giới hạn thiết kế một khoảng chênh lệch ít nhất bằng 5%; ngoài ra, độ võng dưới tác dụng của tải trọng giới hạn thiết kế phải không lớn hơn 1/40 nhịp.

PHẦN 3
CÁC BIỂU ĐỒ THIẾT KẾ DẦM BỐ TRÍ CỐT THÉP ĐƠN, DẦM BỐ TRÍ CỐT THÉP KÉP VÀ CỘT CHỮ NHẬT

CÁC BIỂU ĐỒ DÙNG CHO THIẾT KẾ

1 – KHÁI QUÁT

1.1 – Phạm vi áp dụng

Phần 3 của BS 8110 bao gồm các biểu đồ dành cho thiết kế dầm bố trí cốt thép đơn, dầm bố trí cốt thép kép và cột tiết diện chữ nhật. Các biểu đồ này không dùng để hoàn chỉnh thiết kế chi tiết, nhưng có thể dùng các biểu đồ này như là phương tiện hỗ trợ để phân tích tiết diện ngang của cấu kiện ở trạng thái giới hạn về độ bền. Các biểu đồ dựa trên cơ sở các giả thiết được thừa nhận ở BS 8110 : Phần 1, trong đó có sử dụng biểu đồ ứng suất parabolic – chữ nhật. Chi tiết đầy đủ về việc thiết lập các biểu đồ được nêu trong phụ lục A.

Ghi chú: Tên của các ấn phẩm được tham khảo trong quy phạm này được liệt kê ở cuối tài liệu.

1.2 – Các ký hiệu

Các định nghĩa của các ký hiệu nêu trong BS 8110 : Phần 1 và 2 cùng với các ký hiệu dưới đây được áp dụng cho Phần 3 của BS 8110.

f_{sc} ứng suất trong cốt thép chịu nén ở trạng thái giới hạn về độ bền;

f_{st} ứng suất trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn về độ bền;

ε_o biến dạng tại điểm trên đường ứng suất – biến dạng parabolic – chữ nhật nối đoạn parabolic và đoạn thẳng.

$$(\varepsilon_o = 2{,}4.10^{-4}\sqrt{(f_{cu}/\gamma_m)})$$

1.3 – Sử dụng biểu đồ

Các ví dụ minh họa cách sử dụng biểu đồ được nêu trong phụ lục B.

Các hệ số K trên các biểu đồ thiết kế cột là các hệ số giảm mô men bổ sung được tính từ phương trình 33 của BS 8110 : Phần 1 : 1985.

2 – CÁC BIỂU ĐỒ DÙNG CHO THIẾT KẾ

Các biểu đồ dùng cho thiết kế No.1 đến 50 được đưa ra ở các trang tiếp theo.

CÁC PHỤ LỤC

PHỤ LỤC A. CÁC CHÚ GIẢI VỀ CÁC BIỂU ĐỒ THIẾT KẾ

Toàn bộ các biểu đồ thiết kế đều sử dụng các giả thiết nêu trong *3.4.4.1* của BS 8110 : Phần 1 : 1985 và các biểu đồ này được dùng để phân tích tiết diện ngang. Các giả thiết được minh họa trên các biểu đồ thuộc các hình 1 đến 3. Hình 2 minh họa quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông và hình 3 minh họa quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép ở trạng thái giới hạn về độ bền. Khi thiết lập biểu đồ theo các đường cong ứng suất – biến dạng, hệ số γ_m lấy bằng 1,5 và 1,15 tương ứng đối với bê tông và cốt thép. Đối với tiết diện chữ nhật, khi trục trung hòa nằm trong phạm vi tiết diện, các biểu thức được thiết lập dễ dàng trên cơ sở tổng lực nén trong bê tông và vị trí của

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org

trọng tâm lực này ở trạng thái giới hạn. Các biểu thức sẽ như sau.

Lực nén trong bê tông khi phá hoại được xác định theo biểu thức :

$$\frac{0,45f_{cu}bx}{0,0035}\left(0,0035-\frac{\varepsilon_o}{3}\right)=k_1bx$$

Khoảng cách từ mặt chịu nén của tiết diện đến trọng tâm của lực nén trong bê tông được xác định bởi :

$$\left[\frac{(2-\varepsilon_o/0,0035)^2+2}{4(3-\varepsilon_o/0,0035)}\right]x=k_2x$$

Các biểu thức trên được sử dụng để thiết lập tất cả các biểu đồ thiết kế dành cho tiết diện chữ nhật. Đối với cột tiết diện chữ nhật, trong đó độ lệch tâm của lực dọc đủ nhỏ để trục trung hòa nằm ngoài tiết diện, kết quả tính toán từ các biểu thức phải giảm đi để tính đến ảnh hưởng của phần parabolic nằm ngoài tiết diện.

Các số liệu dùng để thiết lập các biểu đồ được tính toán bằng cách giải các phương trình cân bằng theo mô men và các nội lực để tìm các giá trị chiều cao trục trung hòa. Đối với tiết diện chữ nhật bố trí cốt thép kép và trục trung hòa nằm trong phạm vi tiết diện, các phương trình trên sẽ như sau.

Phương trình cân bằng lực dọc N được cho bởi :

$$N=k_1bx+A'_sf_{sc}+A_sf_{st}$$

Phương trình cân bằng mô men M được cho bởi :

$$M=k_1bx(h/2-k_2x)+A'_sf_{sc}(h/2-d')+$$
$$+A_sf_{st}(h/2-d)$$

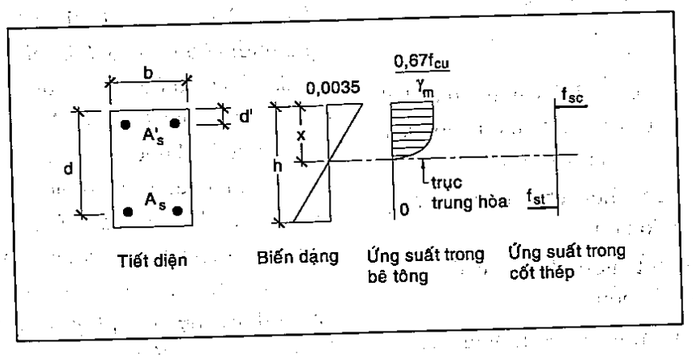
Đối với các biểu đồ dành cho dầm, diện tích cốt thép chịu kéo và mô men được tính toán theo cốt thép chịu nén được chỉ định và chiều cao trục trung hòa. Đối với các biểu đồ dành cho cột, mô men và lực dọc được tính toán theo diện tích cốt thép được chỉ định và chiều cao trục trung hòa.

Ba giả thiết mang tính chất thứ yếu được đưa vào trong quá trình thiết lập các biểu đồ sẽ bổ sung cho các giả thiết nêu ở trong BS 8110 : Phần 1.

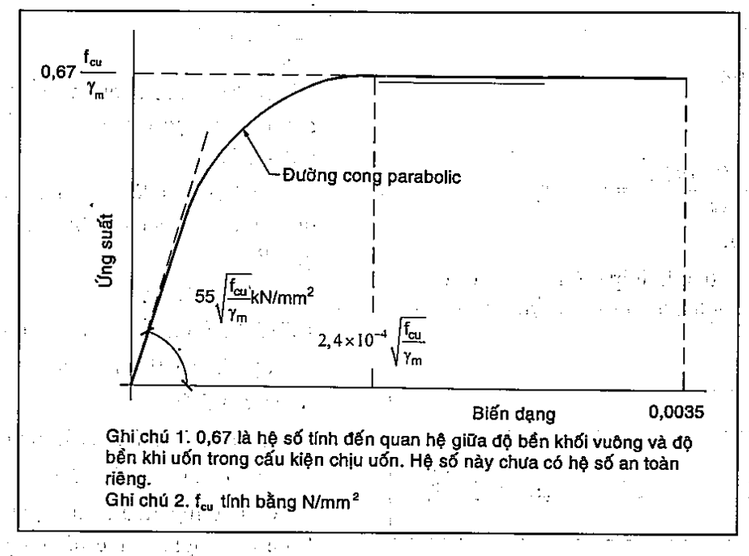
a) Khi x < d, sẽ không có lời giải trong tình huống này. Đối với các biểu đồ dành cho dầm, điểm tính toán đầu tiên sẽ là x = d'. Điểm này nối với điểm gốc bằng đường thẳng. Giả thiết này thiên về an toàn.

b) Khi có cốt thép chịu nén, toàn bộ phần diện tích bê tông chịu nén được giả thiết là vẫn có tác dụng, do đó không tiến hành giảm phần diện tích này trong tính toán khi có sự hiện diện của cốt thép.

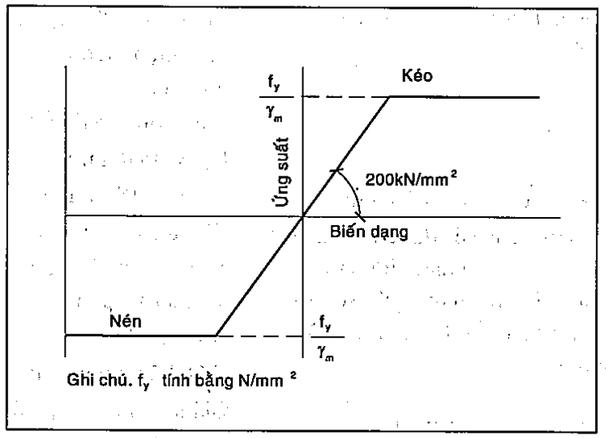
c) Có thể có một chút độ lệch từ đường cong trơn của biểu đồ tương tác đối với cột trong vùng có mô men nhỏ. Điều đó xảy ra khi trục trung hòa nằm ngay bên ngoài tiết diện và phần parabolic trên đường cong ứng suất – biến dạng bị cắt đi. Các đường cong trong vùng này sẽ "trơn". Sai số sẽ được bỏ qua.



Hình 1. *Các điều kiện ứng suất và biến dạng được giả thiết ở trạng thái giới hạn về độ bền*



Hình 2. *Thành phần ngắn hạn của đường cong ứng suất – biến dạng đối với bê tông thông thường*



Hình 3. *Thành phần ngắn hạn của đường cong ứng suất – biến dạng thiết kế đối với cốt thép*

PHỤ LỤC B. CÁC VÍ DỤ THIẾT KẾ

B.1 – Dầm bố trí cốt thép đơn

Thiết kế tiết diện ngang của bản sàn với mô men giới hạn cho trước. Các thông số thiết kế :

f_{cu} = 25N/mm²;

f_y = 250N/mm²;

h = 160mm;

Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chủ = 30mm;

M trên mỗi mét dài chiều rộng = 27,6 kN.m.

Giả sử các thanh thép có đường kính bằng 16mm.

Do đó :

$$d=160-\left[30+\frac{16}{2}\right]=122mm$$

$$\frac{M}{bd^2}=\frac{27,6.10^6}{1000.122^2}=1,86\ N/mm^2/1m\ \text{chiều rộng.}$$

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

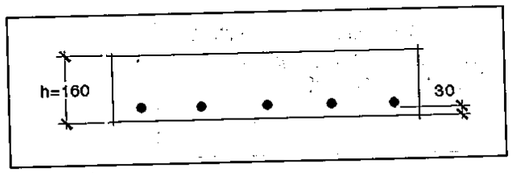
Từ biểu đồ No.1

$$\frac{100A_s}{bd} = 0{,}94$$

Do đó :

$$A_s = \frac{0{,}94 \times 1000 \times 122}{100} = 1145\ mm^2$$ trên mỗi mét chiều rộng.

Vì vậy, sử dụng thanh thép đường kính 16mm với bước 175mm (nghĩa là 1150mm²/m chiều rộng) là phù hợp.



B.2 – Dầm bố trí cốt thép kép

Thiết kế tiết diện ngang chữ nhật ở giữa dầm theo các yêu cầu của trạng thái giới hạn về độ bền.

Các thông số thiết kế :

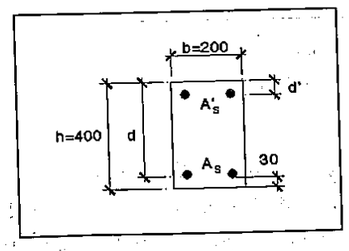
f_{cu} = 40N/mm²;

f_y = 460N/mm²;

M = 127kN.m.

Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chủ = 30mm;

Tiết diện ngang tới hạn xem xét được mô tả ở hình bên và mô men uốn ở trạng thái giới hạn về độ bền được phân phối lại và giảm 30% so với mô men lớn nhất tính theo biểu đồ mô men đàn hồi lớn nhất đối với dầm.



Giả sử các thanh thép chịu nén có đường kính 10mm và thanh thép chịu kéo có đường kính là 25mm.

$\frac{d'}{d} = \frac{35}{357{,}5} \approx 0{,}10$ do đó sử dụng biểu đồ No.18.

$\frac{M}{bd^2} = 4{,}97$.

Giảm 30% do sự phân bố lại mô men đòi hỏi chiều cao trục trung hòa phải giới hạn sao cho $x/d \le 0{,}3$.

Do đó kết quả lời giải phải đạt hoặc nằm trên đường x/d = 0,3 trong biểu đồ No.18. Kết quả lời giải là :

$100A_s/bd = 1{,}42$;

$100A'_s/bd = 0{,}3$ (bằng cách nội suy).

Vì vậy, $A_s = 1015mm^2$ và $A'_s = 214mm^2$.

Bố trí cốt thép :

A_s : 2No.20 + 2No.16 (diện tích 1030mm²).

A'_s : 2No.12 (diện tích 226mm²).

Việc sử dụng thanh thép chịu nén đường kính 12mm có nghĩa là d'/d bằng 0,101 và việc sử dụng biểu đồ No.18 là đúng.

B.3 – Cột tiết diện chữ nhật

Thiết kế tiết diện cột tiết diện chữ nhật được thực hiện theo yêu cầu của trạng thái giới hạn về độ bền.

Các thông số thiết kế :

f_{cu} = 50N/mm²;

f_y = 460N/mm²;

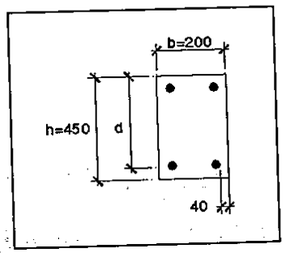
Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chủ = 40mm;

M = 91,2kN.m uốn quanh trục chính và M=0 quanh trục phụ;

N = 2460kN.

Tiết diện ngang của cột như sau :

Giả sử thanh thép có đường kính 32mm.



$\frac{d}{h} = \frac{394}{450} \approx 0{,}88$

do đó sử dụng biểu đồ No.49, trong đó :

$d/h = 0{,}90$

$M/bh^2 = 2{,}25$

$N/bh = 27{,}4$

Từ biểu đồ No.49, $100A_{sc}/bh = 2{,}6$

Do đó, $A_{sc} = 2340mm^2$.

Từ kết quả tính toán, chọn 4No.32mm (nghĩa là 3220mm²) thanh thép kéo nguội là phù hợp.

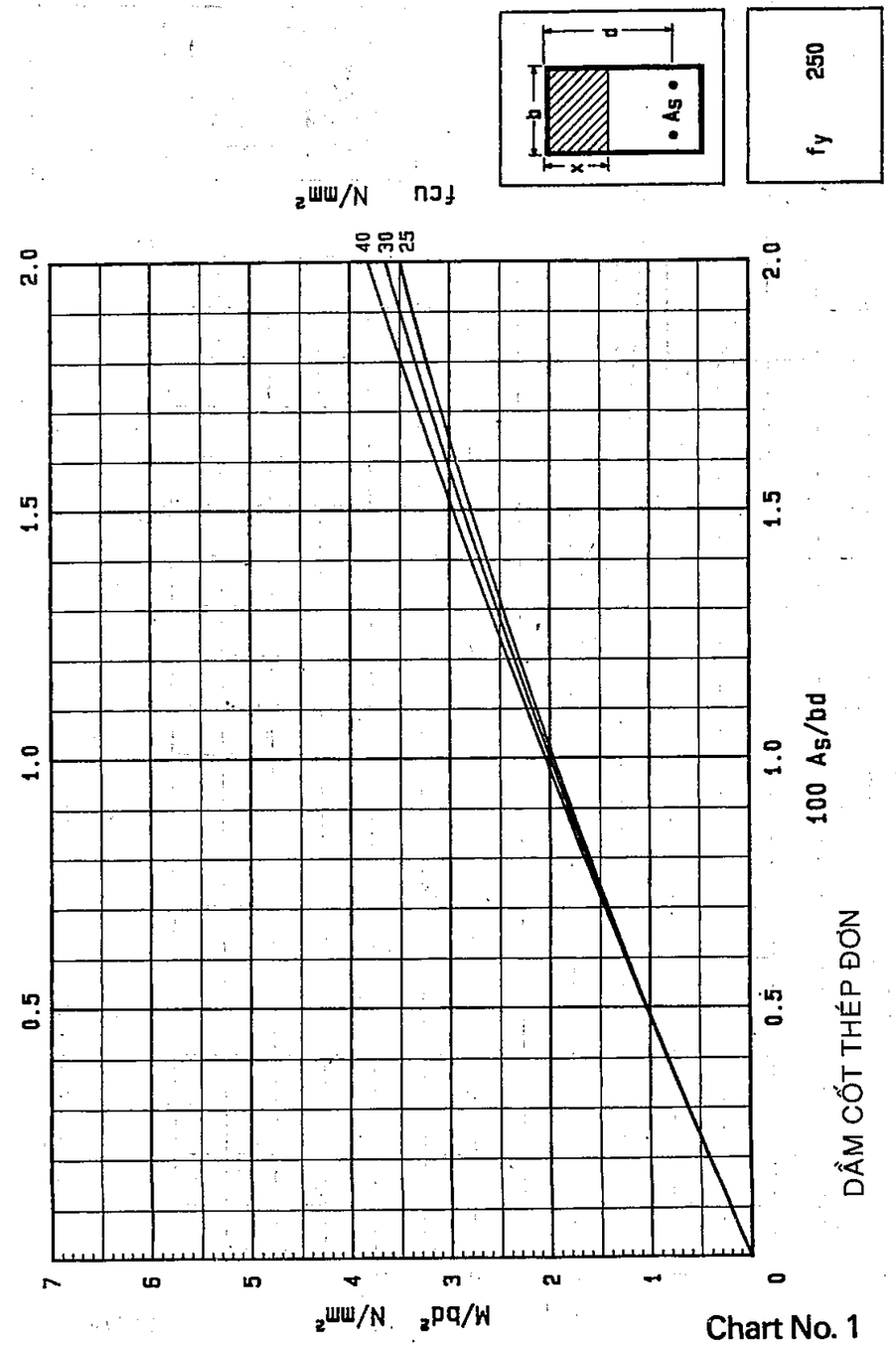
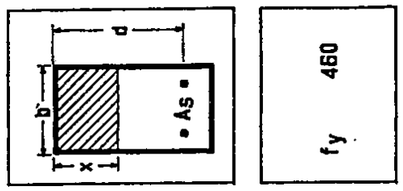


Chart No. 1

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



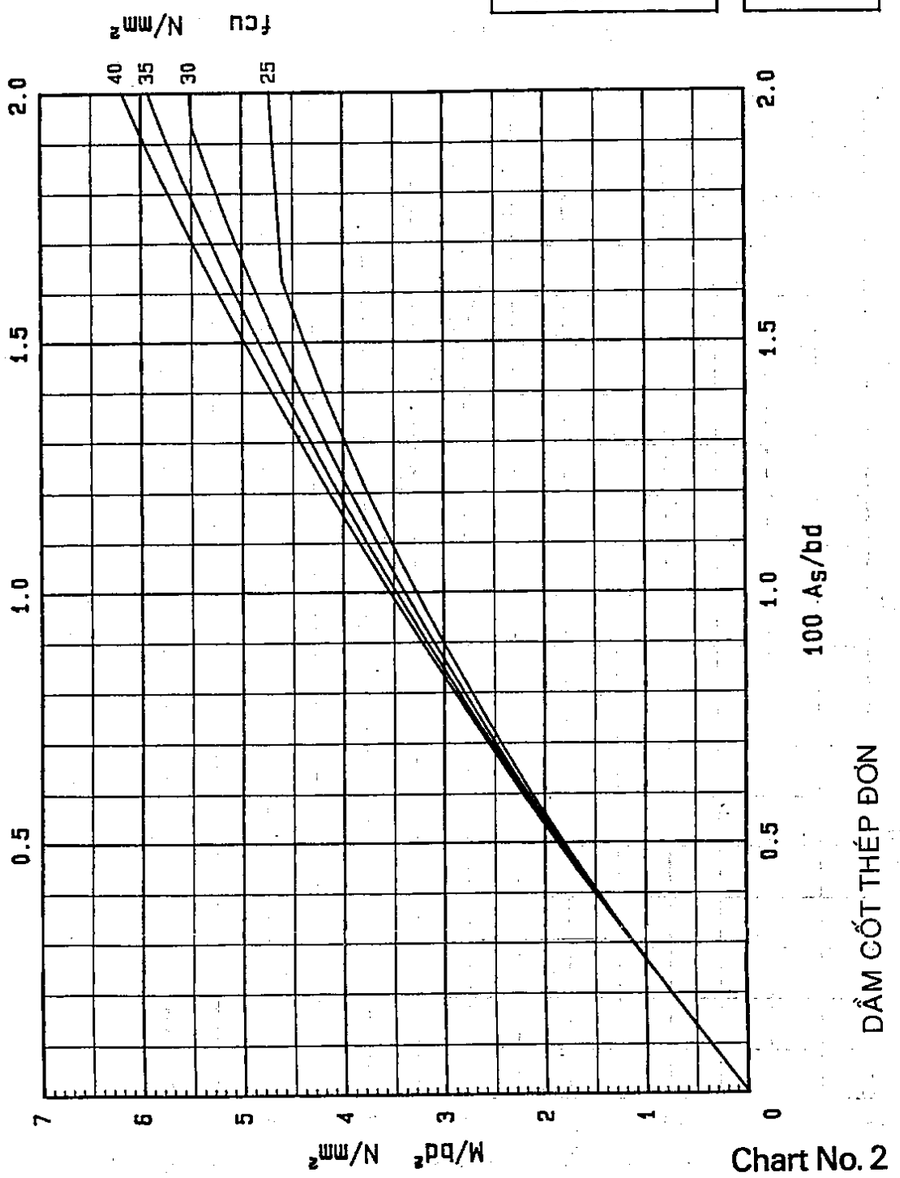
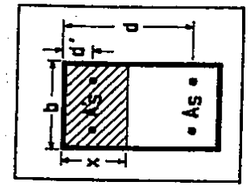
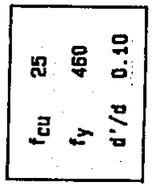


Chart No. 2





x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 - - - - -
x/d = 0.5 ——

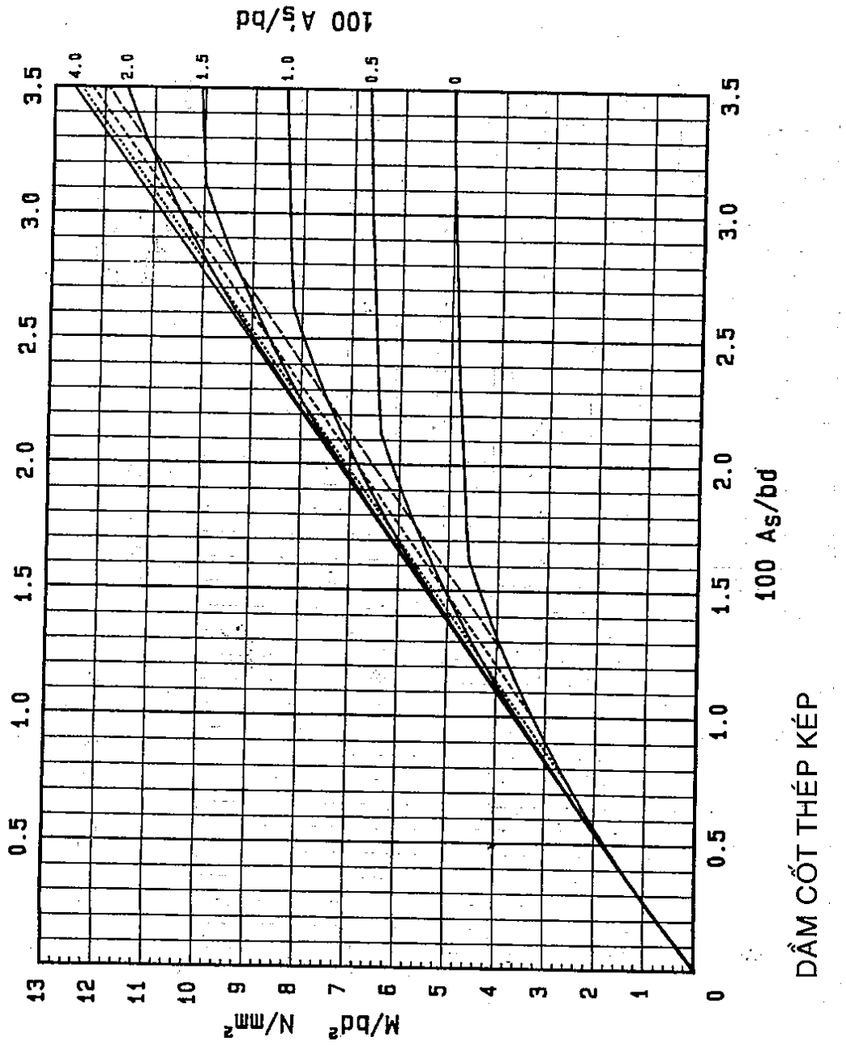
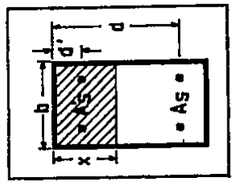


Chart No. 3

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	25
f_y	460
d'/d	0.15

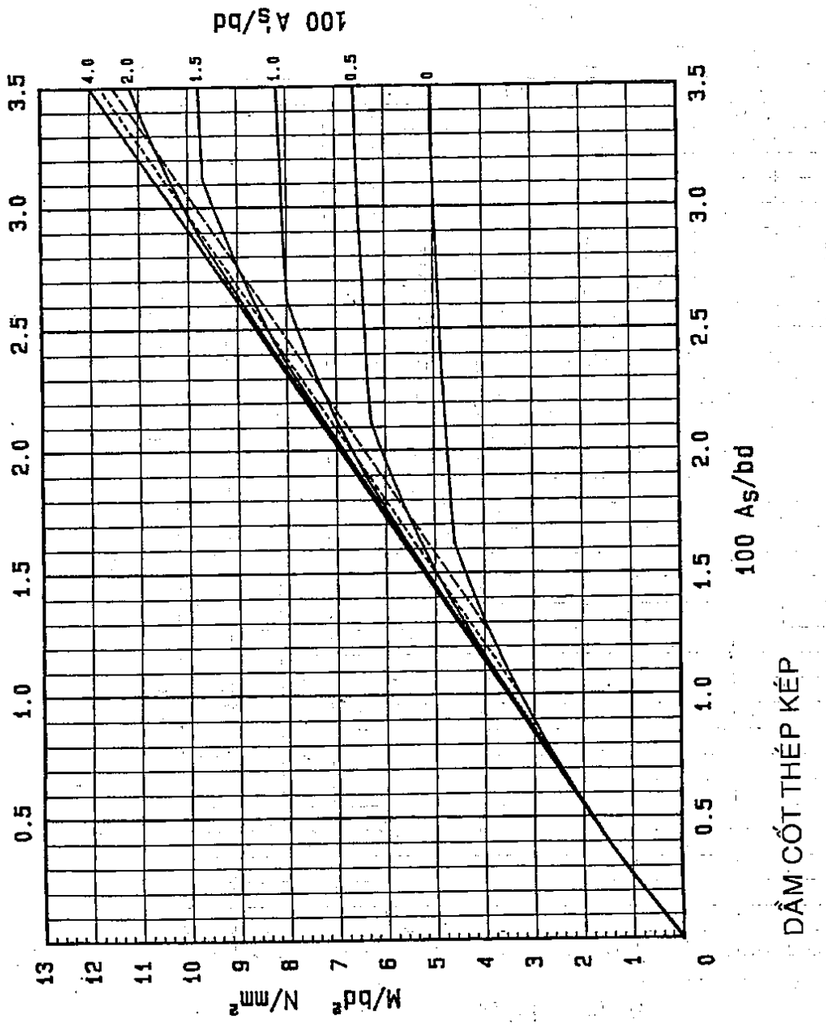
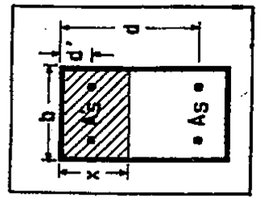


Chart No. 4

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	25
f_y	460
d'/d	0.20

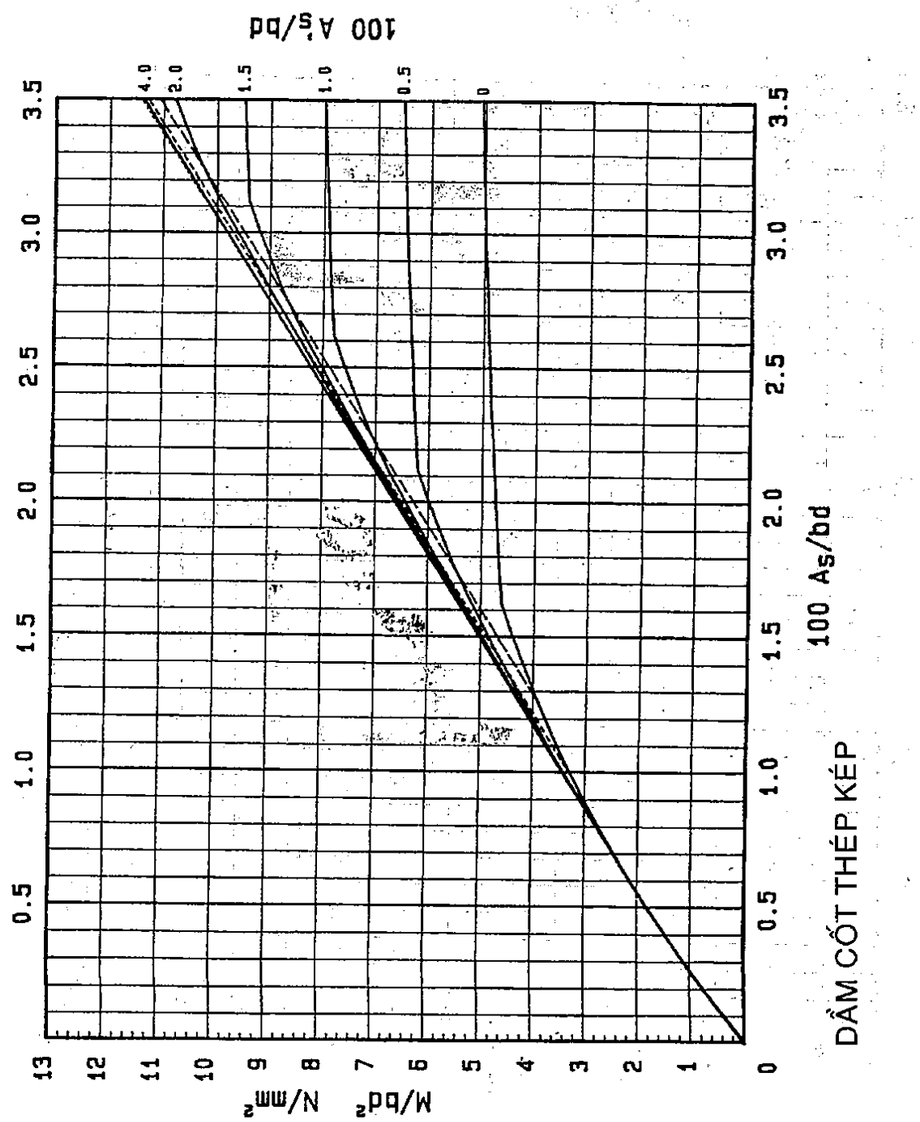
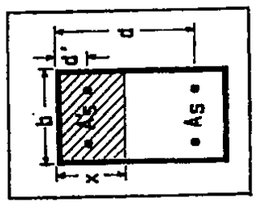


Chart No. 5

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	30
f_y	460
d'/d	0.10

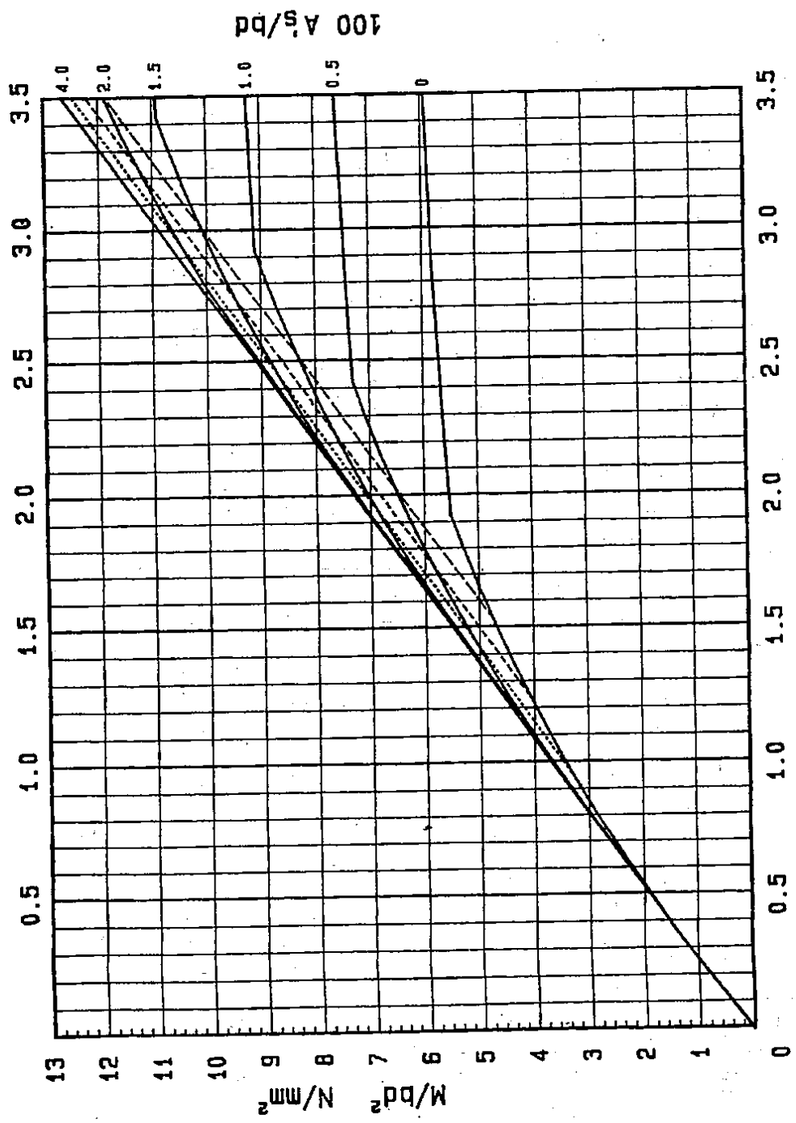
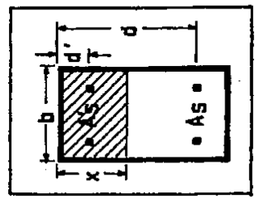


Chart No. 6

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	30
f_y	460
d'/d	0.15

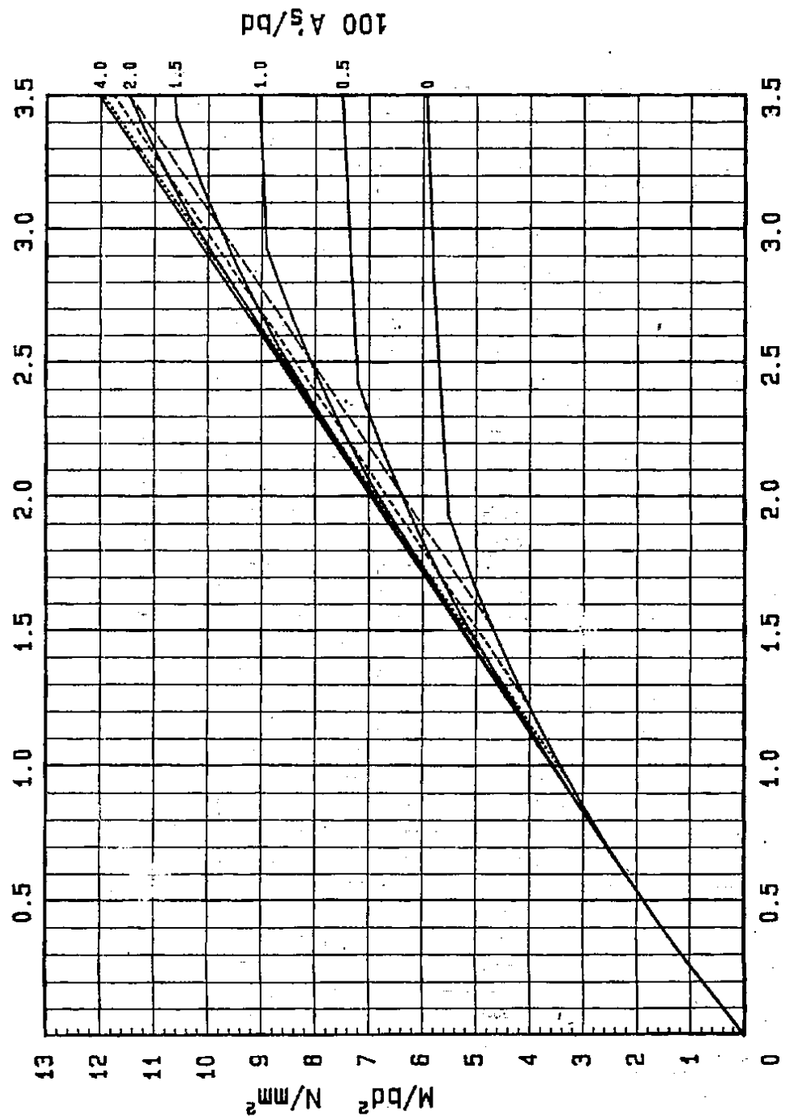
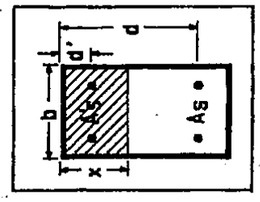


Chart No. 7

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	30
f_y	460
d'/d	0.20

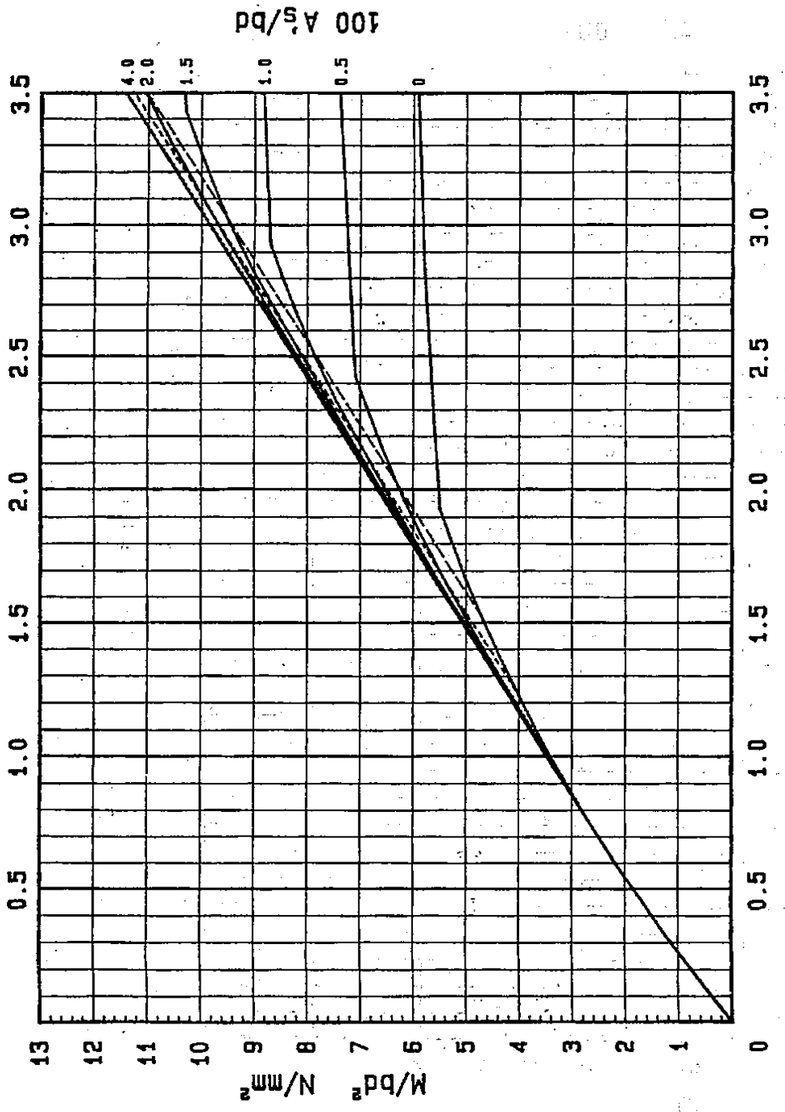
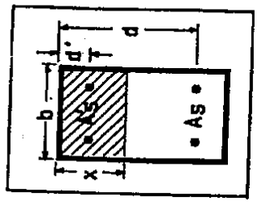


Chart No. 8

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	35
f_y	460
d'/d	0.10

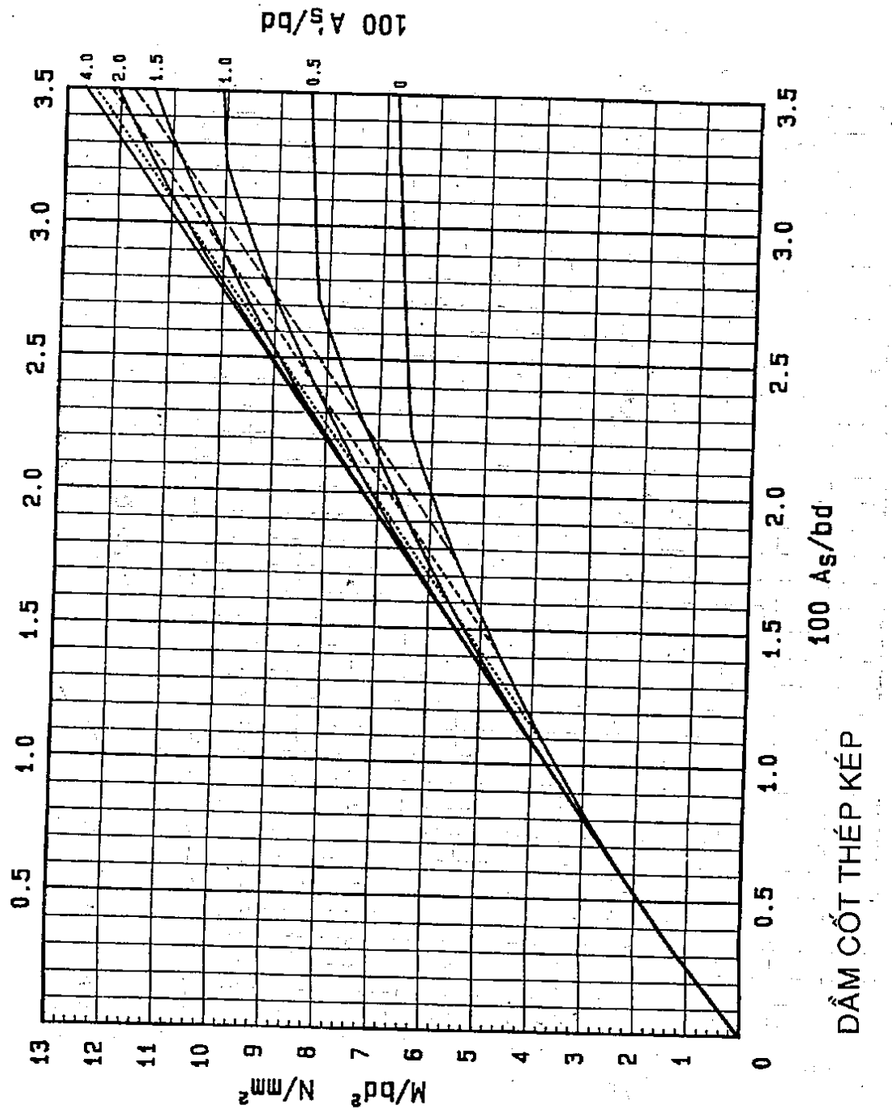
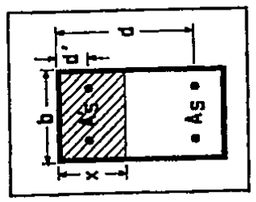


Chart No. 9

Trung tam ñao tao xay dong VIETCONS
http://www.vietcons.org

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	35
f_y	460
d'/d	0.15

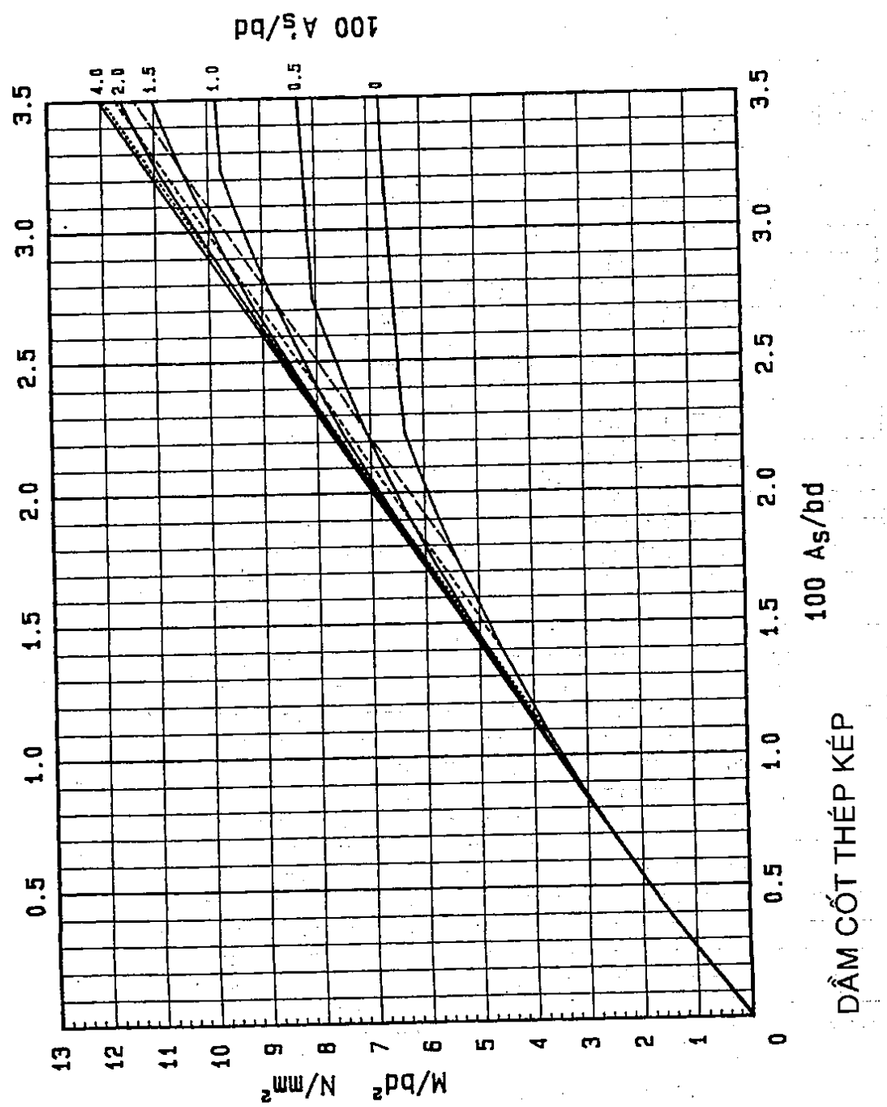
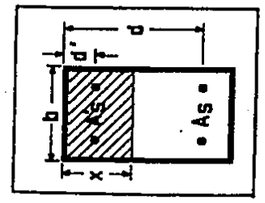


Chart No. 10

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——



f_{cu}	35
f_y	460
d'/d	0.20

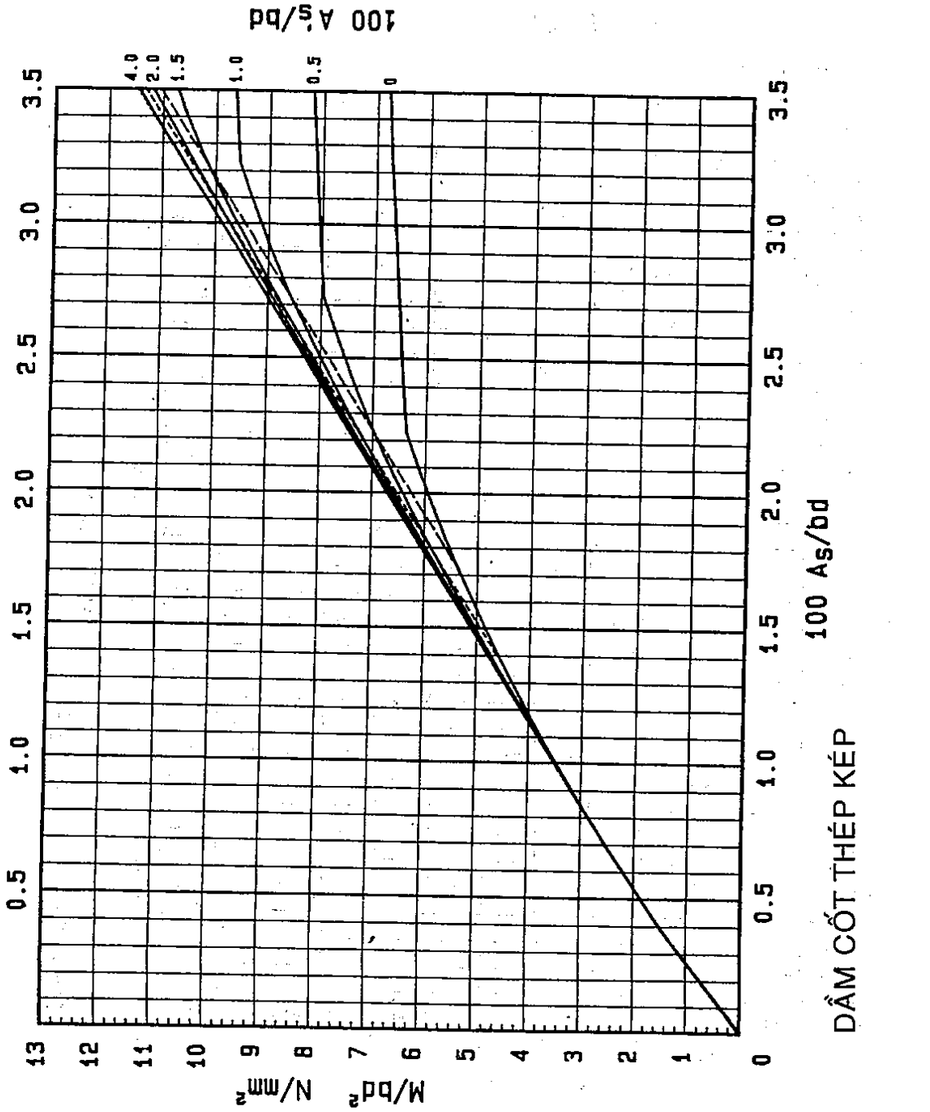


Chart No. 11

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

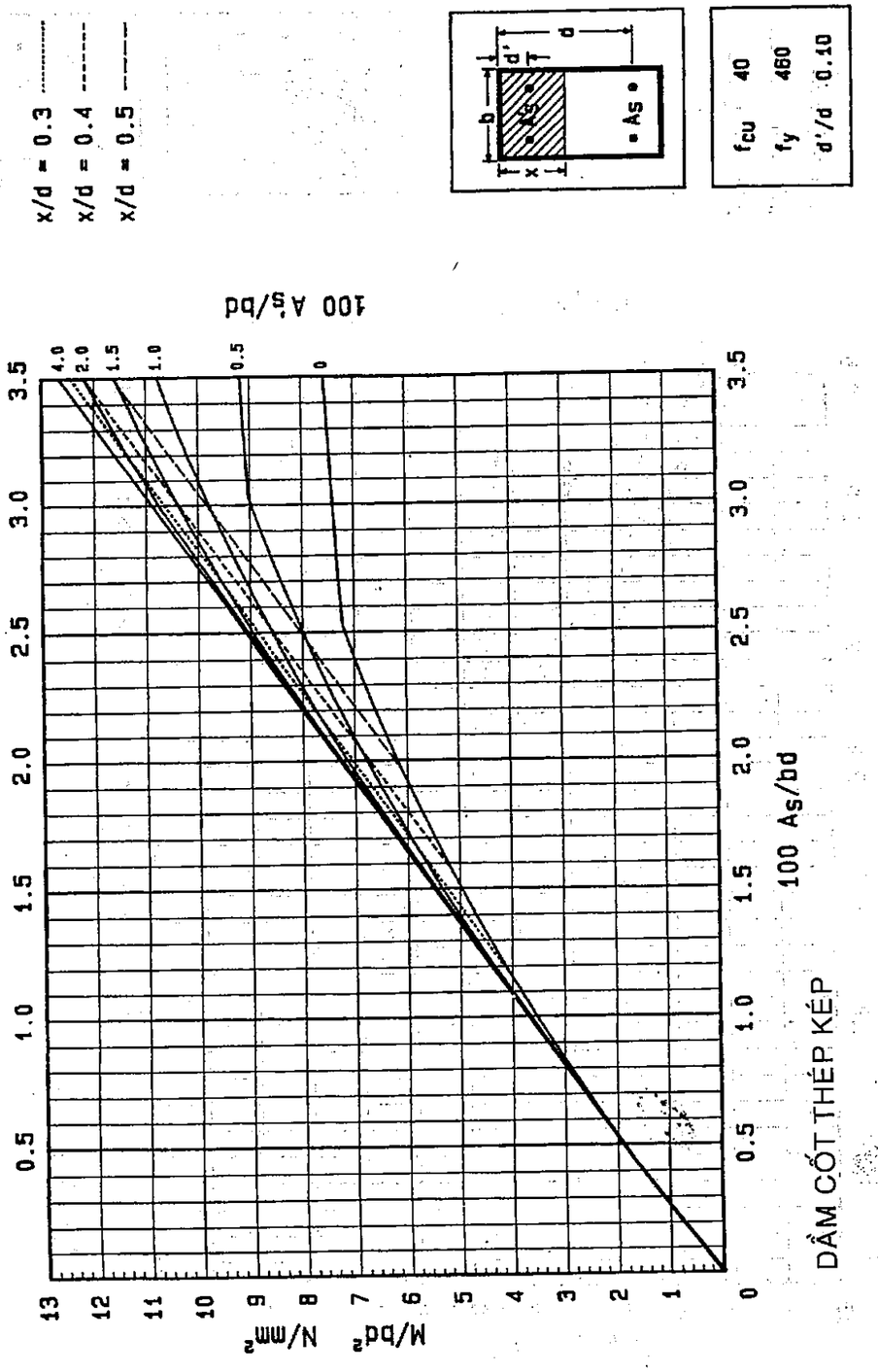


Chart No. 12

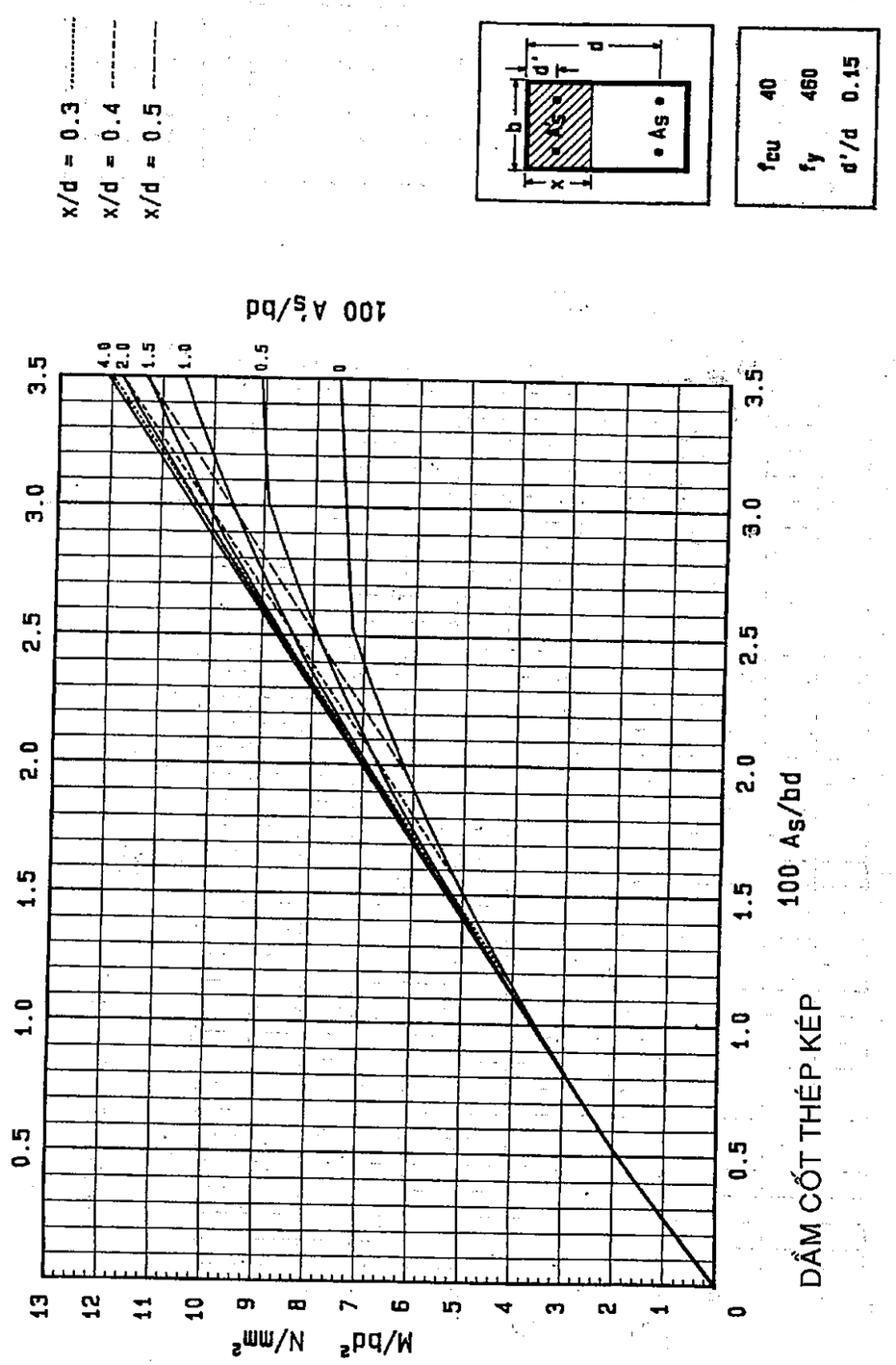


Chart No. 13

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

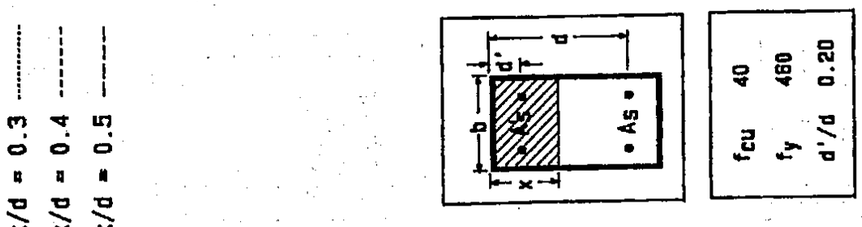


Chart No. 14

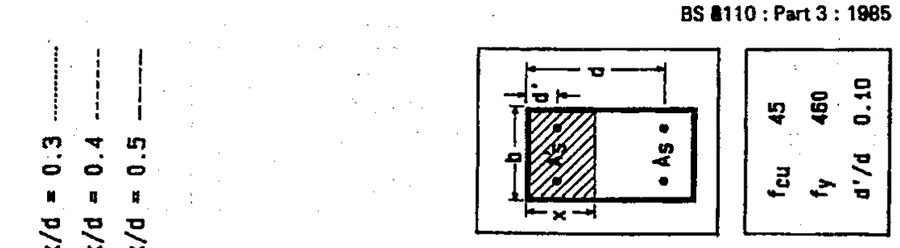


Chart No. 15

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

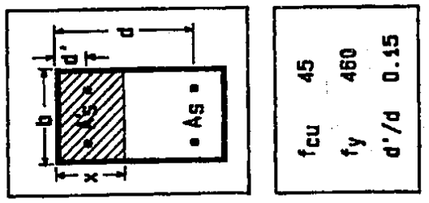


Chart No. 16

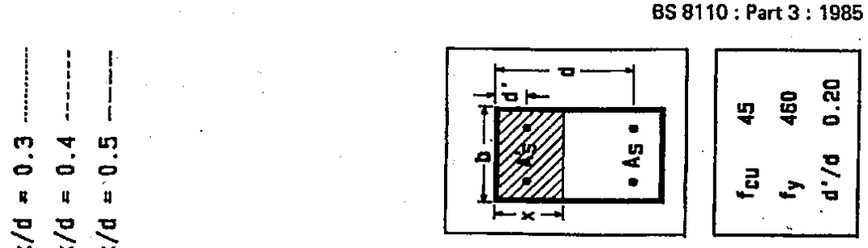
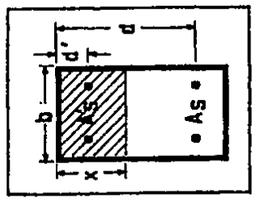


Chart No. 17

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu}	50
f_y	460
d'/d	0.10

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——

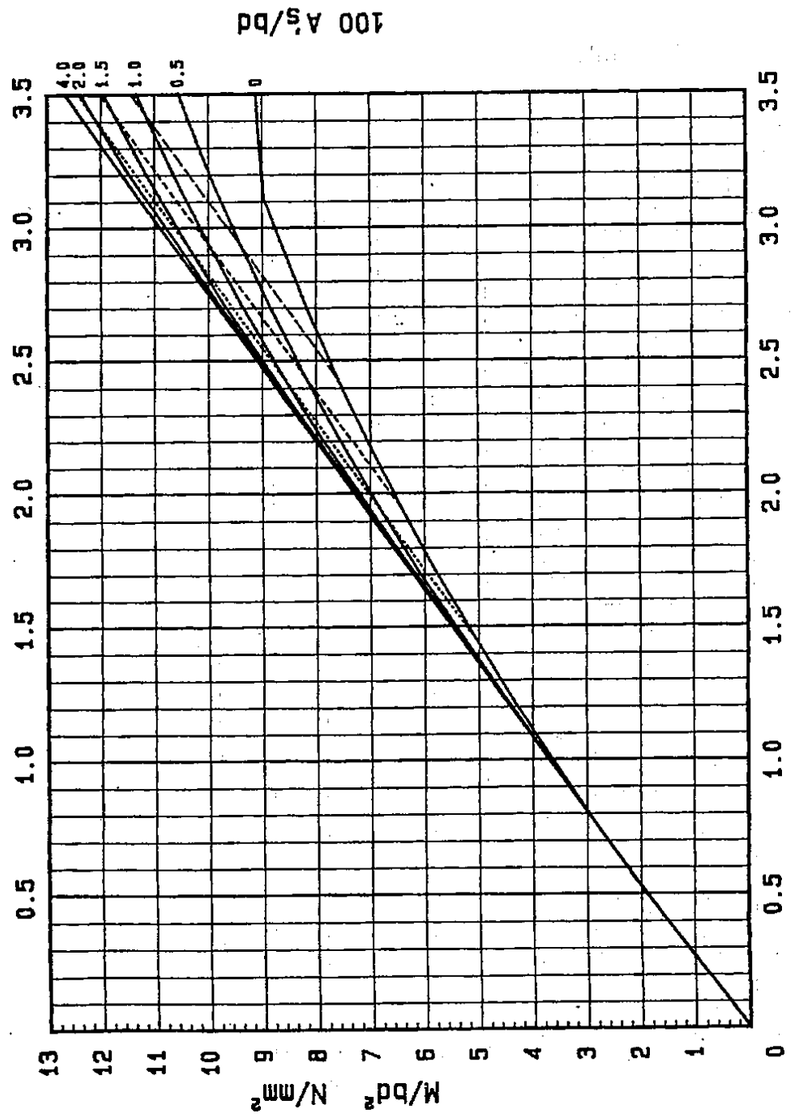
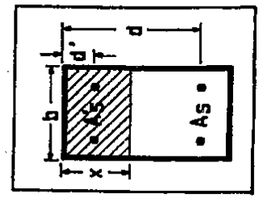


Chart No. 18



f_{cu}	50
f_y	460
d'/d	0.15

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 ------
x/d = 0.5 ——

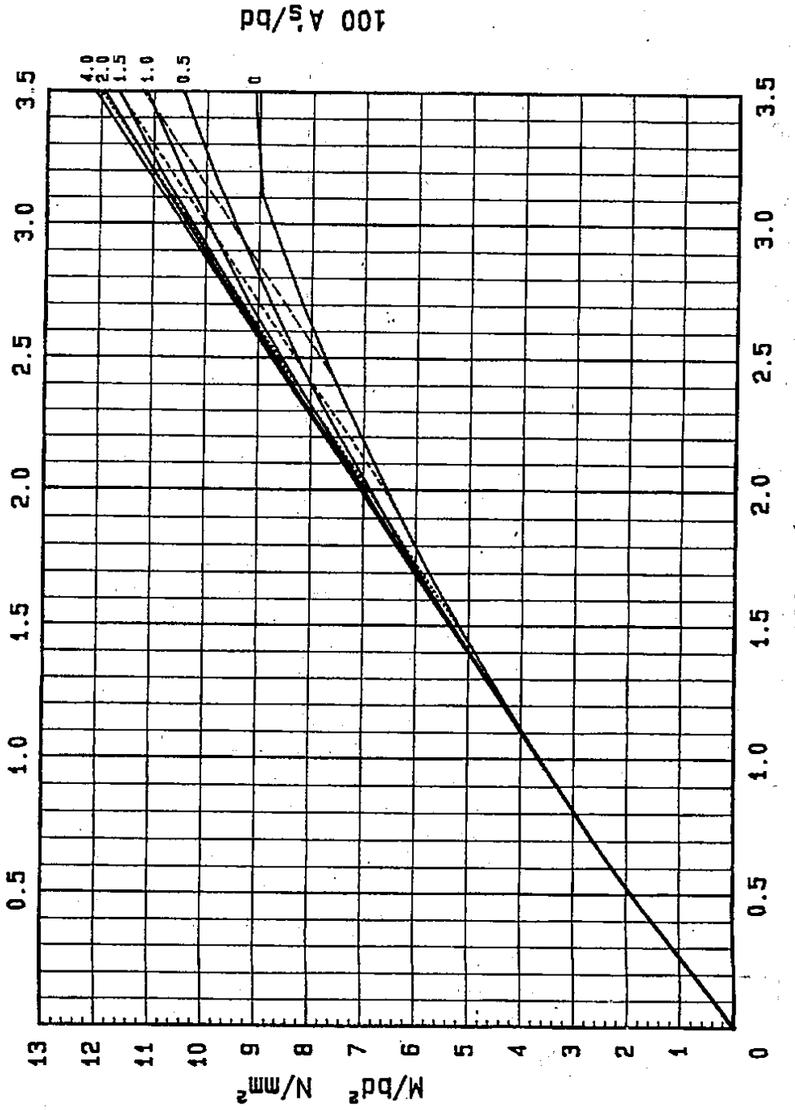
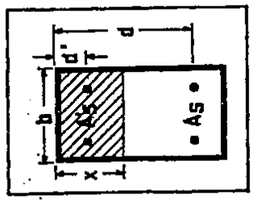


Chart No. 19

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

x/d = 0.3 .....
x/d = 0.4 - - - - -
x/d = 0.5 ——



f_{cu} 50
f_y 460
d'/d 0.20

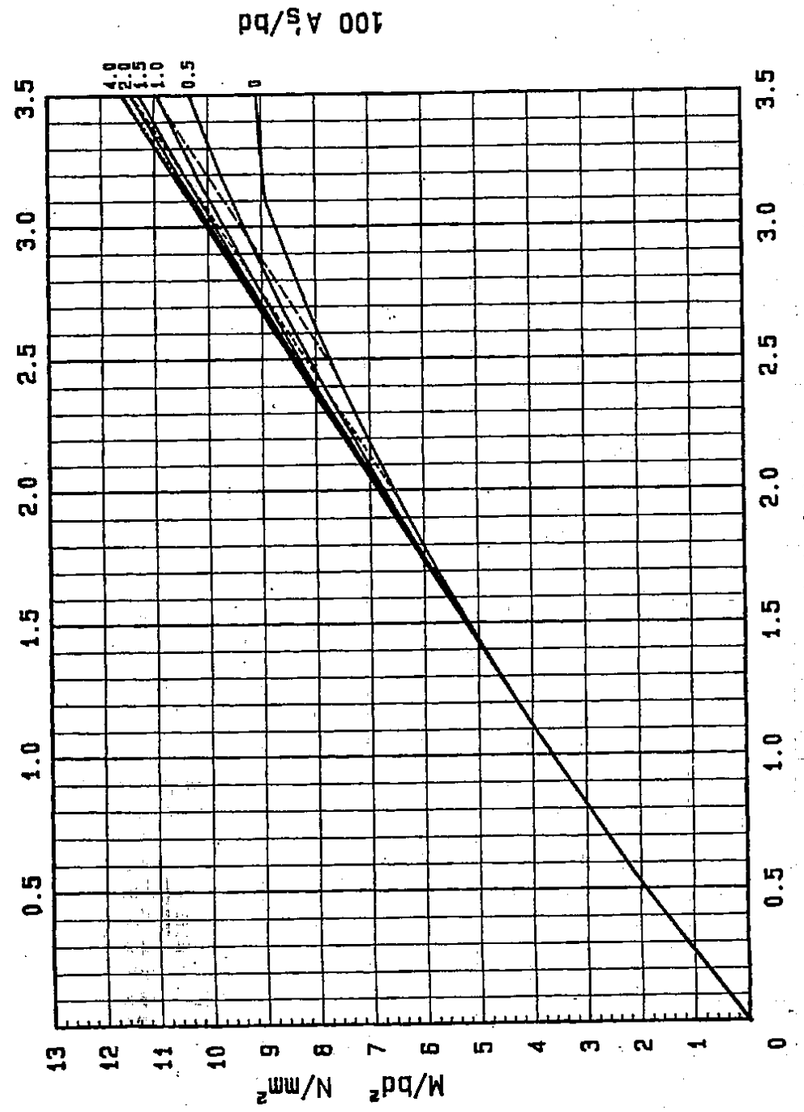
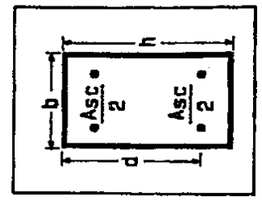


Chart No. 20



f_{cu} 25
f_y 460
d/h 0.75

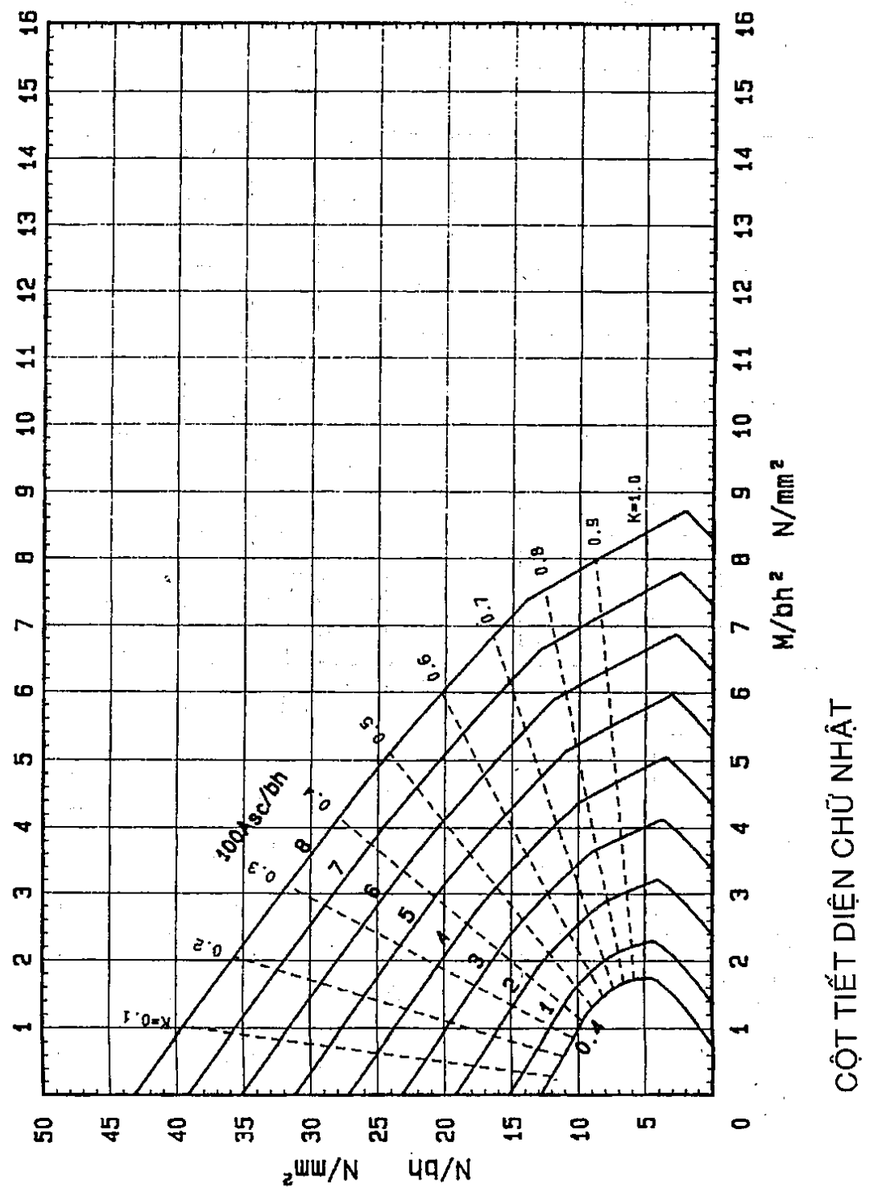
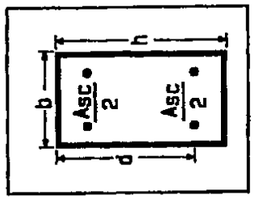


Chart No. 21

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 25
f_y 460
d/h 0.80

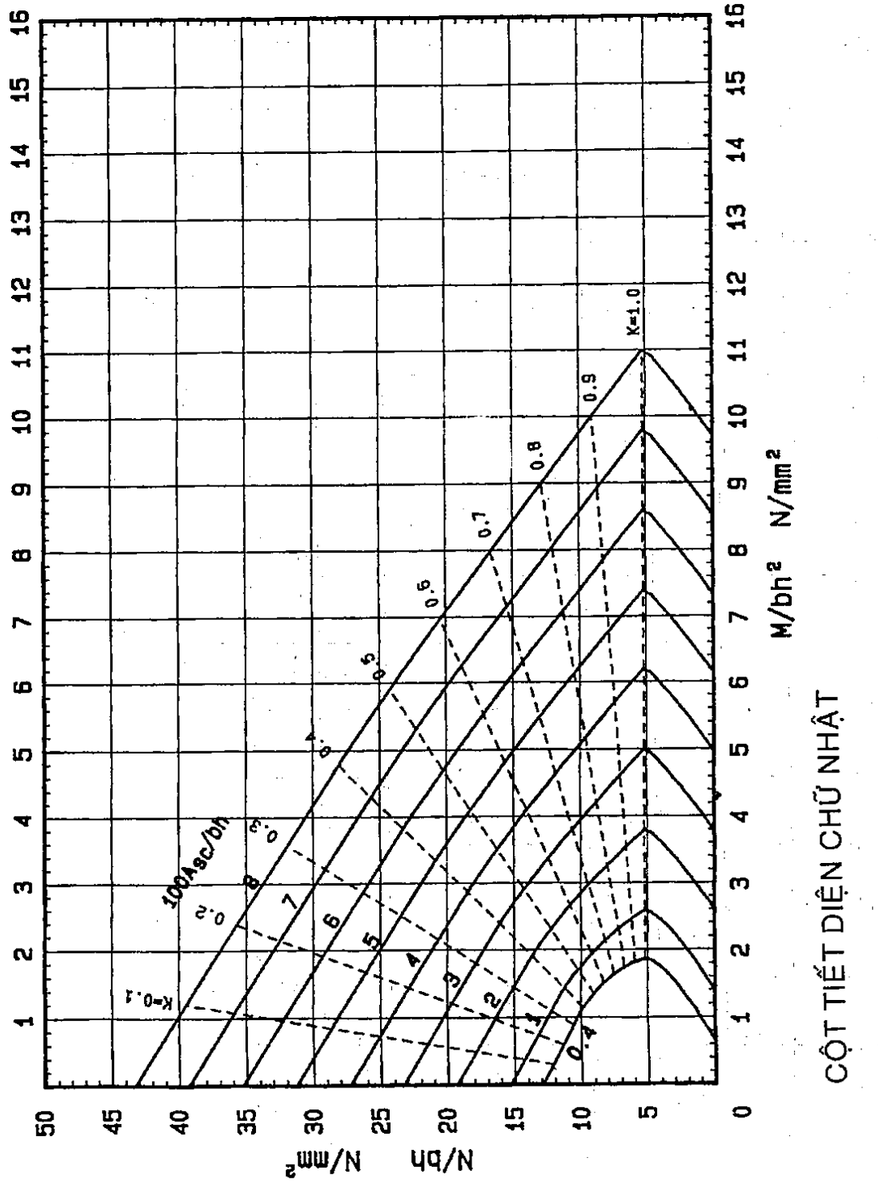
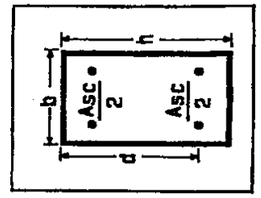


Chart No. 22



f_{cu} 25
f_y 460
d/h 0.85

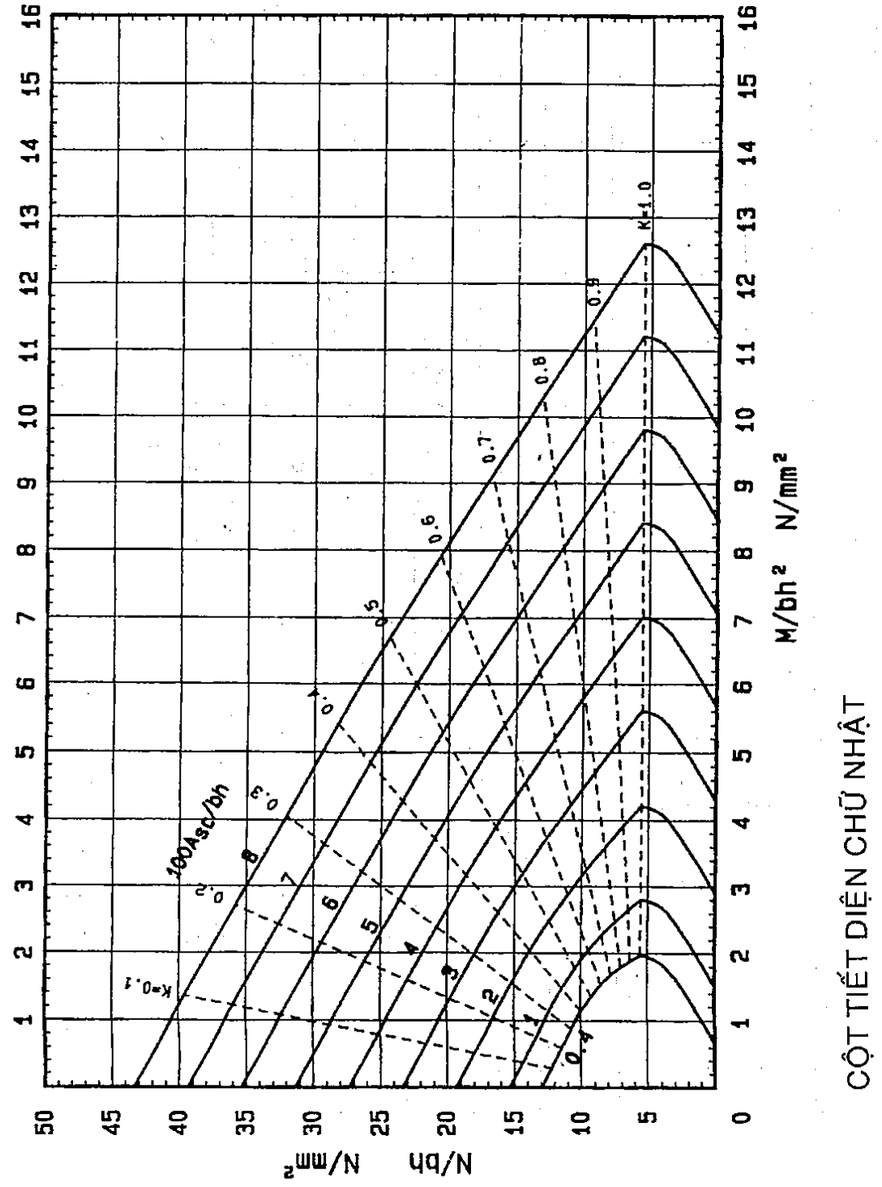
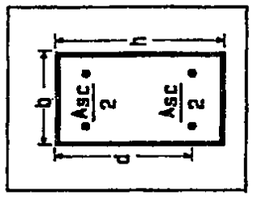


Chart No. 23

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 25
f_y 460
d/h 0.90

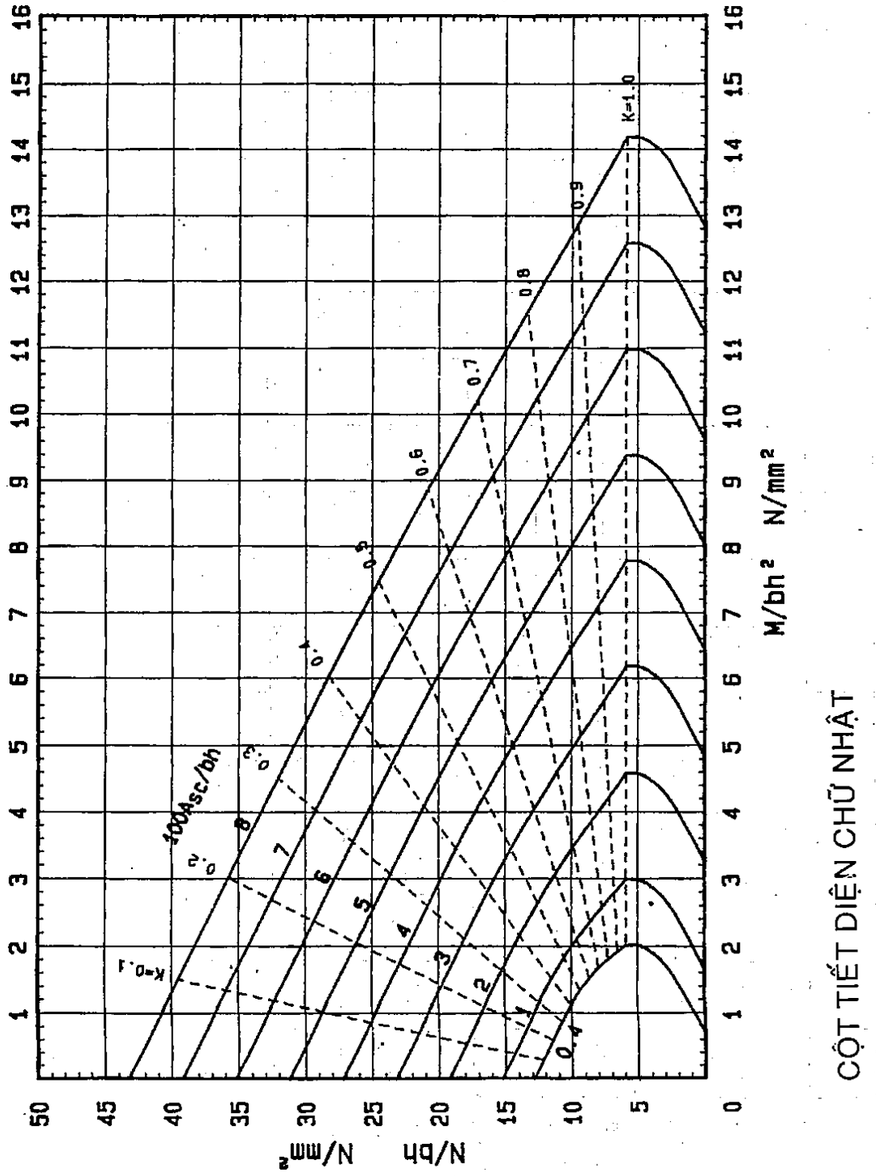
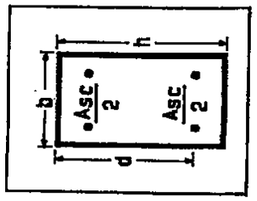


Chart No. 24



f_{cu} 25
f_y 460
d/h 0.95

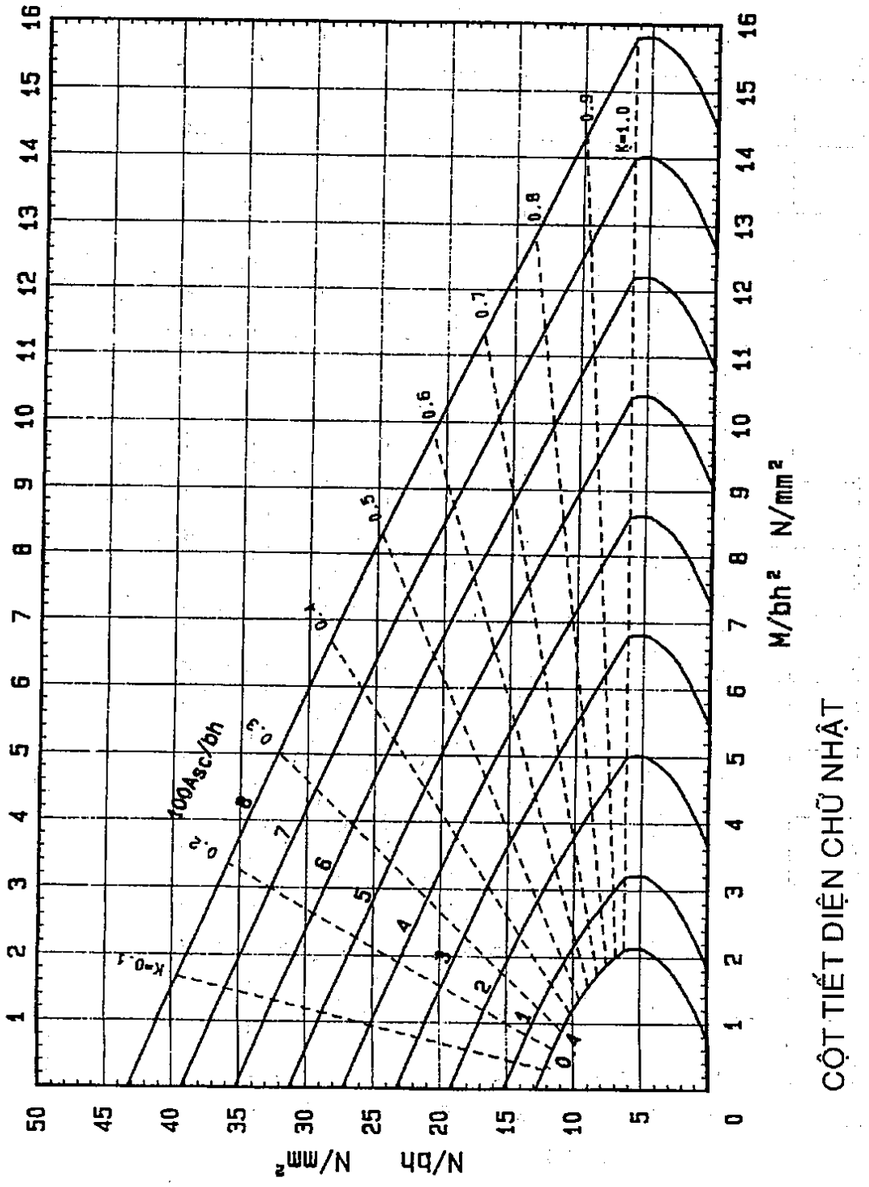
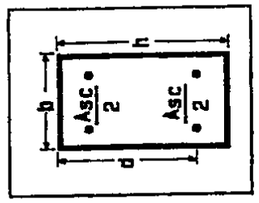
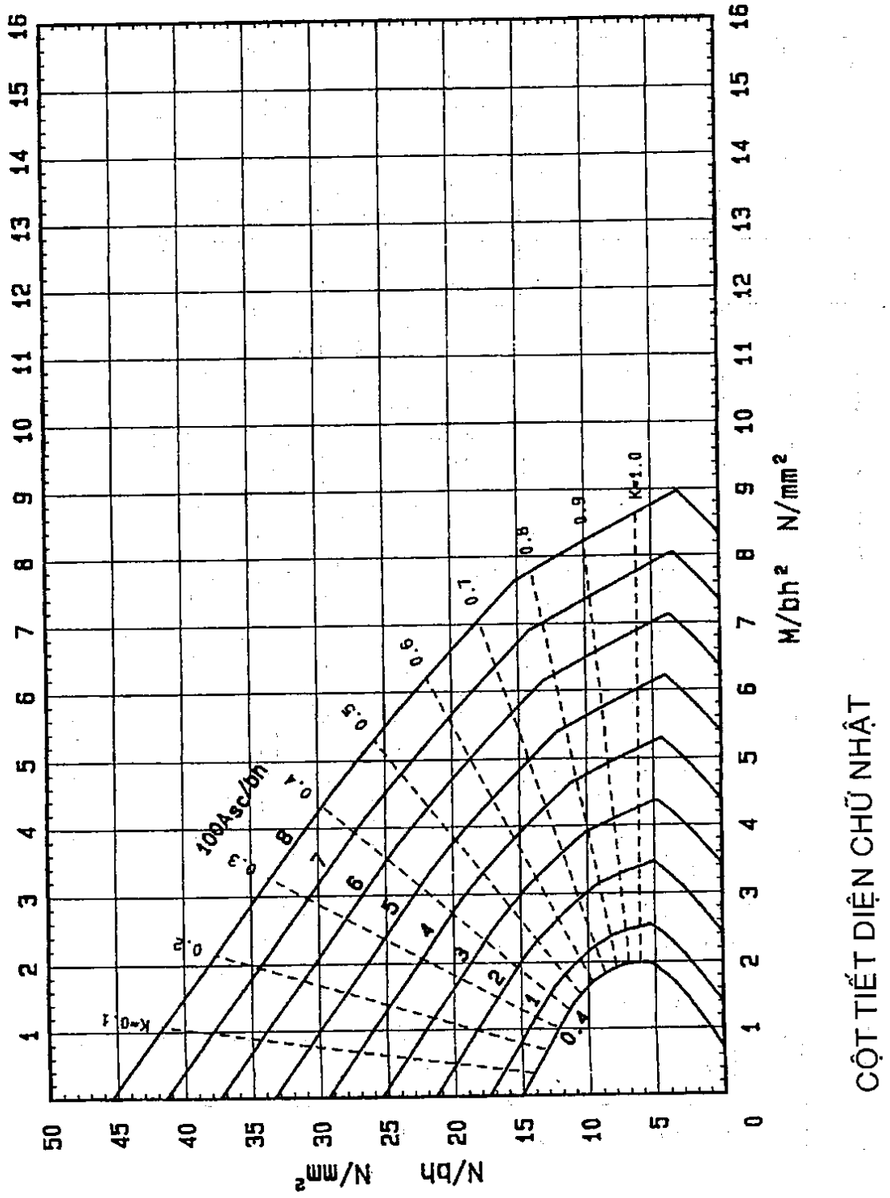


Chart No. 25

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

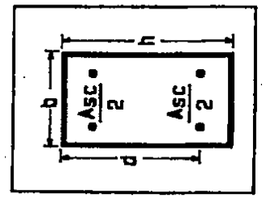


f_{cu} 30
f_y 460
d/h 0.75

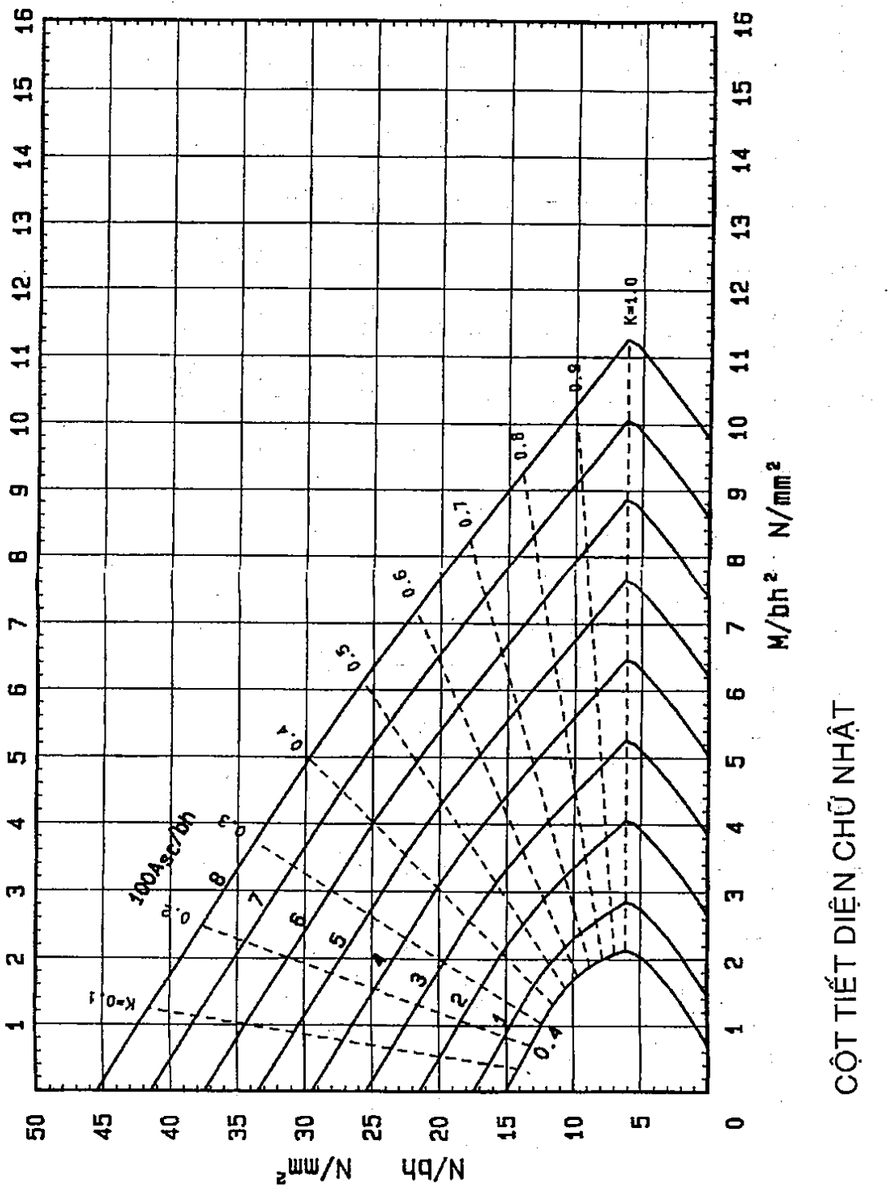


CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 26



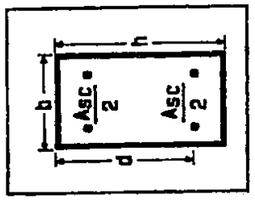
f_{cu} 30
f_y 460
d/h 0.80



CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 27

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 30
f_y 460
d/h 0.85

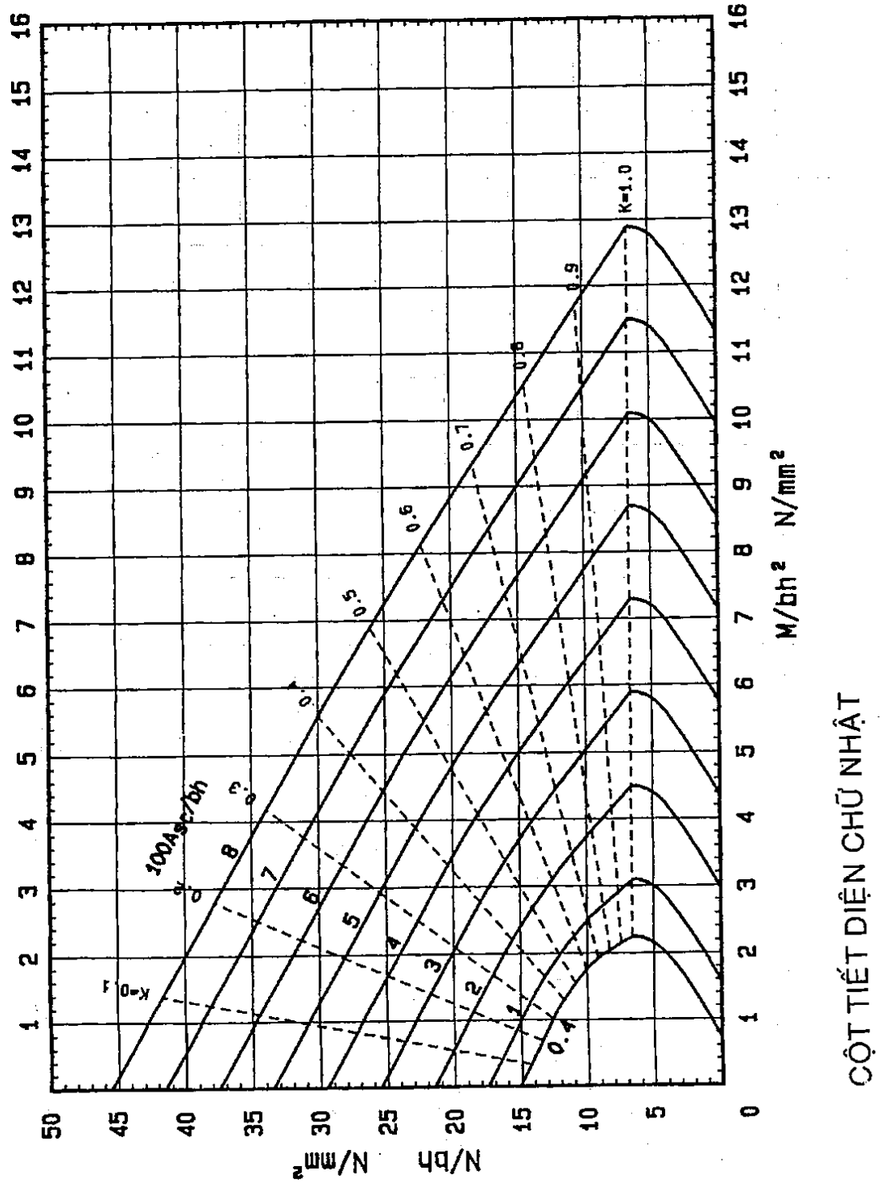
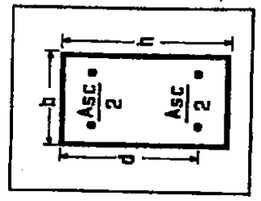


Chart No. 28



f_{cu} 30
f_y 460
d/h 0.90

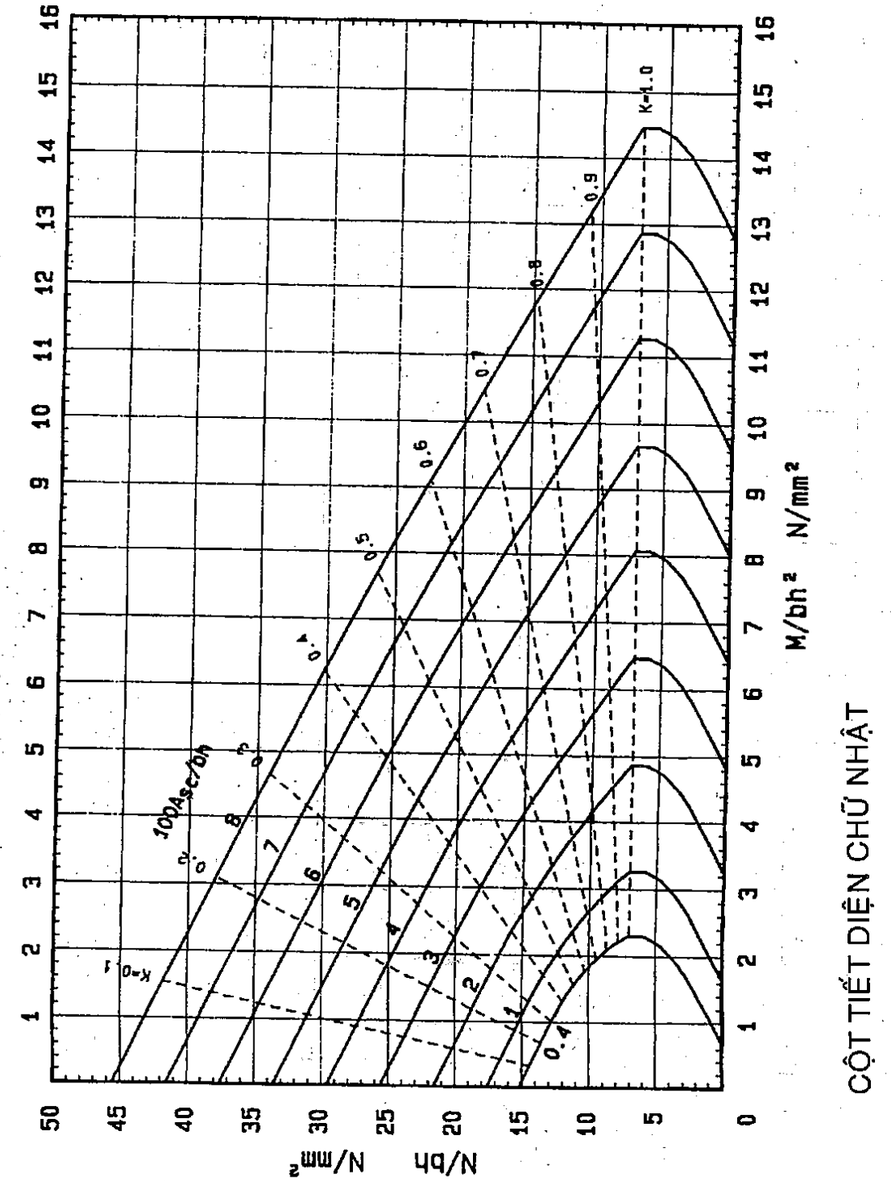
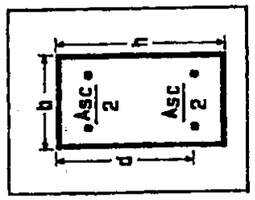


Chart No. 29

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 30
f_y 460
d/h 0.95

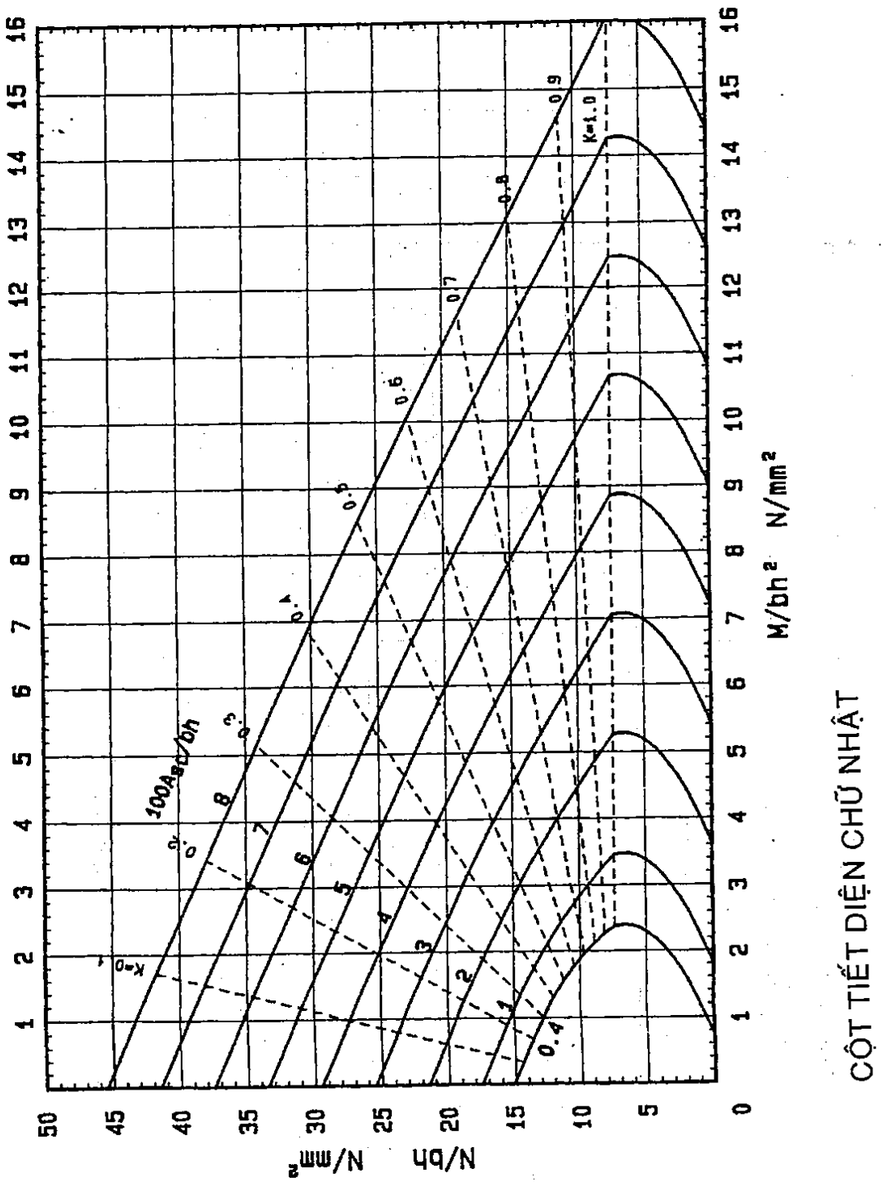
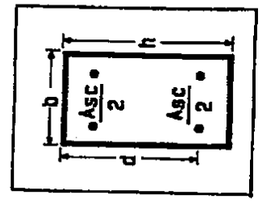


Chart No. 30



f_{cu} 35
f_y 460
d/h 0.75

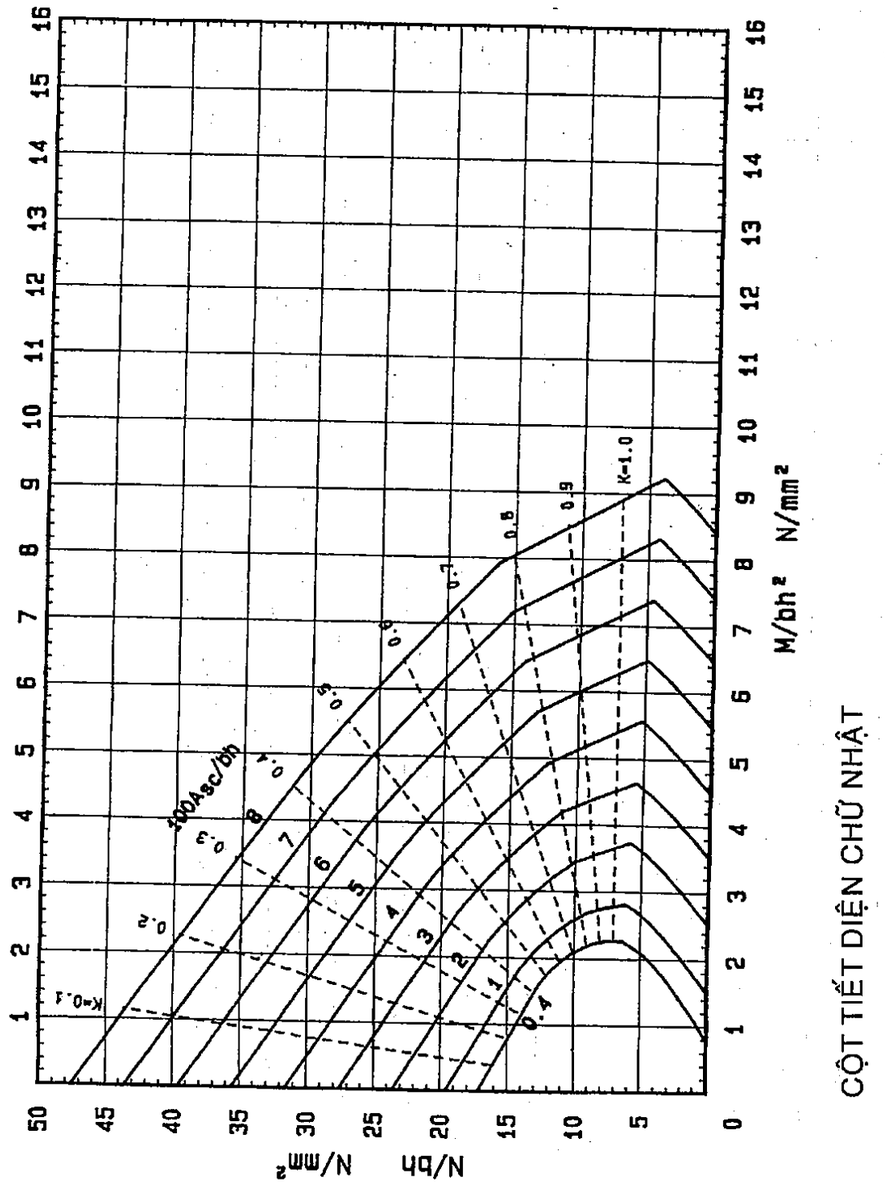
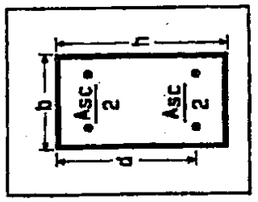


Chart No. 31

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 35
f_y 460
d/h 0.80

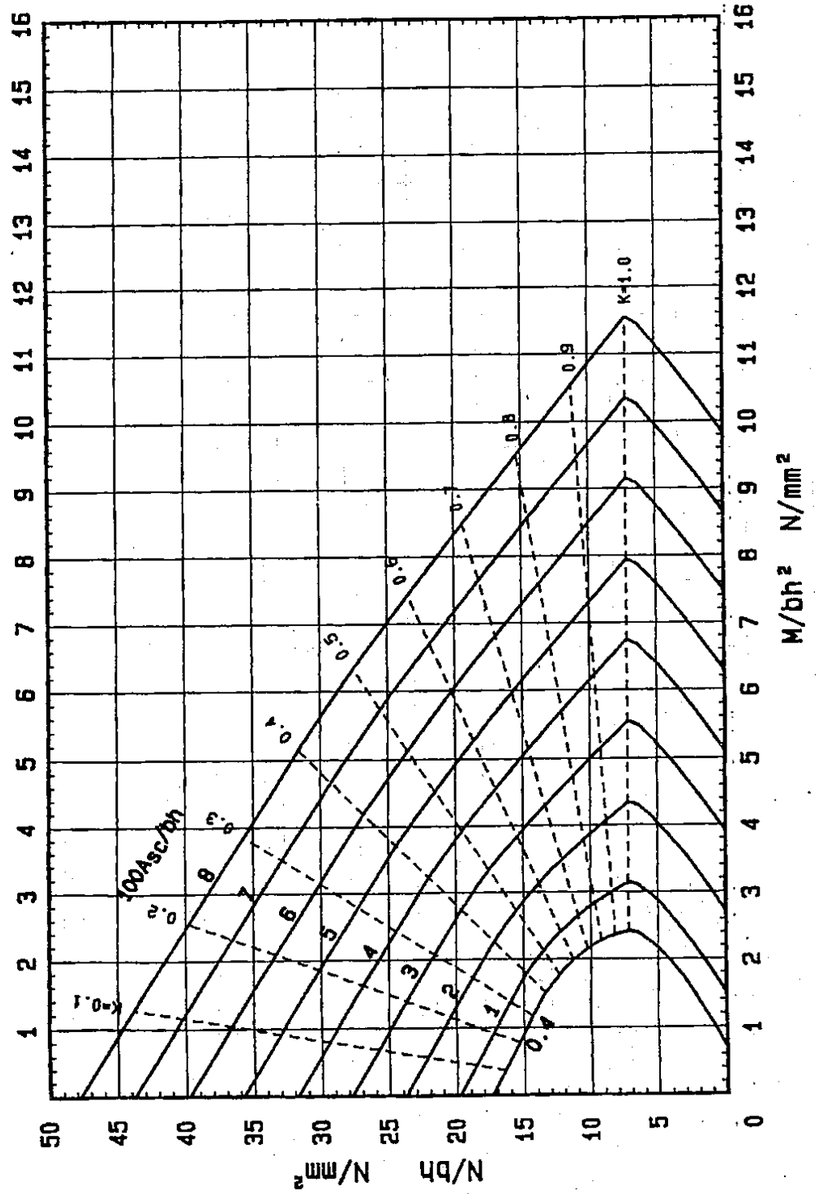
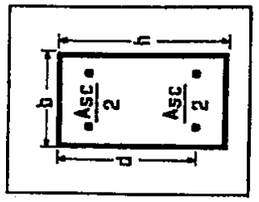


Chart No. 32



f_{cu} 35
f_y 460
d/h 0.85

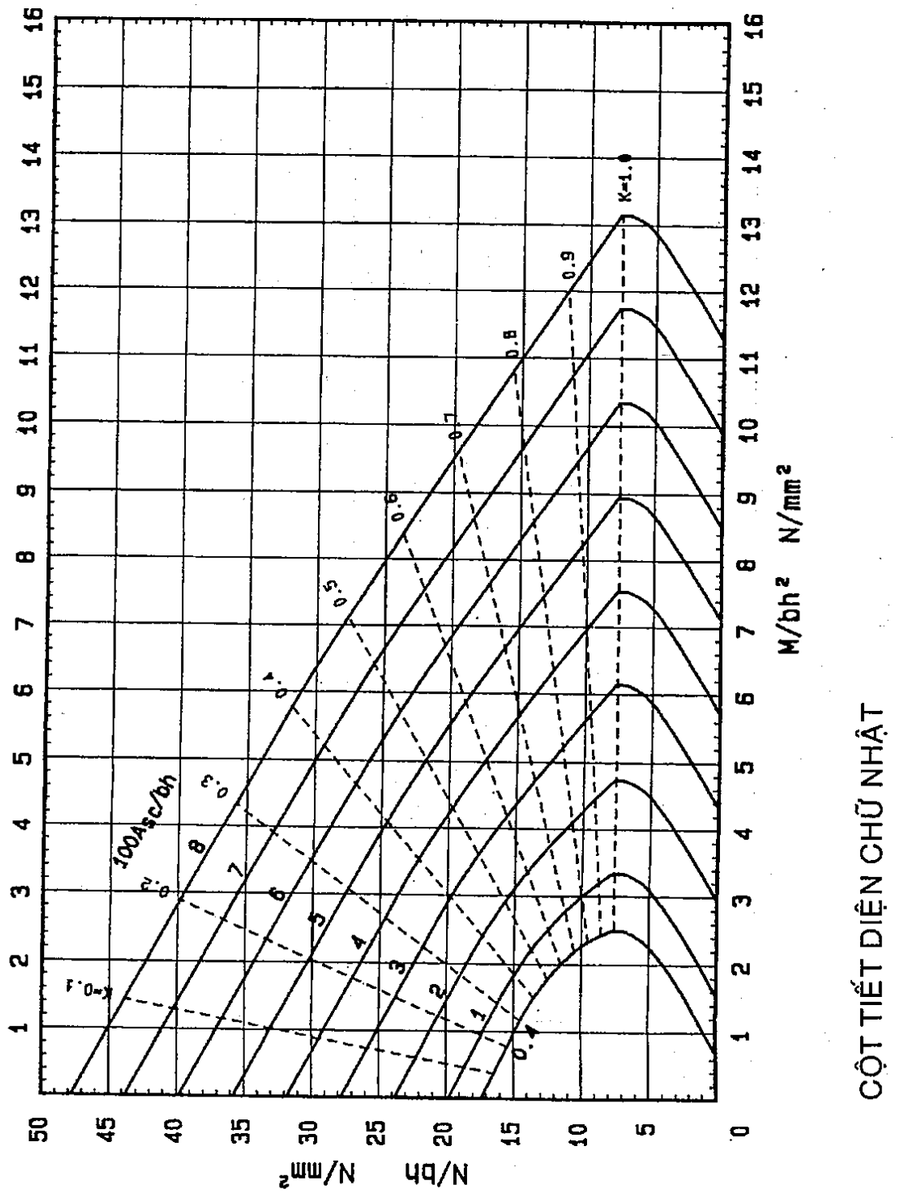
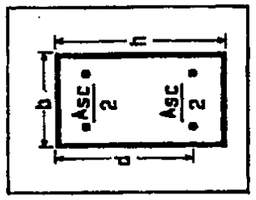


Chart No. 33

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 35
f_y 460
d/h 0.90

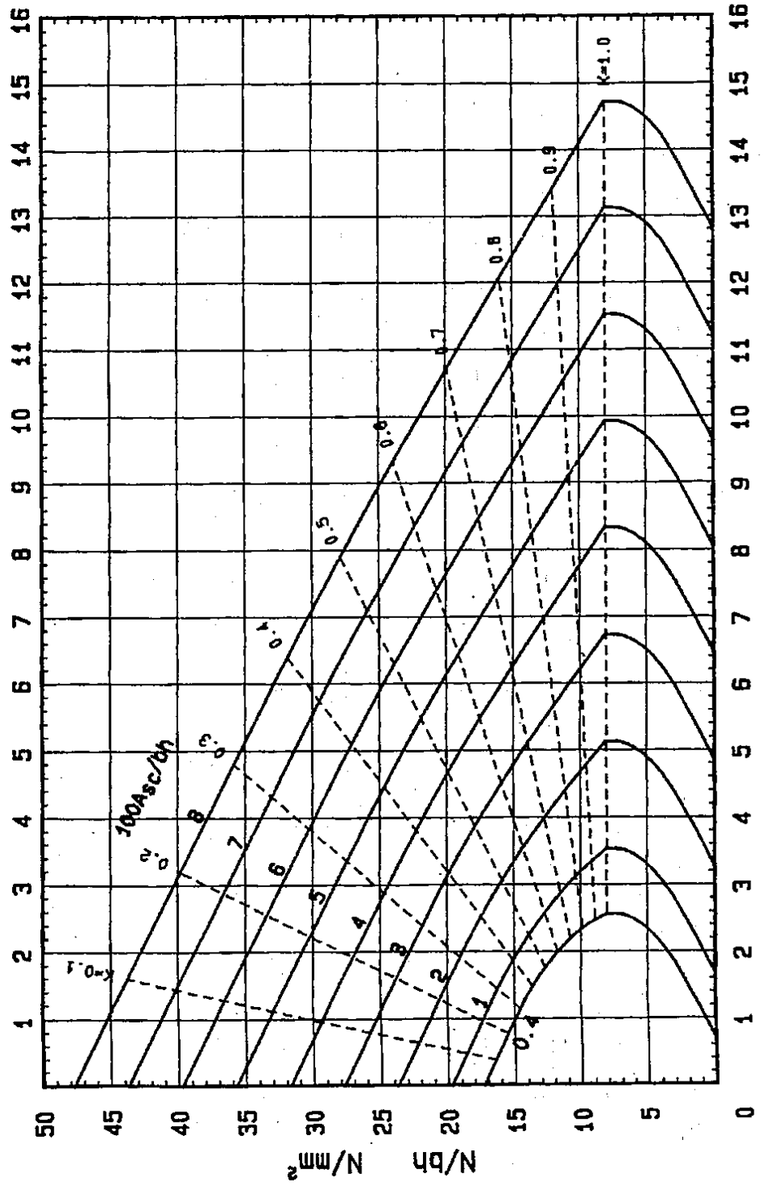
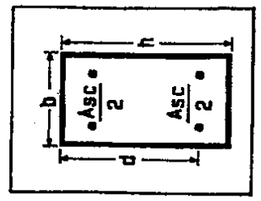


Chart No. 34



f_{cu} 35
f_y 460
d/h 0.95

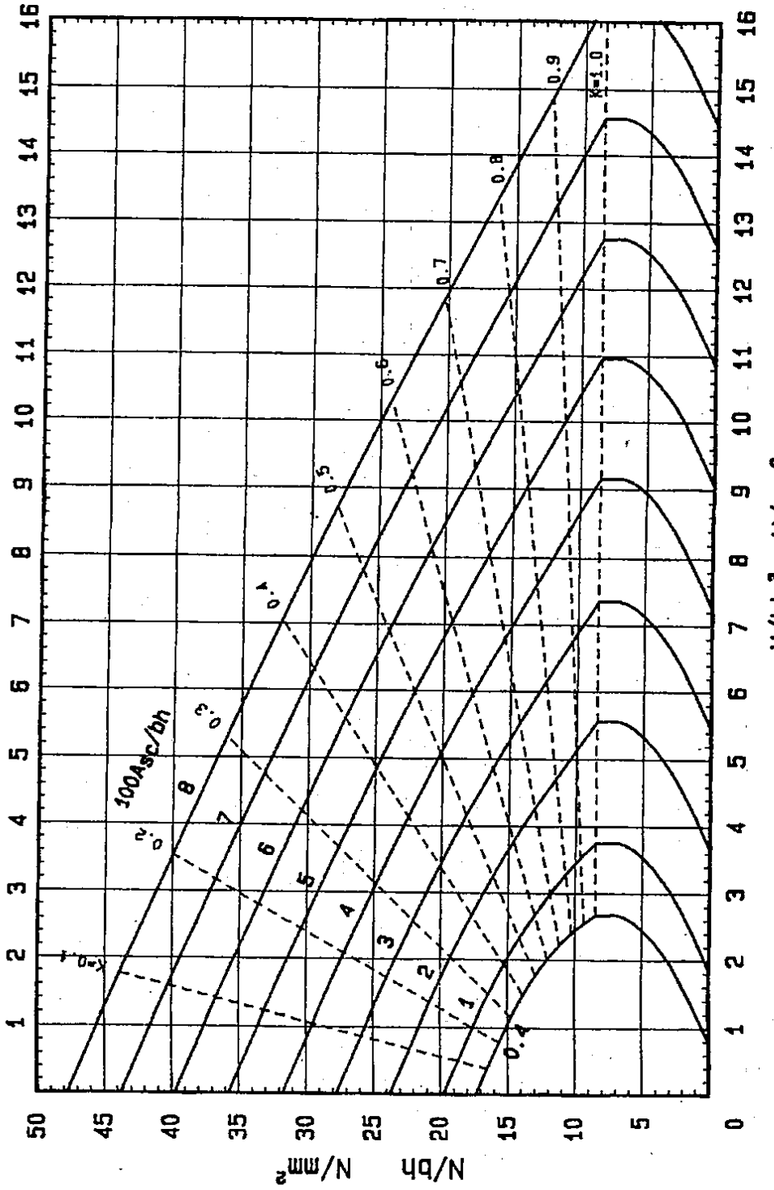
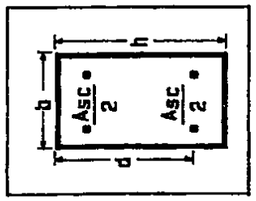


Chart No. 35

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 40
f_y 460
d/h 0.75

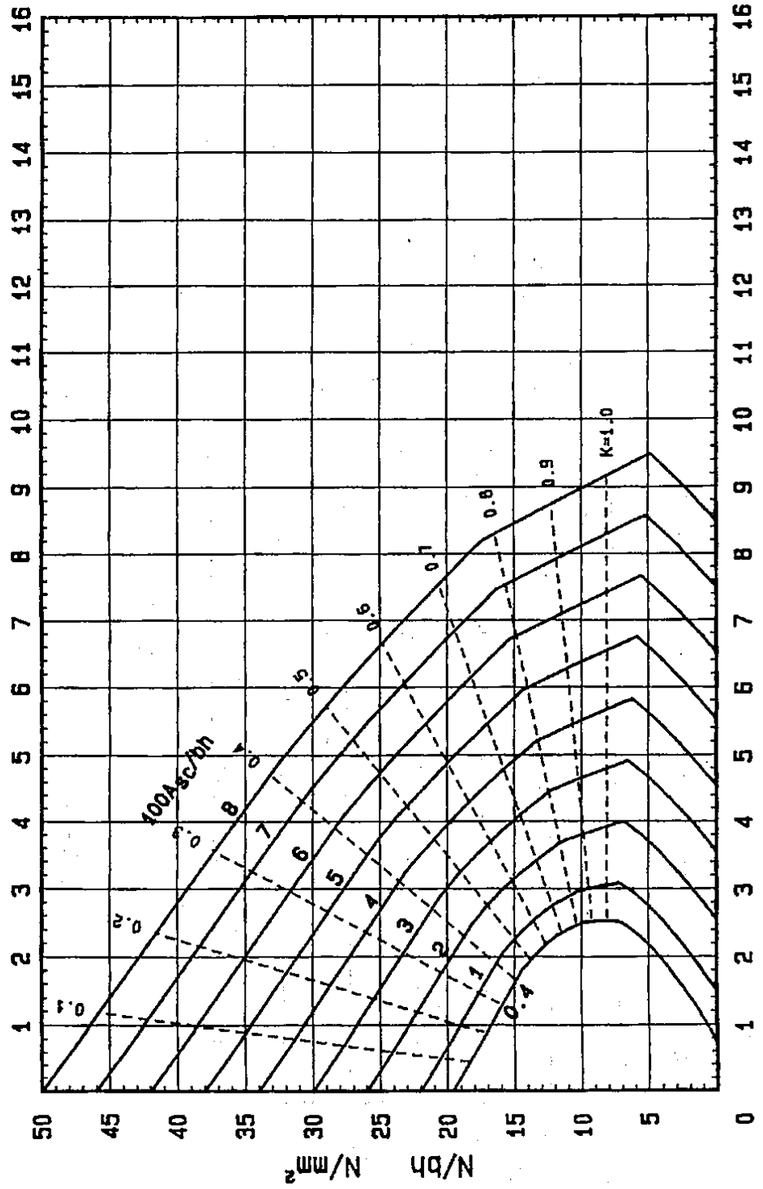
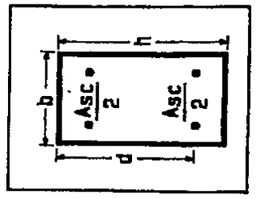


Chart No. 36



f_{cu} 40
f_y 460
d/h 0.80

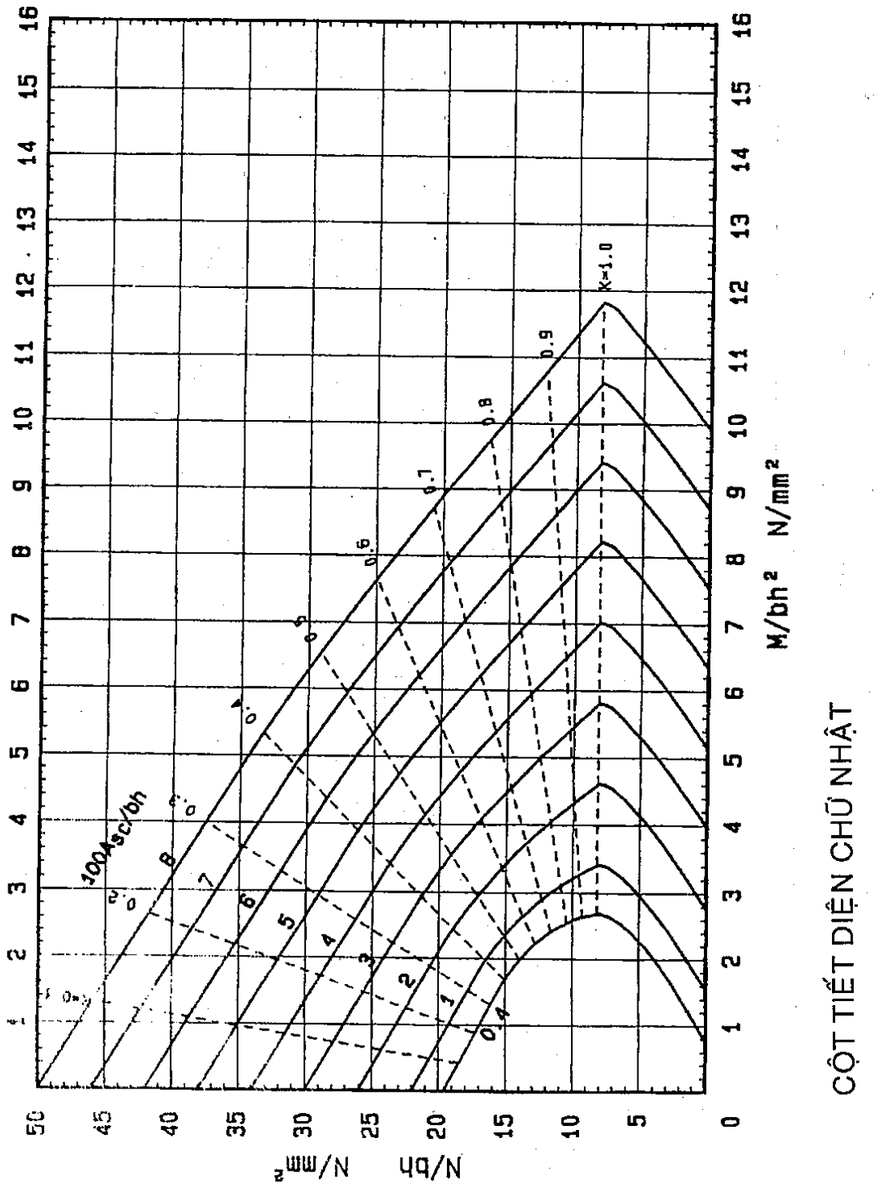
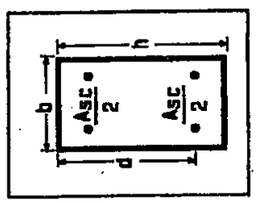
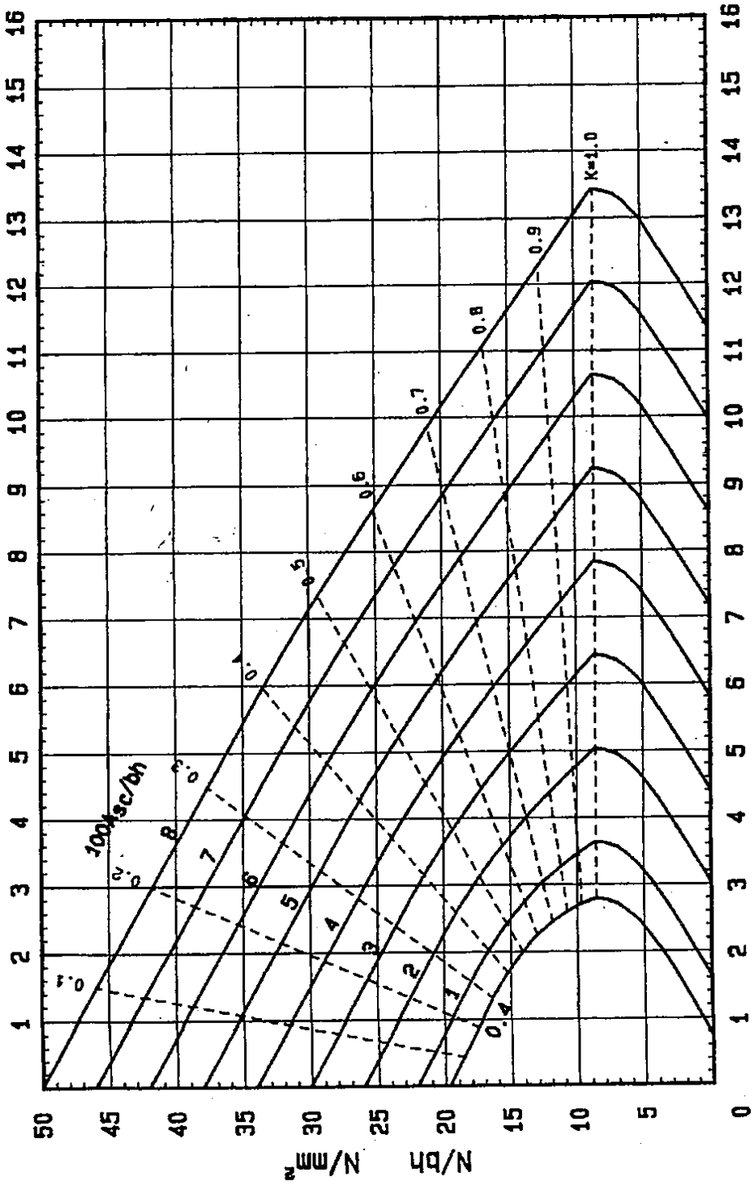


Chart No. 37

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

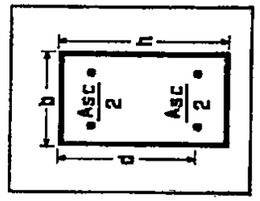


f_{cu} 40
f_y 460
d/h 0.85

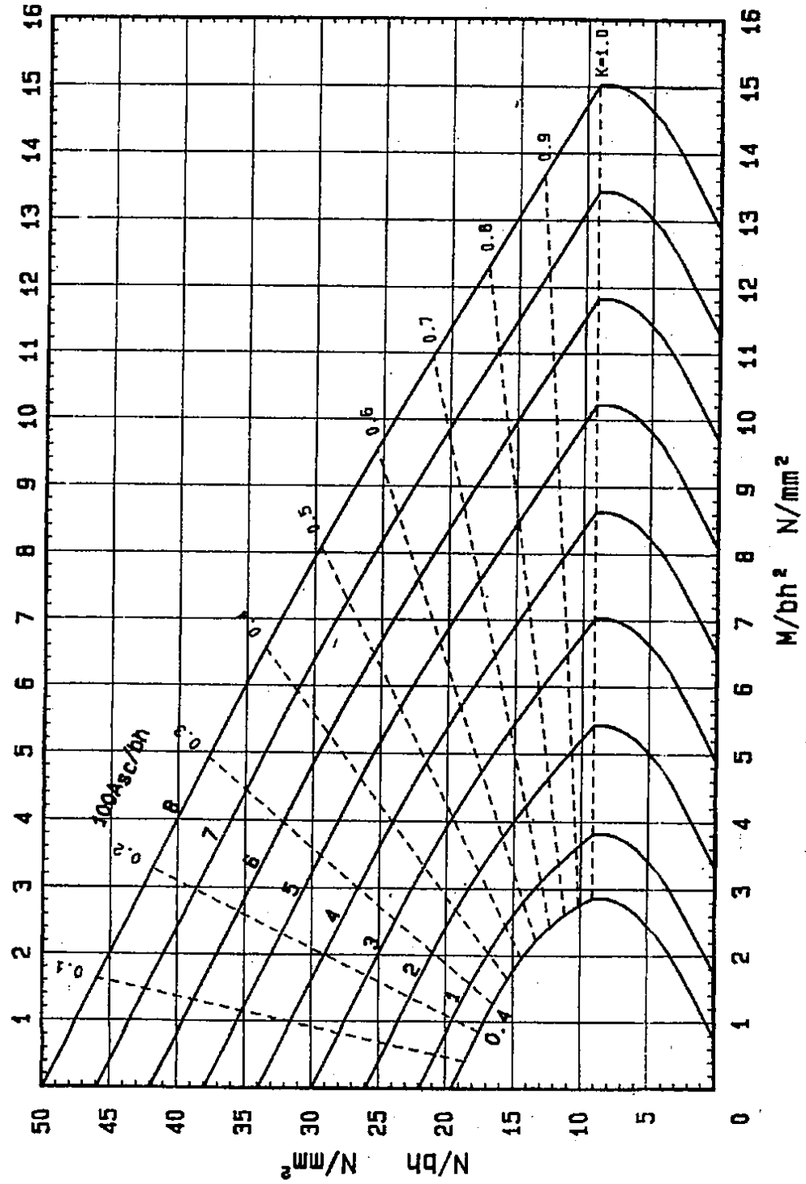


CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 38



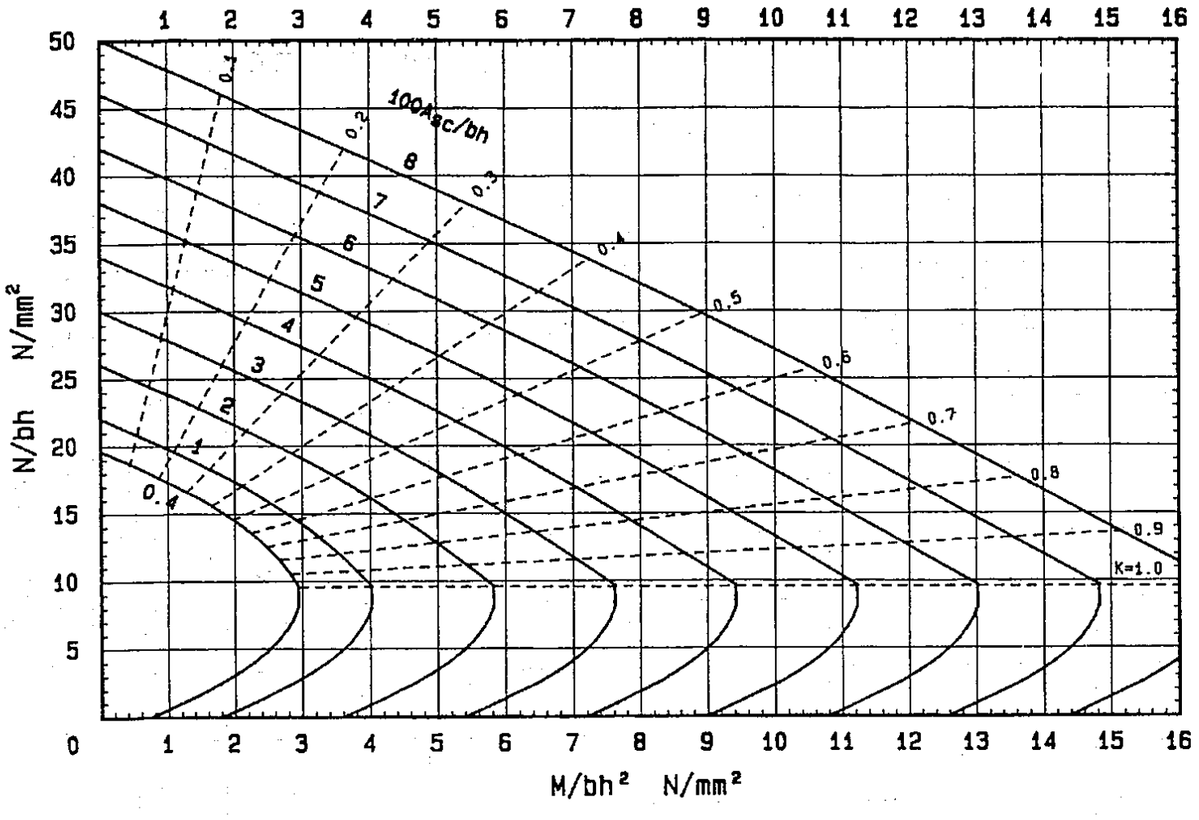
f_{cu} 40
f_y 460
d/h 0.90

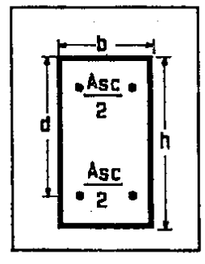


CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 39

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



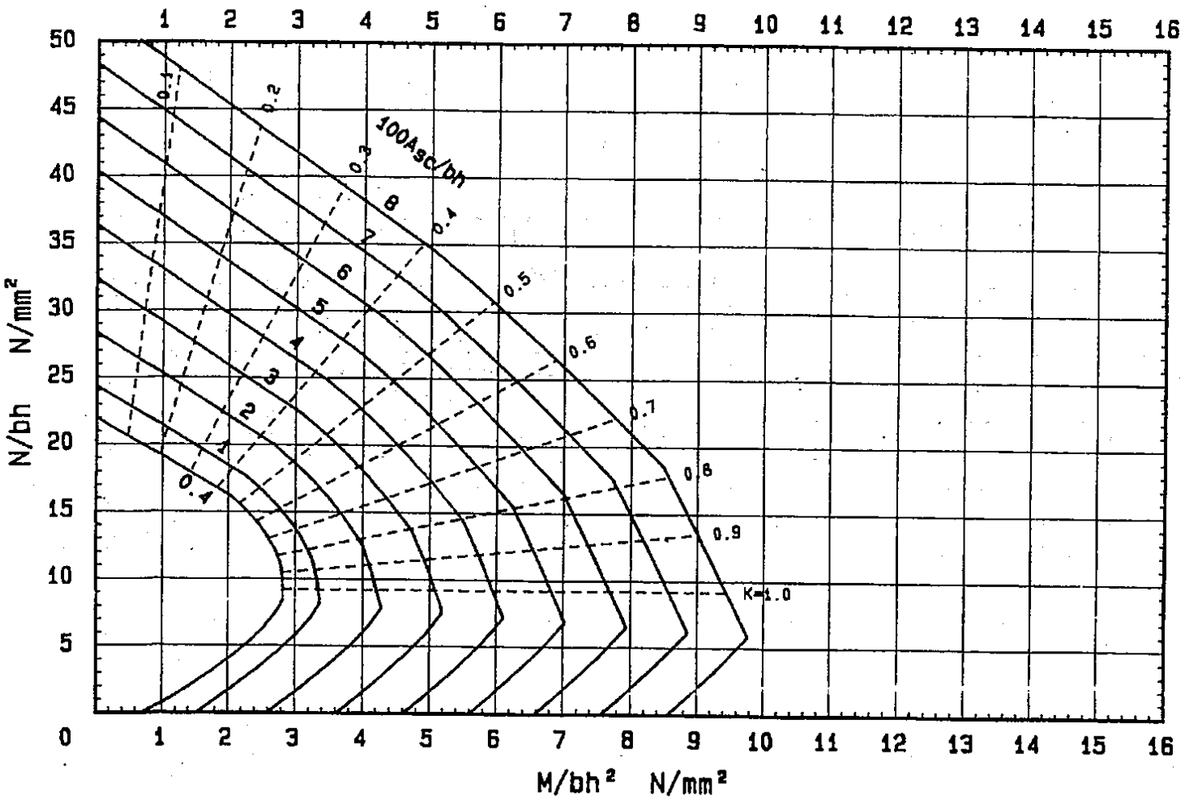


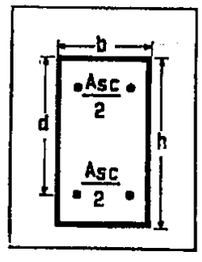
f_{cu}	40
f_y	460
d/h	0.95

CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 40

BS 8110 : Part 3 : 1985





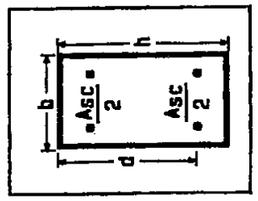
f_{cu}	45
f_y	460
d/h	0.75

CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 41

BS 8110 : Part 3 : 1985

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 45
f_y 460
d/h 0.80

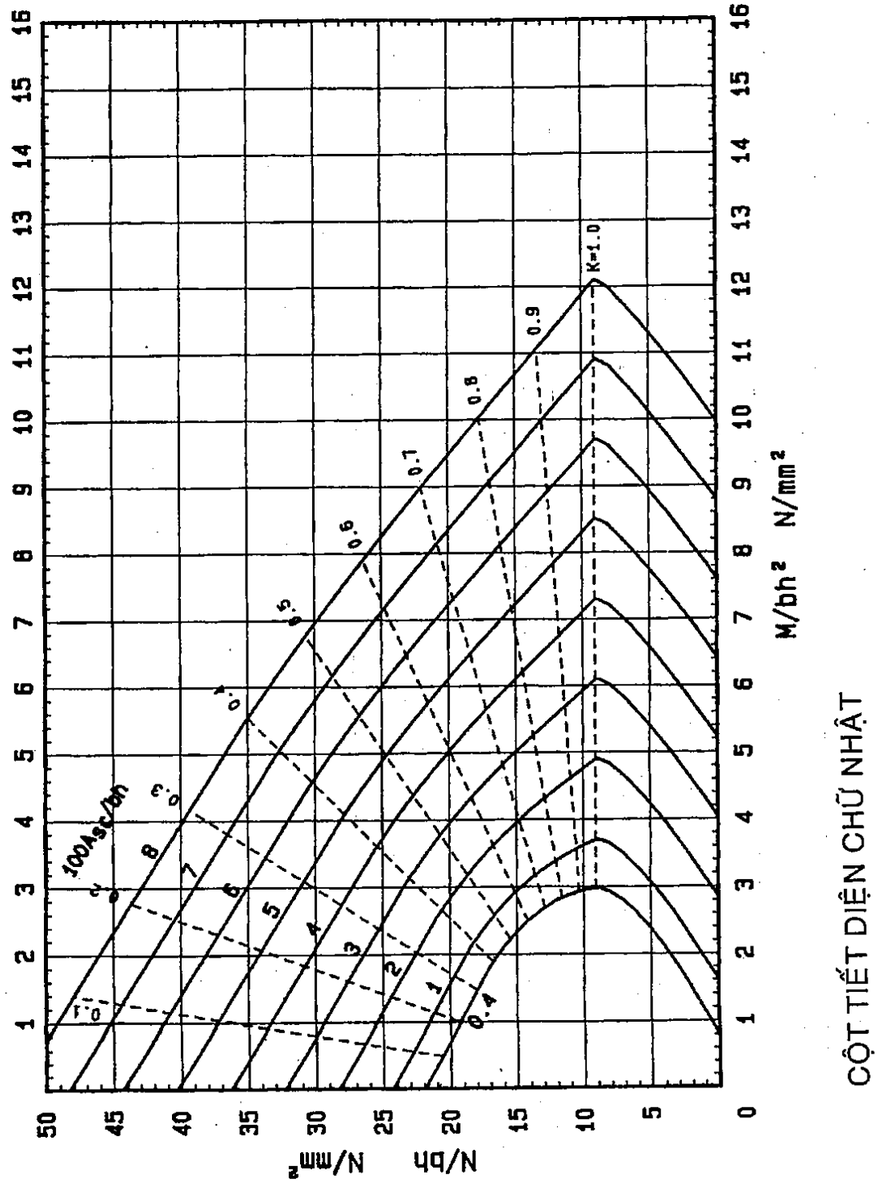
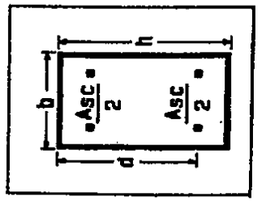


Chart No. 42



f_{cu} 45
f_y 460
d/h 0.85

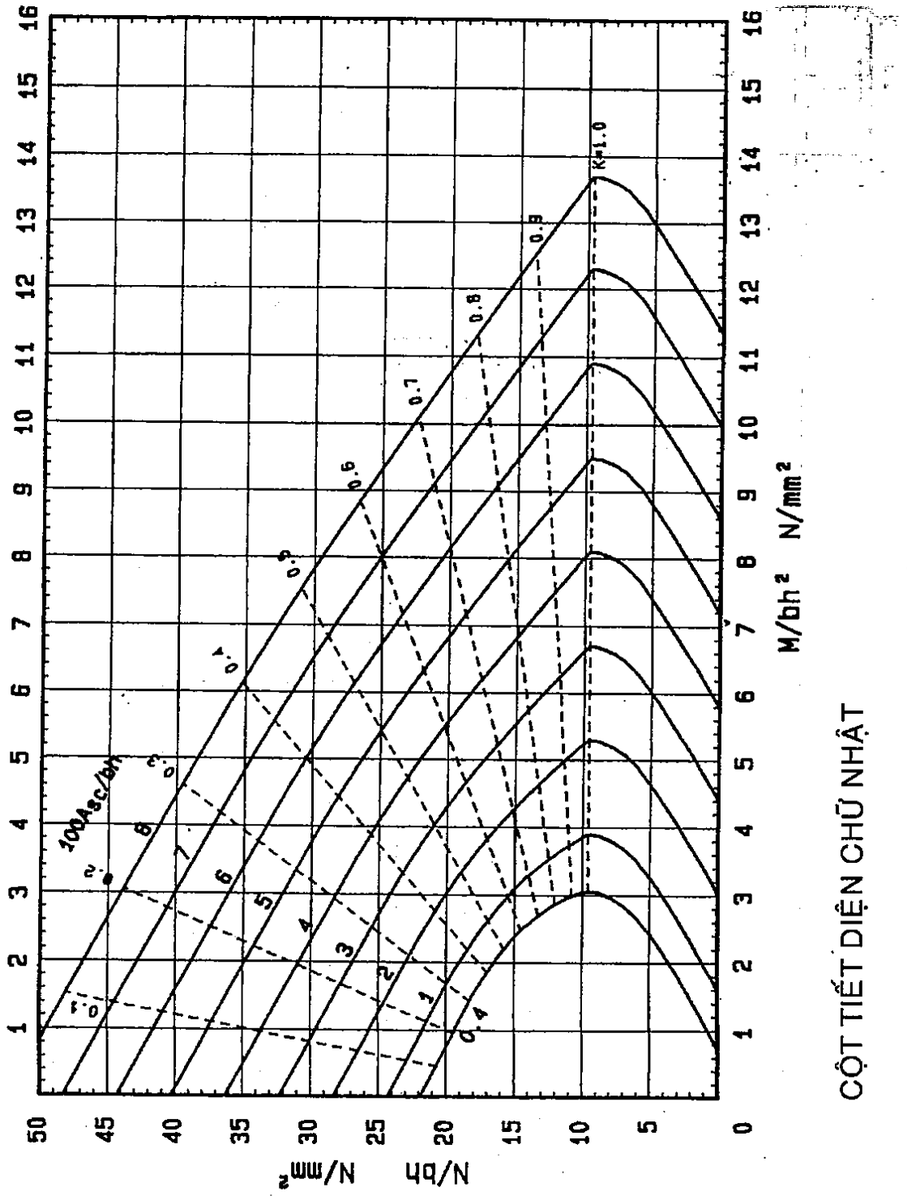
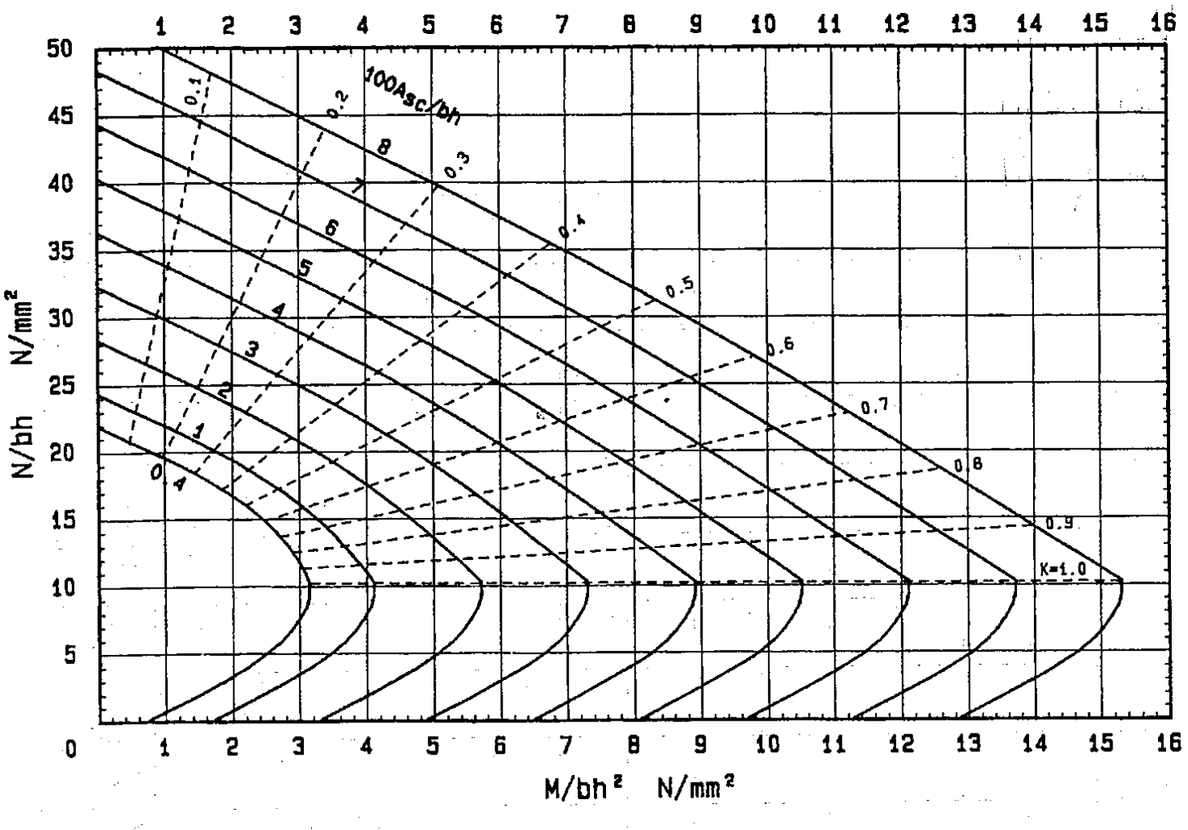
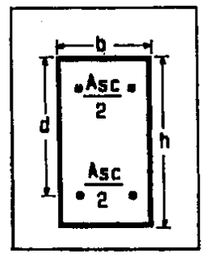


Chart No. 43

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



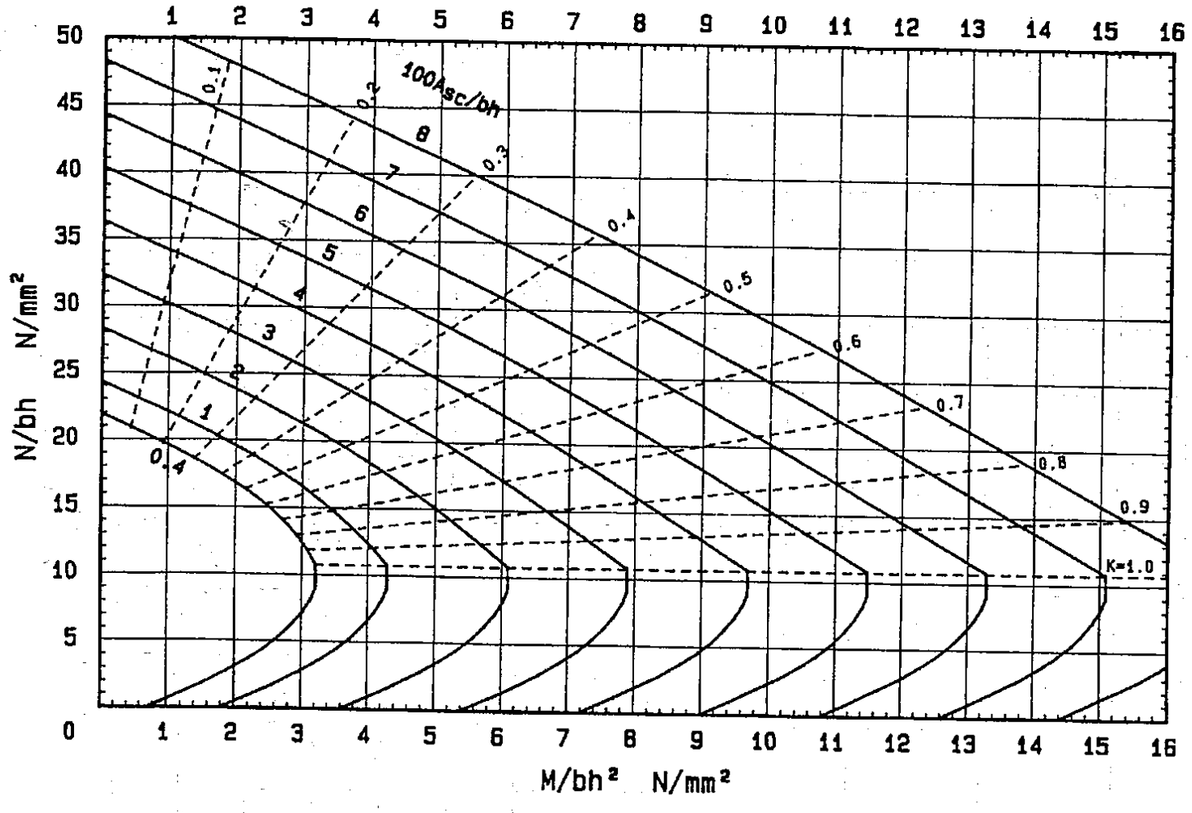


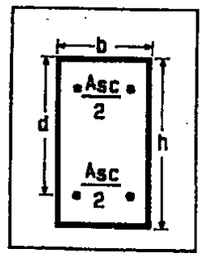
f_{cu}	45
f_y	460
d/h	0.90

CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 44

BS 8110 : Part 3 : 1985





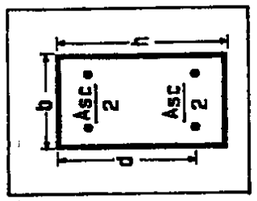
f_{cu}	45
f_y	460
d/h	0.95

CỘT TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT

Chart No. 45

BS 8110 : Part 3 : 1985

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 50
f_y 460
d/h 0.75

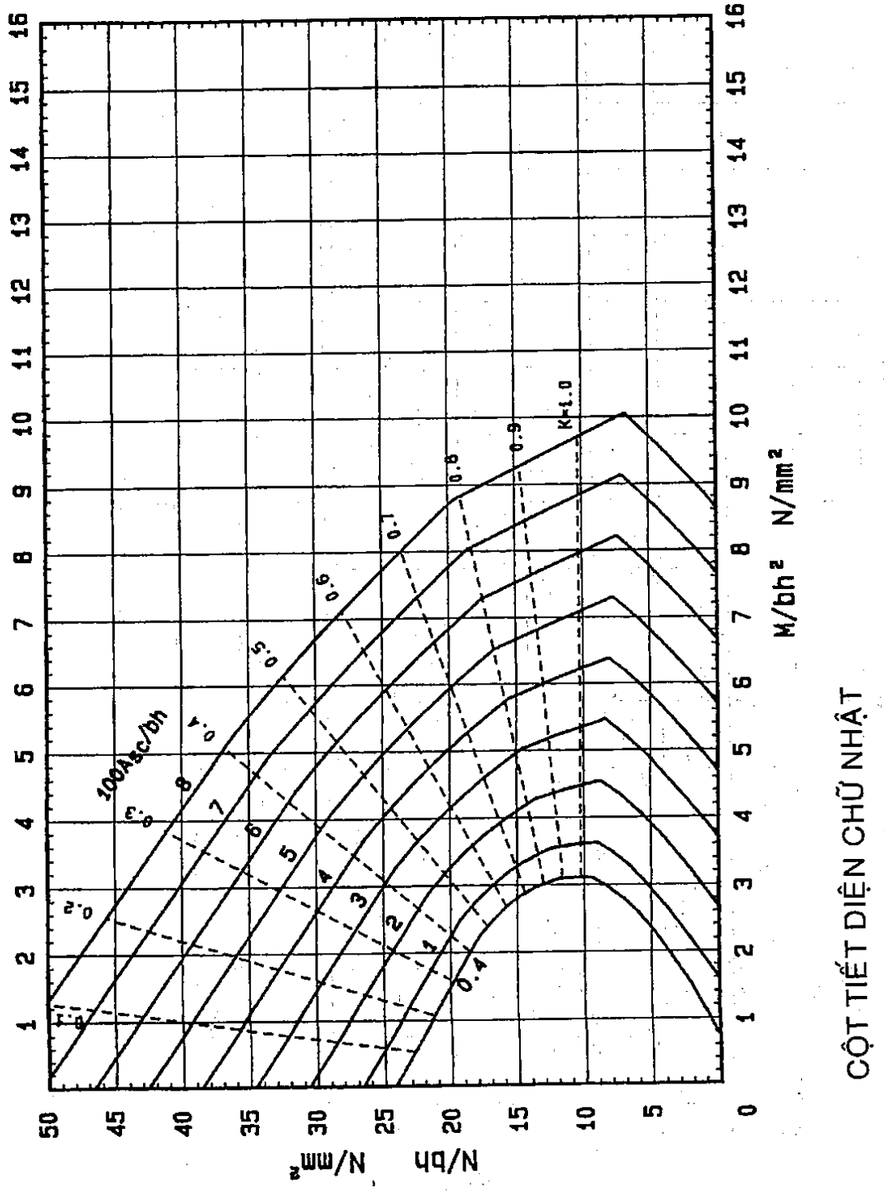
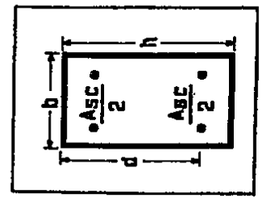


Chart No. 46



f_{cu} 50
f_y 460
d/h 0.80

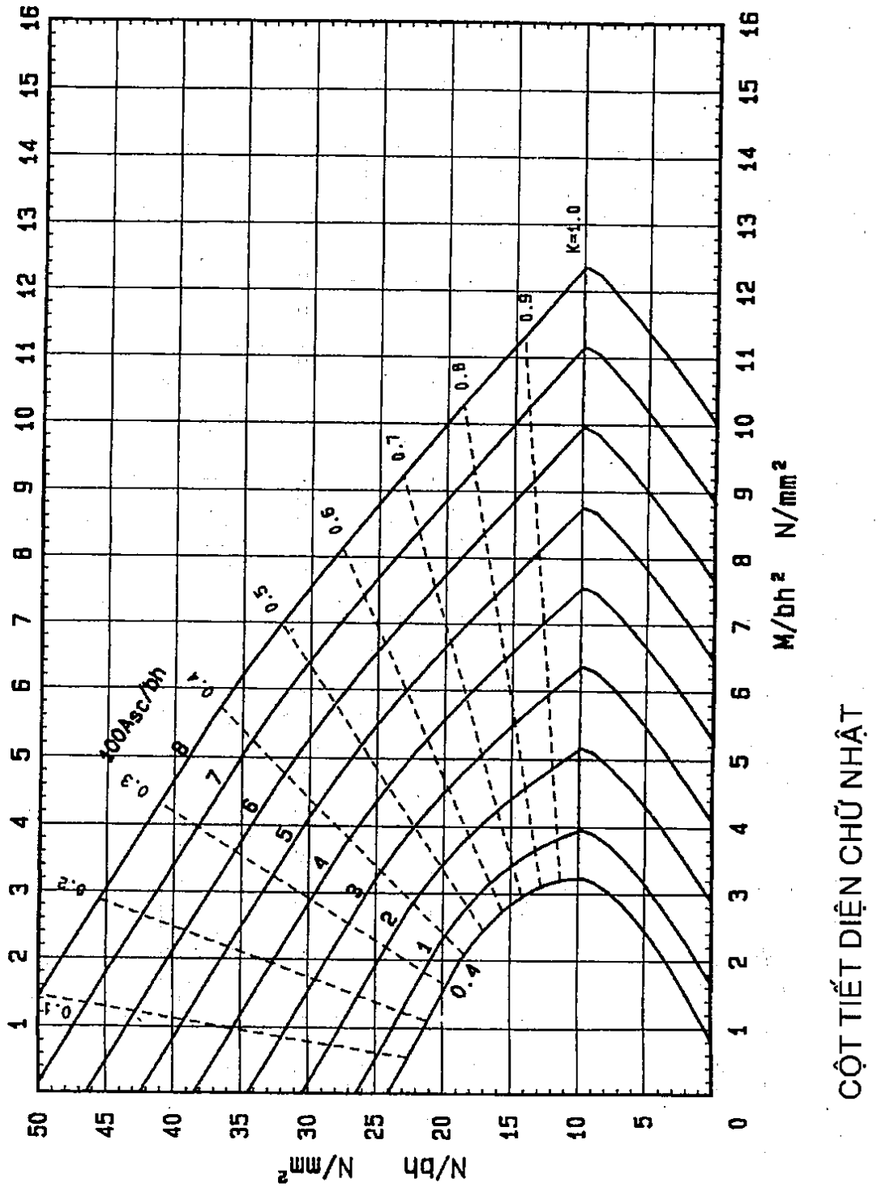
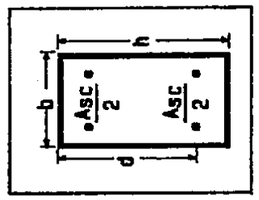


Chart No. 47

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 50
f_y 460
d/h 0.85

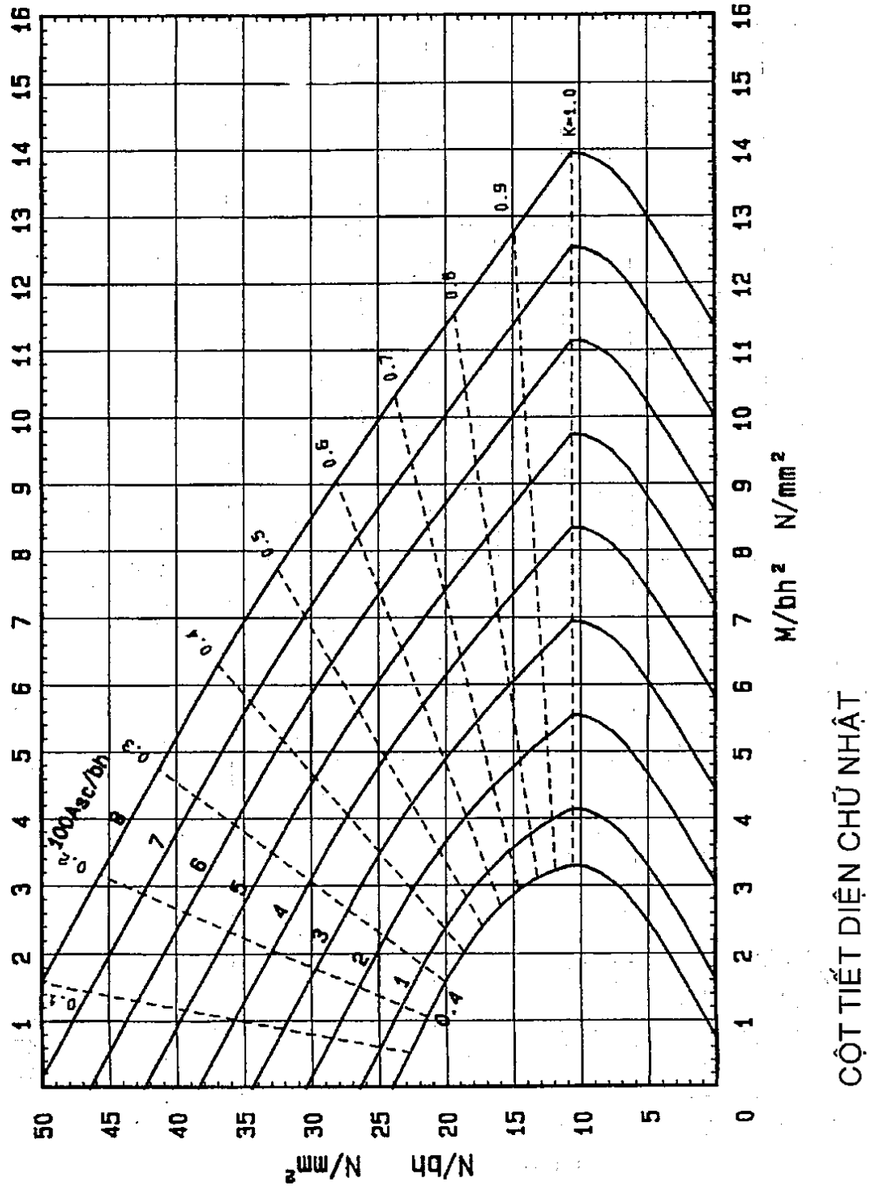
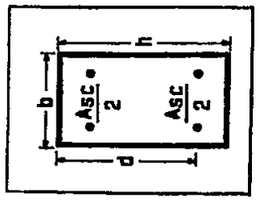


Chart No. 48



f_{cu} 50
f_y 460
d/h 0.90

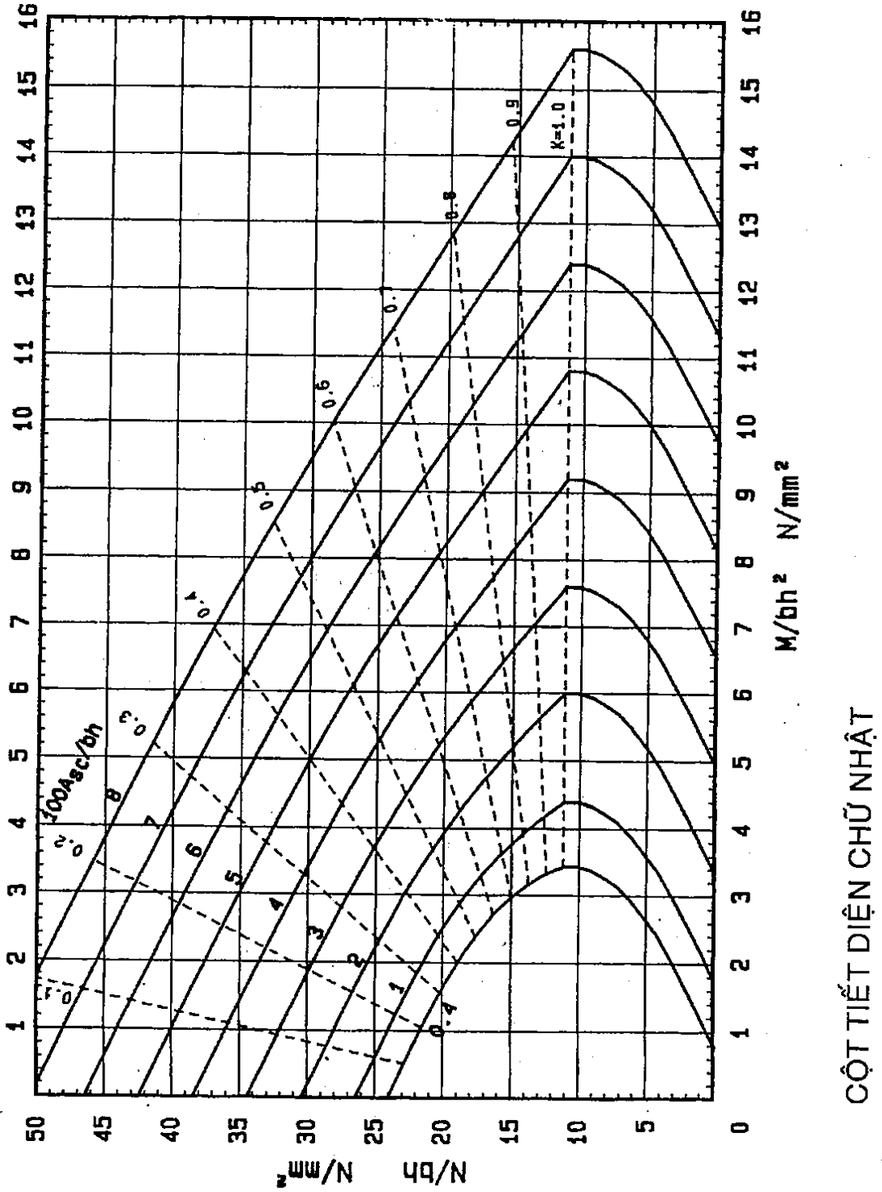
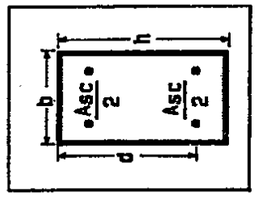


Chart No. 49

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org



f_{cu} 50
f_y 460
d/h 0.95

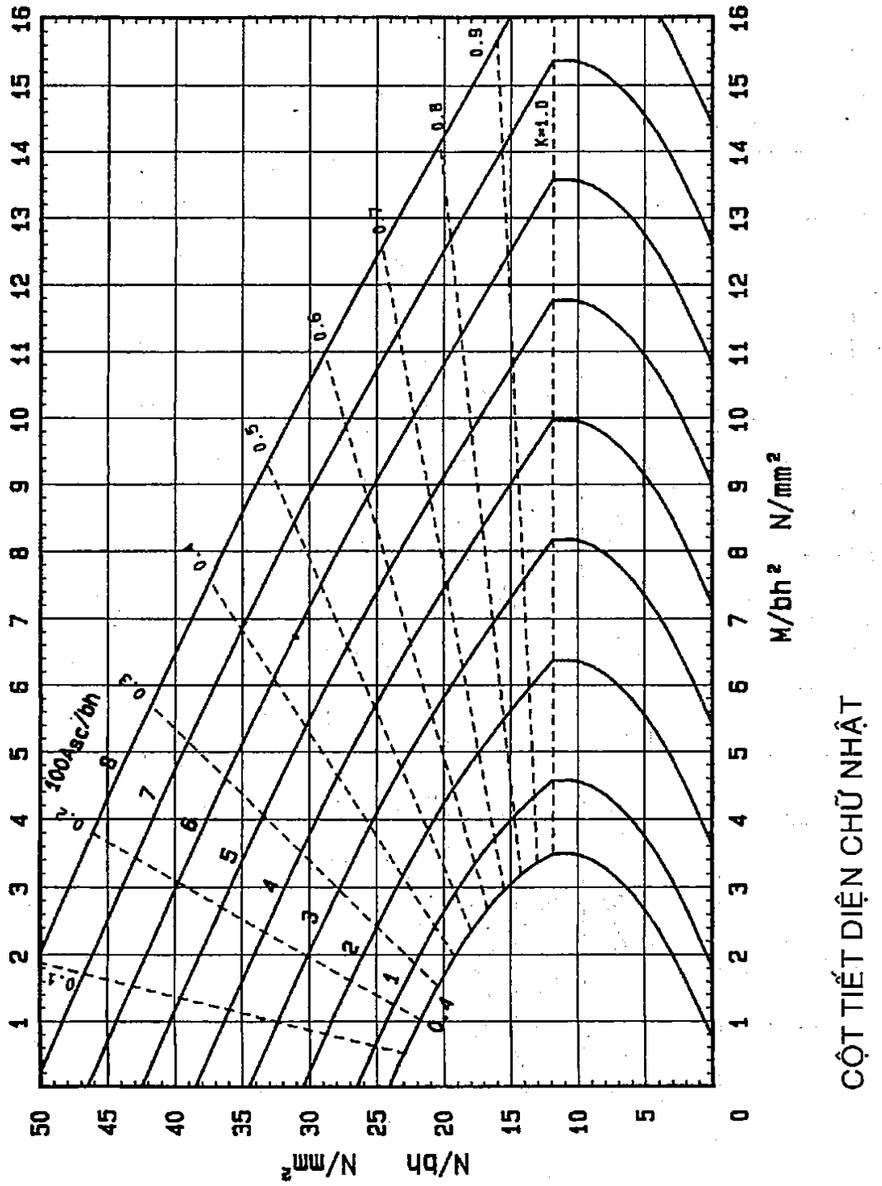


Chart No. 50

Phụ lục

TÀI LIỆU THAM KHẢO

PHẦN 1

1. Reinforcement connector and anchorage systems. CIRIA Report 92. Construction Industry Research and Information Association, London 1976.
2. Concrete Pressure on Formwork. CIRIA Report 108. Construction Industry Research and Information Association, London 1985.
3. Formwork striking times. Criteria, prediction and method of assessment. CIRIA Report 136. Construction Industry Research and Information Association, London 1995.
4. Formwork – Guide to good practice. The Concrete Society Ltd, Slough 1995.

PHẦN 2

5. Rationalisation of safety and serviceability factors in Structural Codes. CIRIA Report 63. Construction Industry Research and Information Association, London 1976.
6. Cranston, W.B. Analysis and design of reinforced concrete columns. Research Report 20. Cement and Concrete Association 1972.
7. Meyer, C. and Bathe, K.J. Nonlinear analysis of RC Structures in practice. Proceedings of ASCE, Structures Division, July 1982 108. No. ST7, pp. 1065 – 1622.
8. Read, R.E.H, Adams, F.C. and Cooke, G.M.E. Guidelines for the construction of the fire resisting structural elements. Building Research Establishment Report. HMSO 1982.
9. Design and Detailing of concrete structures for fire resistance. Joint Committee of the Institution of Structural Engineers and the Concrete Society. April 1978.
10. Teychenne, D.C, Parrott, L.J. and Pomeroy, C.D. The estimation of the elastic modulus of concrete for design of structures. Report CP 23/78 Building Research Establishment.
11. Shrinkage of natural aggregates in concrete. Building Research Establishment Degest 35 (second series). Building Research Establishment.
12. Appraisal of existing structures. Report of the Institution of Structural Engineers, July 1980.
13. Menzies, J.B. Loading testing of concrete building structures. The Structural Engineer. December 1978 56A, No. 12, pp 347 – 353.
14. Jones, D.S. and Oliver, C.W. The practice aspects of load testing. The Structural Engineer. December 1978 56A, No. 12, pp 353 – 356.
15. Guide to Lightweight Aggregate Concrete. The Institution of Structural Engineers. 1985.

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phụ lục

CÁC TIÊU CHUẨN CÓ LIÊN QUAN

BS 12 : 1996	Specification for ordinary and rapid – hardening Portland cement
BS 146 :	Portland - blas tfurnace cement
BS 410 : 1992	Specification for test sieves
BS 476 :	Fire tests on building materials and structures
BS 476 : Part 8	Test methods and criteria for the fire resistance of elements of building construction
BS 499 :	Welding terms and symbols
BS 812 :	Methods for sampling and testing of mineral aggregates, sands and fillers
BS 882 : 1992	Specification for aggregates from natural sources for concrete
BS 890 :	Building limes
BS 1881	Testing concrete
BS 1881 : Part 108 : 1983	Method for making test cubes from fresh concrete
BS 1881 : Part 111 : 1983	Method of normal curing of test specimens (20°C method)
BS 1881 : Part 116 : 1983	Method for determination of compressive strength of concrete cubes
BS 3148 : 1980	Methods of test for water for making concrete (including notes on the suitability of the water)
BS 3712 :	Methods of tests for building sealants
BS 3921 : 1985	Clay bricks and blocks
BS 4027 : 1996	Specification for sulfate – resisting Portland cement
BS 4447 : 1973	Specification for the performance of prestressing anchorages for post – tensioned construction
BS 4449 : 1983	Specification for carbon steel bars for the reinforcement of concrete
BS 4466 : 1989	Specification for scheduling, dimensioning, bending and cutting of steel reinforcement for concrete
BS 4482 : 1985	Specification for cold reduced steel wire for the reinforcement of concrete
BS 4483 : 1985	Specification for steel fabric for the reinforcement of concrete
BS 4486 : 1980	Specification for hot rolled and hot rolled and processed high tensile alloy steel bars for the prestressing of concrete
BS 5135 : 1984	Specification for arc welding of carbon and carbon mangannese steels
BS 5328	Concrete
BS 5328 : Part 1 : 1997	Guide to specifying concrete
BS 5328 : Part 2 : 1997	Methods for specifying concrete mixes
BS 5328 : Part 3 : 1997	Specification for the procedures to be used in producing and transporting concrete

BS 5328 : Part 4 : 1997	Specification for the procedures to be used in sampling, testing and assessing compliance of concrete
BS 5337 :	Code of practice for the structural use of concrete for retaining aqueous liquids
BS 5531 : 1988	Code of practice for safety in erecting structural frames
BS 5606 : 1980	Guide to accuracy in building
BS 5628 :	Code of practice for use masonry
BS 5896 : 1980	Specification for high tensile steel wire and strand for the prestressing of concrete
BS 5975 : 1982	Code of practice for falsework
BS 6089 :	Guide to the assessment of concrete strength in existing structures
BS 6093 :	Code of practice for the design of joints and jointing in building construction
BS 6213 :	Guide to the selection of constructional sealants
BS 6349 :	Maritime structures
BS 6399	Loading for buildings
BS 6399 : Part 1 : 1984	Code of practice for dead and imposed loads
BS 6399 : Part 2 : 1985	Code of practice for wind loads
BS 6399 : Part 3 : 1988	Code of practice for imposed roof loads
BS 6651 : 1992	Code of practice for protection of structures against lightning
BS 6954	Tolerances for building
BS 7542 : 1992	Method of test for curing compounds for concrete
BS 8004 : 1986	Code of practice for foundations
BS 8110	Structural use of concrete
BS 8110 : Part 1 : 1985	Code of practice for design and construction
BS 8110 : Part 2 : 1985	Code of practice for special circumstances
BS 8110 : Part 3 : 1985	Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns
BS 8204 :	Screeds, bases and in situ floorings
BS EN 445[1]	Groute for prestressing tendons – Test methods
BS EN 446[1]	Groute for prestressing tendons – Grouting procedures
BS EN 447[1]	Groute for prestressing tendons – Specification for common grout

[1] Các tiêu chuẩn đang soạn thảo – (ND).

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

MỤC LỤC

Trang

Lời giới thiệu 3

Phần 1. QUY PHẠM THỰC HÀNH VỀ THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG

Chương 1 : KHÁI QUÁT 5

1.1. Phạm vi áp dụng 5
1.2. Tài liệu tham khảo 5
1.3. Các định nghĩa 5
1.4. Các ký hiệu 7

Chương 2 : ĐỐI TƯỢNG THIẾT KẾ VÀ CÁC CHỈ DẪN CHUNG

2.1. Các cơ sở thiết kế 8
2.2. Thiết kế kết cấu 8
2.3. Giám định thi công xây dựng 10
2.4. Tải trọng và các tính chất của vật liệu 11
2.5. Phân tích 14
2.6. Thiết kế dựa trên cơ sở thí nghiệm 15

Chương 3 : THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO BÊ TÔNG CỐT THÉP

3.1. Những cơ sở thiết kế và độ bền của vật liệu 17
3.2. Kết cấu và khung chịu lực 20
3.3. Lớp bê tông bảo vệ cốt thép 21
3.4. Dầm 26
3.5. Bản đặc đỡ bởi dầm hay tường 33
3.6. Bản có sườn (với các khối đặc hay khối rỗng hoặc lỗ trống) 40
3.7. Sàn phẳng 42
3.8. Cột 53
3.9. Tường 59
3.10. Cầu thang 63
3.11. Móng 64
3.12. Những điểm cần lưu ý khi thiết kế cấu tạo chi tiết 65

Chương 4 : THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.1. Những cơ sở thiết kế 79
4.2. Kết cấu và khung chịu lực 80
4.3. Dầm 80
4.4. Bản 87

4.5. Cột 87
4.6. Cấu kiện chịu kéo 87
4.7. Ứng suất trước 87
4.8. Tổn thất ứng suất trước ngoài tổn thất do ma sát 87
4.9. Tổn thất ứng suất trước do ma sát 89
4.10. Chiều dài truyền ứng suất trước trong cấu kiện căng trước 90
4.11. Khối neo trong cấu kiện căng sau 91
4.12. Những điểm cần lưu ý khi thiết kế cấu tạo 91

Chương 5 : THIẾT KẾ VÀ CẤU TẠO KẾT CẤU ĐÚC SẴN VÀ KẾT CẤU TỔ HỢP

5.1. Những cơ sở thiết kế và các điều khoản về ổn định 96
5.2. Kết cấu bê tông đúc sẵn 97
5.3. Các liên kết chịu lực giữa các cấu kiện đúc sẵn 101
5.4. Kết cấu bê tông tổ hợp 104

Chương 6 : BÊ TÔNG, VẬT LIỆU : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ THI CÔNG

6.1. Vật liệu và điều kiện kỹ thuật 108
6.2. Thi công bê tông 108

Chương 7 : CỐT THÉP : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ TAY NGHỀ

7.1. Khái quát 119
7.2. Cắt và uốn cốt thép 119
7.3. Cố định cốt thép 119
7.4. Điều kiện bề mặt 120
7.5. Chồng và nối cốt thép 120
7.6. Hàn cốt thép 120

Chương 8 : THÉP CĂNG ỨNG SUẤT TRƯỚC : ĐIỀU KIỆN KỸ THUẬT VÀ TAY NGHỀ

8.1. Khái quát 122
8.2. Vận chuyển và lưu kho 122
8.3. Điều kiện bề mặt 122
8.4. Độ thẳng 122
8.5. Cắt thép 122
8.6. Định vị thép căng và vỏ cáp 123
8.7. Căng thép 123
8.8. Bảo vệ và sự bám dính của thép căng ứng suất trước 125
8.9. Bơm phụt vữa cho thép căng ứng suất trước 126

Phần 2 : QUY PHẠM THỰC HÀNH ĐỐI VỚI CÁC TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT

Chương 1 : KHÁI QUÁT

1.1. Phạm vi áp dụng 127
1.2. Các định nghĩa 127
1.3. Các ký hiệu 127

Trung tam ñao tao xay döng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 2 : CÁC PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ ĐỘ BỀN

2.1. Khái quát 128
2.2. Tải trọng và độ bền thiết kế 128
2.3. Các phương pháp phi tuyến 130
2.4. Khả năng chịu xoắn của dầm 130
2.5. Chiều cao tính toán của cột 132
2.6. Độ bền vững 133

Chương 3 : CÁC TÍNH TOÁN VỀ KHẢ NĂNG SỬ DỤNG

3.1. Khái quát 135
3.2. Trạng thái giới hạn về sử dụng 135
3.3. Tải trọng 136
3.4. Phân tích kết cấu theo trạng thái giới hạn về sử dụng 137
3.5. Các tính chất của vật liệu dùng để tính toán độ cong và ứng suất 137
3.6. Tính toán độ cong 137
3.7. Tính toán độ võng 139
3.8. Tính toán bề rộng vết nứt 140

Chương 4 : KHẢ NĂNG CHỊU LỬA

4.1. Khái quát 145
4.2. Các yếu tố xác định khả năng chịu lửa 146
4.3. Số liệu bảng (phương pháp 1) 150
4.4. Thí nghiệm về khả năng chịu lửa (phương pháp 2) 152
4.5. Các tính toán kỹ thuật về khả năng chịu lửa (phương pháp 3) 152

Chương 5 : NHỮNG QUY ĐỊNH BỔ SUNG KHI SỬ DỤNG BÊ TÔNG CỐT LIỆU NHẸ

5.1. Khái quát 156
5.2. Lớp bảo vệ đối với độ bền lâu và khả năng chịu lửa 156
5.3. Độ bền đặc trưng của bê tông 157
5.4. Khả năng chịu cắt 157
5.5. Khả năng chịu xoắn của dầm 158
5.6. Độ võng 158
5.7. Cột 158
5.8. Tường 158
5.9. Lực bám dính neo và nối chồng 158
5.10. Ứng suất cục bộ bên trong chỗ uốn 158

Chương 6 : BÊ TÔNG BỌT CHƯNG HẤP

6.1. Khái quát 159
6.2. Vật liệu 159
6.3. Cốt thép 159
6.4. Sản xuất các cấu kiện 159
6.5. Các phương pháp đánh giá sự tuân thủ các yêu cầu của trạng thái giới hạn 160

6.6. Lắp ghép các cấu kiện 160
6.7. Giám định và thí nghiệm 160

Chương 7 : BIẾN DẠNG ĐÀN HỒI, TỪ BIẾN, CO NGÓT VÀ BIẾN DẠNG NHIỆT CỦA BÊ TÔNG

7.1. Khái quát 161
7.2. Biến dạng đàn hồi 161
7.3. Từ biến 162
7.4. Co ngót trong quá trình khô 164
7.5. Biến dạng nhiệt 164

Chương 8 : KHE CO GIÃN

8.1. Khái quát 167
8.2. Sự cần thiết của khe co giãn 167
8.3. Các kiểu khe co giãn 168
8.4. Bố trí mối nối 168
8.5. Thiết kế các khe 169

Chương 9 : GIÁM ĐỊNH VÀ THÍ NGHIỆM KẾT CẤU VÀ CÁC BỘ PHẬN TRONG QUÁ TRÌNH XÂY DỰNG

9.1. Khái quát 170
9.2. Mục đích của thí nghiệm 170
9.3. Những cơ sở tiếp cận 170
9.4. Các thí nghiệm kiểm tra kết cấu bê tông 170
9.5. Thí nghiệm chất tải kết cấu hoặc các bộ phận kết cấu 171
9.6. Thí nghiệm chất tải trên các cấu kiện đúc sẵn riêng rẽ 172

Phần 3 : CÁC BIỂU ĐỒ THIẾT KẾ DẦM BỐ TRÍ CỐT THÉP ĐƠN, DẦM BỐ TRÍ CỐT THÉP KÉP VÀ CỘT CHỮ NHẬT

Các biểu đồ dùng cho thiết kế

1. Khái quát 173
2. Các biểu đồ dùng cho thiết kế 173

Các phụ lục

Phụ lục A. Các chú giải về các biểu đồ thiết kế 173
Phụ lục B. Các ví dụ thiết kế 175
Tài liệu tham khảo 227
Các tiêu chuẩn có liên quan 228
Mục lục 230

Trung tam đao tao xay dông VIETCONS
http://www.vietcons.org