Pgs,Ts. LÝ TRẦN CƯỜNG (chủ biên)
Ths. ĐINH CHÍNH ĐẠO

KẾT CẤU GẠCH ĐÁ VÀ GẠCH ĐÁ CỐT THÉP

EBOOKBKMT.COM

HỖ TRỢ TÀI LIỆU HỌC TẬP

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI – 2008

EBOOKBKMT.COM

HỖ TRỢ TÀI LIỆU HỌC TẬP

LỜI NÓI ĐẦU

Trong thời kỳ đổi mới, nhịp độ xây dựng trên đất nước ta ngày càng phát triển mạnh mẽ, kết cấu gạch đá chiếm một tỷ trọng đáng kể trong công tác xây dựng cơ bản. Gạch đá là loại vật liệu phổ biến, rẻ và bền khi chịu tác động trực tiếp của nắng mưa, đặc biệt khi nó được dùng kết hợp với những loại kết cấu khác như kết cấu bêtông cốt thép dưới dạng tường chèn trong khung bêtông cốt thép chịu tải trọng ngang cho các nhà có chiều cao từ 18 – 20 tầng trở xuống sẽ mang lại hiệu quả kinh tế đáng kể.

Cuốn sách KẾT CẤU GẠCH ĐÁ VÀ GẠCH ĐÁ CỐT THÉP *sẽ góp phần phục vụ kịp thời nhu cầu giảng dạy và học tập cho sinh viên các trường đại học thuộc khối ngành xây dựng và nó cũng giúp cho những người làm công tác thiết kế có thể tham khảo. Nội dung cuốn sách đề cập tới thực tế mà nhiều người quan tâm.*

Cuốn sách gồm bảy chương và được phân công biên soạn như sau:

Pgs,Ts. Lý Trần Cường viết phần mở đầu, chương 4, 5, 6, 7 và là chủ biên.

Ths. Đinh Chính Đạo viết chương 1, 2 và 3.

Chúng tôi chân thành cảm ơn các đồng nghiệp trong Bộ môn công trình bêtông cốt thép, Trường đại học xây dựng đã góp nhiều ý kiến trong quá trình xây dựng bản thảo, đặc biệt Gs.Ts. Ngô Thế Phong đã cho nhiều ý kiến quý báu. Xin cám ơn Ths. Phạm Quang Đạo và Ths. Trương Việt Phương đã giúp cho phần đánh máy và dựng hình vẽ cho bản thảo.

Tuy đã có nhiều cố gắng trong khi biên soạn, song không tránh khỏi những thiếu sót, chúng tôi mong nhận được ý kiến phê bình, góp ý của bạn đọc để lần xuất bản sau được hoàn chỉnh hơn.

CÁC TÁC GIẢ

MỞ ĐẦU

1. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN

Kết cấu gạch đá đã được loài người sử dụng từ rất sớm, từ xa xưa loài người đã biết xếp các khối đá tự nhiên thành hang động để tránh nắng mưa, thú dữ và đã biết nung gạch từ hơn 3000 năm về trước. Hàng vạn năm của thời kỳ cổ đại và trung đại, gạch đá là loại vật liệu chủ yếu để xây dựng thành lũy, lăng tẩm, đền chùa, cung điện và các công trình văn hóa khác.

Các Kim tự tháp được xây dựng cách đây hơn 5000 năm là công trình bằng đá nổi tiếng còn lại tới bây giờ. Tháp cao nhất cao 146,6m, cạnh đáy vuông dài 233m. Xây Kim tự tháp này đã dùng tới hơn hai triệu viên đá nặng từ 2,5 đến 50 tấn. Vườn treo Babilon được xây dựng từ thế kỷ 15 ở Irắc còn tồn tại tới ngày nay. Nhà thờ Đức bà có mái vòm đường kính 32,5m được xây dựng tại thành phố Côngxtăngtinốp vào thế kỷ thứ 6 và Cung điện Kremly ở Nga đều là công trình kiến trúc nổi tiếng.

Ở Trung Quốc, Vạn Lý Trường Thành được xây dựng vào thế kỷ thứ 3 trước Công nguyên là một công trình vĩ đại, dài trên 2300 km được xây bằng đá và gạch nung cao trung bình 12m để bảo vệ biên giới phía Bắc nhà Tần. Tại Campuchia có công trình Angco được xây dựng từ thế kỷ thứ 9 là một công trình kiến trúc bằng đá nổi tiếng trên thế giới.

Việc chuyển từ cách dùng đá tự nhiên sang gạch nung vào khoảng hơn 3000 năm về trước đã mở rộng hơn nhiều phạm vi sử dụng kết cấu gạch đá vì việc xây dựng bằng các viên gạch có quy cách, có trọng lượng vừa phải đẩy nhanh tốc độ thi công và các kết cấu có phần gọn nhẹ hơn nhiều.

Mặc dù kết cấu gạch đá được dùng phổ biến ở nhiều nước và lâu đời nhưng các nghiên cứu về lý thuyết tính toán loại kết cấu này còn phát triển rất chậm. Điểm chính trong lý luận về tính toán là nghiên cứu khai thác khả năng chịu nén cao của vật liệu này, kết hợp khối xây với các kết cấu bêtông cốt thép và vật liệu khác thì khả năng ứng dụng chúng ngày càng được mở rộng và phổ biến hơn. Đối với những kết cấu gạch trong vùng gió bão, cần kết hợp khối xây

gạch đá với các giằng bêtông cốt thép làm tăng độ cứng, khả năng chịu kéo và tăng độ ổn định cho công trình.

Tại Việt Nam cũng có một số công trình gạch đá nổi tiếng: năm 1812, cột cờ tại thành Hà Nội được xây dựng, đáy vuông có cạnh dài 40m, cao 60m tồn tại đến ngày nay. Thành nhà Hồ được xây dựng từ năm 1397 tại Vĩnh Lộc – Thanh Hóa. Đây là một công trình đá đồ sộ cao trên 6m bao quanh một khu vực rộng 1km^2. Tại Ca Long – Móng Cái – Quảng Ninh có cầu đá cuốn vòm nhịp tới 45m, tại Giao Thủy – Nam Định có cầu cuốn vòm gạch nhịp 20m. Ngoài ra vào thời Lý nhiều chùa được xây dựng bằng gạch, đá còn tồn tại tới ngày nay trên khắp nước ta.

2. ƯU KHUYẾT ĐIỂM VÀ PHẠM VI ỨNG DỤNG CỦA KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

Kết cấu gạch đá được sử dụng khá rộng rãi vì có những ưu điểm chính sau: chịu nén tốt và bền với thời gian, thường thì ít phải bảo dưỡng. Các khối xây bằng gạch có thể bị phong hóa và giảm cường độ. Bình thường sau 100 năm cường độ của gạch có thể bị giảm đi 1/3 hoặc hơn. Do vậy, khối xây cần được trát hoặc ốp để bảo vệ. Khối xây còn cách âm và cách nhiệt tốt.

Trong xây dựng nhà cửa, gạch đá dùng để xây tường ngăn, tường chịu lực và tạo dáng kiến trúc. Trong xây dựng thủy lợi, gạch đá dùng xây đập, các công trình như kênh mương máng...

Nhược điểm cơ bản của kết cấu gạch đá là trọng lượng riêng còn nặng. Đối với gạch người ta đã giảm trọng lượng riêng bằng cách tạo các loại lỗ rỗng khác nhau và dùng phụ gia để tăng cường độ chịu nén.

1 VẬT LIỆU DÙNG TRONG KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ

Vật liệu dùng trong khối xây gạch đá chủ yếu là ***đá*** và ***gạch***

Đá được khai thác trực tiếp từ thiên nhiên còn *gạch* là một loại đá nhân tạo có quy cách nhất định theo truyền thống hoặc thói quen của mỗi nơi. Gạch được tạo ra bằng cách nung đất sét đó là gạch nung, còn các gạch không nung thì được sản xuất bằng một số loại vật liệu khác. Ở đây chúng ta chỉ đề cập tới một số tính chất cơ bản của gạch, đá phục vụ cho công tác tính toán thiết kế và thi công của kết cấu gạch đá.

1.1. GẠCH

1.1.1. Phân loại gạch

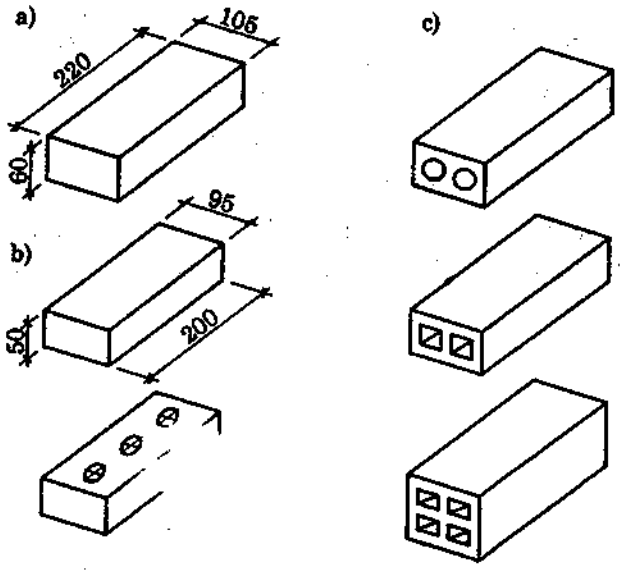
Gạch được sản xuất theo kích thước quy định và thường dưới hai dạng: *gạch đặc* và *gạch rỗng*. Gạch được phân loại theo các tiêu chí sau đây:

Theo phương pháp chế tạo, người ta chia thành *gạch nung* và *gạch không nung*. Gạch nung chủ yếu được sản xuất theo phương pháp ép dẻo, ép khô (gạch gốm, gạch keramit). Gạch không nung được sản xuất từ cốt liệu và chất kết dính như gạch silicát, gạch xỉ than, gạch bêtông hoặc gạch đất đồi (đá ong).

Theo trọng lượng riêng người ta chia thành: *gạch nặng*, *gạch nhẹ* và *gạch rất nhẹ*.

- Gạch nặng có $\gamma \geq 1800$ kG/m^3 (daN/m^3) như gạch đặc, gạch bêtông đặc...
- Gạch nhẹ có $1300 \leq \gamma < 1800$ kG/m^3 (daN/m^3) như gạch gốm có lỗ 30÷50%.
- Gạch rất nhẹ có $\gamma < 1300$ kG/m^3 (daN/m^3) như gạch bằng khối bêtông tổ ong, gạch gốm có lỗ rỗng trên 50%.

Nếu gạch có lỗ rỗng toàn phần nhỏ hơn 20% thể tích viên gạch thì các chỉ tiêu gạch rỗng lấy như của gạch đặc. Trọng lượng tối đa của viên gạch đặc có thể đạt tới 5 kG (daN), bề rộng lớn nhất của viên gạch có thể đạt tới 120 ÷ 140mm để người thợ có thể cầm một tay khi thao tác xây. Nếu trọng lượng đến 25 kG (daN) thì khi xây người thợ phải dùng 2 tay để bê và chúng được gọi là khối. Kích thước viên gạch đất sét nung của Việt Nam theo quy phạm là 220×105×60mm. Tuy vậy do thói quen ở nhiều địa phương của nước ta gạch đất nung có kích thước không theo tiêu chuẩn với kích thước 200×95×50mm (h.1.1).



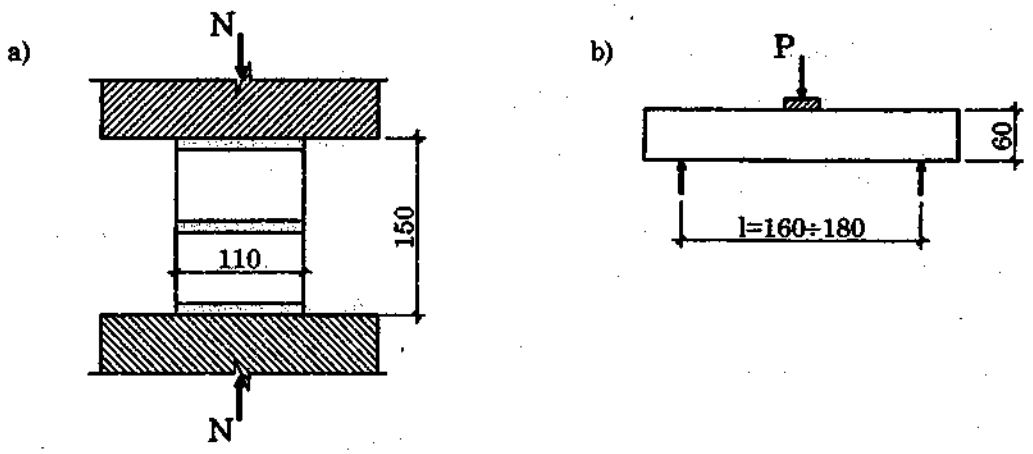
Hình 1.1. **Một số loại gạch đất sét nung**

a) Gạch đất sét nung theo tiêu chuẩn Việt Nam; b) Gạch không theo tiêu chuẩn; c) Một số loại gạch rỗng.

1.1.2. Cường độ của gạch

Tính chất cơ học quan trọng của gạch là cường độ của gạch, cường độ được đặc trưng bằng mác gạch. Mác gạch là biểu thị cường độ của gạch khi chịu nén. Để xác định mác gạch người ta làm thí nghiệm xác định cường độ chịu nén, thể hiện trên hình 1.2.

Để chuẩn bị mẫu thử xác định cường độ chịu nén của mỗi lô gạch người ta lấy 5 viên từ lô gạch, mỗi viên được cưa làm đôi sau đó đảo đầu gạch, giữa hai nửa viên gạch láng một lớp vữa ximăng dày 10mm, mặt trên và mặt dưới viên gạch đó cũng láng một lớp vữa ximăng như vậy dày không quá 10mm để tạo mặt phẳng. Bảo quản mẫu ở nhiệt độ phòng thông thoáng t=20±2°C trong vòng 3 ÷ 4 ngày đêm sau đó mang mẫu thí nghiệm.



Hình 1.2. **Sơ đồ thí nghiệm mẫu gạch**
a) Thí nghiệm nén mẫu; b) Thí nghiệm uốn mẫu.

Cường độ của mẫu khi thí nghiệm nén:

$$R_g = \frac{N}{F}. \qquad (1.1)$$

Cường độ của mẫu khi thí nghiệm uốn:

$$R_g^u = \frac{3Pl}{2bh^2}, \qquad (1.2)$$

trong đó: N - lực phá hoại mẫu, kG (daN);

F - diện tích tiết diện mẫu thử, cm^2;

l - khoảng cách giữa hai gối tựa, cm;

b - bề rộng viên gạch, cm;

h - chiều cao viên gạch, cm.

Cường độ tiêu chuẩn của gạch lấy bằng giá trị trung bình của năm mẫu thử.

$$R_g^{tb} = \sum_{i=1}^{5} \frac{R_{gi}}{5} \qquad (1.3)$$

$$R_g^{utb} = \sum_{i=1}^{5} \frac{R_{gi}^u}{5} \qquad (1.4)$$

Giới hạn cường độ chịu kéo của gạch chỉ bằng từ 5 ÷ 10% giới hạn cường độ chịu nén. Mác gạch là giá trị trung bình chịu nén của năm mẫu thử cho một lô và được ký hiệu là M.

Theo cường độ, gạch có thể chia ra thành: ***gạch mác thấp***, ***mác trung bình*** và ***mác cao***.

- Gạch mác thấp có số hiệu: 4; 7; 10; 25;
- Gạch mác trung bình có số hiệu: 35; 50; 75; 100; 125; 150;
- Gạch mác cao có số hiệu: 200; 300; 400; 500; 600; 800.

Gạch mác thấp thường được dùng làm các lớp đệm, lót, xây tường ngăn; gạch mác trung bình dùng xây các kết cấu chịu lực cho các nhà thấp tầng, từ 3÷5 tầng trở xuống; còn gạch mác cao được xây cho các kết cấu chịu lực nhà từ 7÷10 tầng hoặc các kết cấu đặc biệt như ống khói, đài nước...

Trong bảng 1.1 giới thiệu một số mác gạch trung bình bằng đất sét nung.

***Bảng 1.1.* Mác gạch trung bình bằng đất sét nung**

Mác (số hiệu) gạch	*Cường độ mẫu nén, kG/cm² (daN/cm²)*		*Cường độ mẫu uốn, kG/cm² (daN/cm²)*	
	Trung bình	*Bé nhất*	*Trung bình*	*Bé nhất*
150	150	100	28	14
100	100	75	22	11
75	75	50	18	9
50	50	35	16	8

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của gạch đất sét nung gần như theo qui luật đường thẳng. Môđun đàn hồi của gạch xác định bằng thực nghiệm và có giá trị như sau:

Gạch đất sét ép dẻo và gạch silicát:

$$E_g = (1 \div 2).10^5 \text{kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}.$$

Gạch đất sét ép khô:

$$E_g = (0{,}2 \div 0{,}4).10^5 \text{kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}.$$

Hệ số Poát xông của gạch dao động trong khoảng 0,03 ÷ 0,1.

1.2. ĐÁ

Đá xây dựng dùng để làm móng xây tường và vật liệu trang trí ốp lát nhà và công trình. Yêu cầu là đá không bị nứt nẻ, không bị phong hóa. Đá được khai thác trực tiếp từ tự nhiên, người ta có thể gia công đá thành các viên có kích

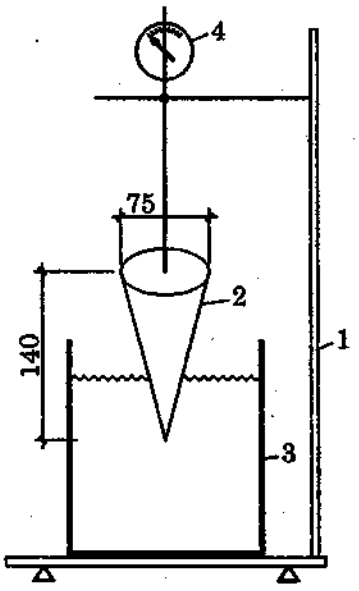
thước nhất định. Mác của đá được xác định căn cứ vào cường độ chịu nén. Đá có mác từ 4; 10; 25; 50; 100 đến 3000.

Trong xây dựng dùng các loại đá nặng và đá nhẹ. Đá nặng có dung trọng $\gamma \geq 1800$ kG/m^3 (daN/m^3) loại này thường gặp là đá hoa cương, đá bazan, đôlômít... Đá nhẹ có dung trọng $\gamma < 1800$ kG/m^3 (daN/m^3) thường gặp là đá bọt, đá vôi, vỏ sò.

1.3. VỮA

1.3.1. Yêu cầu và tác dụng của vữa

Vữa dùng cho khối xây liên kết các viên gạch, đá thành một khối đặc chắc để chịu lực, vữa bịt kín các khe hở nhằm cách âm, cách nhiệt cho công trình. Vì vậy vữa phải có cường độ nhất định tùy tính chất chịu lực và mức độ yêu cầu bền vững đối với khối xây. Vữa phải có tính linh động nhằm dễ dàn trải khi người thợ thao tác để có thể bịt kín vào các mạch xây, vừa phải đảm bảo độ sệt để không bị trồi ra khỏi mạch xây và có khả năng giữ nước nhằm liên kết tốt giữa các viên gạch trong khối xây. Tính linh động liên quan chặt chẽ đến tới độ sệt của vữa, nó còn cho phép thợ xây thao tác nhanh hơn, nhẹ nhàng và tăng năng suất lao động.



Hình 1.3. **Thiết bị đo độ sệt vữa**
1- giá đỡ; 2 - quả chùy tiêu chuẩn G=300gam;
3 - khay đựng vữa; 4 - đồng hồ đo độ sụt.

Để xác định cường độ của các loại vữa người ta đúc mẫu vữa có cạnh 7,07×7,07×7,07cm và bảo quản ở nhiệt độ phòng $t = 20 \pm 2^0$C trong thời gian 28 ngày đêm sau đó mang đi nén mẫu với tốc độ gia tải 2÷3kG/cm^2(daN/cm^2)/giây. Giá trị trung bình của năm mẫu vữa cho một lô vữa được gọi là mác vữa.

Theo quy phạm СНИП II – 22 – 81, mác vữa được chia ra: ***mác thấp***: 4, 7, 10, 15; ***mác trung bình***: 25, 35, 50, 75 và ***mác cao***: 100, 150, 200...

Mác vữa hay được sử dụng nhiều là mác 10, 15, 25, 35, 50, 100. Khi vữa mới xây, tại thời điểm này ta có khái niệm mác "không" của vữa.

Đối với các khối xây khác nhau thì độ sệt của vữa cũng khác nhau. Bảng 1.2 dưới đây giới thiệu độ sệt cho một số khối xây thường gặp:

Độ sệt lớn được dùng cho các môi trường có nhiệt độ cao và cho các loại gạch đá xốp, khô. Để xác định độ sệt của vữa người ta dùng quả chùy tiêu chuẩn, thiết bị đo độ sệt của vữa được mô tả trên hình 1. 3.

Bảng 1.2. **Độ sệt của khối xây**

Loại khối xây	*Giá trị*
Khối xây bằng gạch hoặc bằng tảng khối đặc	3 +13 cm
Khối xây bằng gạch hoặc bằng tảng khối có lỗ đứng	7 + 8 cm
Khối xây bằng đá hộc hoặc bằng khối bêtông đặc	4 + 7 cm
Khối xây rung	1 + 3 cm

1.3.2.Các loại vữa

Theo trọng lượng riêng vữa ở trạng thái khô người ta chia ra:

- Vữa nặng có $\gamma \geq 1500$ kG/m^3(daN/m^3).
- Vữa nhẹ có $\gamma < 1500$ kG/m^3(daN/m^3).

Theo chất kết dính và cốt liệu thì có hai loại:

- Vữa khô, loại này chất kết dính thường là vôi hoặc thạch cao.
- Vữa nước, loại này chất kết dính thường dùng là ximăng Poóclăng hoặc ximăng Puzôlan.

Thành phần các loại vữa gồm:

- Vữa ximăng cát: ximăng, cát và nước. Cát có thể là cát đen hoặc cát vàng tùy kết cấu mà người ta dùng loại cát phù hợp. Loại vữa này không có vôi nên thường khô nhanh, có cường độ khá cao nhưng bị dòn.
- Vữa bata còn được gọi là vữa tam hợp, thành phần gồm: ximăng, vôi, cát và nước. Loại vữa này có độ dẻo cao, thời gian khô cứng vừa phải do vậy giúp cho các viên gạch liên kết một cách chắc chắn. Hiện nay việc tôi vôi

làm cho công tác thi công không thuận tiện lắm nên trên các công trường lớn người ta ít dùng loại vữa này. Trên công trường xây dựng các tỉnh và các vùng nông thôn thì loại vữa này còn được sử dụng khá phổ biến.

- Vữa không có ximăng: vữa vôi gồm vôi, cát, nước hoặc vữa đất sét gồm cát, đất sét và vữa thạch cao. Các loại vữa này thường được dùng cho các kết cấu không chịu lực.

1.3.3. Cường độ và biến dạng của vữa

Cường độ của vữa được xác định bằng cách thí nghiệm các mẫu vuông có cạnh 7,07cm trong điều kiện tiêu chuẩn: bảo quản mẫu 28 ngày đêm ở nhiệt độ phòng t =20 ± 2°C, độ ẩm ≥80%. Cường độ của mẫu phụ thuộc chất kết dính, môi trường và thời gian, cường độ tăng nhanh ở vữa ximăng cát và tăng chậm ở vữa vôi. Trong khoảng thời gian dưới 90 ngày thì cường độ của vữa có thể xác định theo công thức thực nghiệm sau:

$$R_{vt} = \frac{at}{28(a-1)+t} R_{v28}, \qquad (1.5)$$

trong đó: R_{vt} và R_{v28} - cường độ chịu nén của vữa ở tuổi t ngày và tuổi 28 ngày;

a - hệ số lấy bằng 1,5;

t - tuổi của vữa tính bằng ngày đêm.

Mác vữa lấy theo cường độ chịu nén của nó.

Biến dạng của vữa xây rất khác nhau. Biến dạng do vữa chiếm hơn 80% biến dạng của khối xây trong khi thể tích trung bình của vữa chiếm 10-15%. Nếu khảo sát mạch vữa dày khoảng 1cm, loại vữa nặng chịu nén với tải trọng tác dụng ngắn hạn bằng 1/3 tải trọng giới hạn. Biến dạng của vữa đo được là:

0,007 mm khi vữa có mác ≥ 50;

0,039 mm khi vữa có mác ≥ 25;

0,062 mm khi vữa có mác ≥ 10.

Rõ ràng là vữa mác càng thấp thì biến dạng của nó càng nhiều. Vữa nhẹ biến dạng nhiều hơn vữa nặng. Khi tải trọng tác động dài hạn thì biến dạng của vữa tăng lên theo thời gian, đó là do vữa có tính từ biến. Khi tải trọng tác dụng trên một năm thì biến dạng của vữa có thể gấp hai lần biến dạng do tải trọng tác dụng ngắn hạn gây ra.

1.3.4. Chọn cấp phối cho vữa

Trong thực tế thi công cần phải xác định thành phần của vữa để đảm bảo mác thiết kế yêu cầu. Chọn cấp phối cho vữa là xác định lượng ximăng tối thiểu Q_x (tính bằng kg cho 1m^3 cát hạt trung và hạt lớn khi độ ẩm của cát dao động từ 1 đến 3%).

Lượng ximăng đó được xác định như sau:

$$Q_x = \frac{R_v}{0,7R_x}.1000, \qquad (1.6)$$

trong đó: R_v - mác vữa;

R_x - mác ximăng.

Khi dùng cát khô thì lượng ximăng tăng 5%; ngoài ra lượng ximăng cũng cần phải tăng khi dùng cát hạt nhỏ. Lượng ximăng tối thiểu cho 1m^3 cát khi dùng vữa ximăng cát và vữa ximăng vôi (tam hợp) với độ ẩm bình thường (khoảng 2%) tương ứng là 125 kg và 100kg. Các trường hợp khác lấy bằng 75kg ximăng cho 1m^3 cát.

Lượng vôi tôi trong vữa cho 1m^3 cát (tính bằng lít) được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$D = 170(1 - 0,002Q_x). \qquad (1.7)$$

Lượng nước dùng để trộn vữa được khống chế bằng độ sụt cho trước của quả chùy tiêu chuẩn như đã nói ở trên. Lượng nước có thể xác định bằng tỷ lệ nước - ximăng (N/X) vào khoảng 1,3 đến 1,6 (theo thể tích).

Để đảm bảo vữa chọn theo yêu cầu thiết kế, người ta phải lấy mẫu thí nghiệm.

Thí dụ 1.1. Yêu cầu xác định thành phần cấp phối của vữa tam hợp (ximăng , cát, vôi) mác 25. Biết dùng ximăng Poóclăng PC-30 (mác ximăng là 300), cát thạch anh hạt trung, độ ẩm 2%, dung trọng cát 1100 kG/m^3(daN/m^3).

Theo công thức 1.6 ta xác định lượng ximăng:

$$Q_x = \frac{25}{0,7.300}.1000 = 120 \text{ kG cho 1 m}^3 \text{ cát}$$

Chuyển lượng ximăng qua thể tích: 120/1100 = 0,11m^3 ximăng /1m^3 cát.

Lượng vôi tôi được xác định theo công thức 1.7:

D = 170.(1 - 0,002.120) = 129 lít vôi tôi /1m^3 cát.

Chuyển đổi cấp phối qua thể tích:

$$\text{Ximăng : vôi : cát} = \frac{0,11}{0,11} : \frac{0,129}{0,11} : \frac{1}{0,11} = 1 : 1,2 : 9$$

Dưới đây là bảng cấp phối cho một số mác vữa với nhà có tuổi thọ cấp 1, 2, 3 (cấp 1 có tuổi thọ ≥75 năm; cấp 2 có tuổi thọ ≥50 năm; cấp 3 có tuổi thọ ≥30 năm).

***Bảng 1.3.* Cấp phối vữa cho nhà có tuổi thọ cấp 1, 2 và 3**

Mác ximăng	*Thành phần cấp phối vữa cho các loại mác khác nhau*							
	200	150	100	75	50	25	10	4
	Vữa tam hợp cho các kết cấu trên mặt đất có độ ẩm ≤ 60% và móng khô							
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	-	-	-	-
400	1:0,1:2	1:0,1:2,5	1:0,4:4	1:0,5:5	1:1:8	-	-	-
300		1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1:1,2:9	-	-
200				1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,6:7	-	-
150					-	1:0,3:3,5	1:1,2:9	1:1,7:12
100					-	1:0,1:2	1:0,5:5	1;1,2:9
50					-	-	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25					-	-	-	1:0,2:3
	Vữa ximăng cát cho các kết cấu dưới mặt đất có độ ẩm ≥60% và móng ẩm ướt							
500	1:0,2:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	-	-	-	
400	1:0,2:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	$\frac{1:0,7:8^*}{1:1:8}$	-	-	
300	-	1:0,2:2	1:0,2:3	1;0,3:4	1:0,7:6	$\frac{1:0,7:11^*}{1:1:11}$	-	
200	-	-	-	1:0,2:3	1;0,4:5	$\frac{1:0,7:9^*}{1:1:9}$	-	
150	-	-	-	-	-	1:0,3:3,5	$\frac{1:0,7:9^*}{1:1:9}$	
100	-	-	-	-	-	1:0,1:2	1:0,5:5	$\frac{1:0,7:9^*}{1:0,9:7}$
	Tử số là cấp phối cho nhà và công trình có tuổi thọ cấp 1 và 2. Mẫu số là cấp phối cho nhà và công trình có tuổi thọ cấp 3.							

1.4. PHÂN LOẠI KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ

Tùy thuộc vào kích thước, hình dáng viên gạch, đá mà người ta có thể phân khối xây thành:

- Khối xây các loại khối lớn bằng bêtông, gạch các loại - chiều cao mỗi hàng xây không lớn hơn 500 mm.
- Khối xây từ đá thiên nhiên và các loại đá khác - chiều cao mỗi hàng xây từ 180 – 350 mm.
- Khối xây từ các viên nhỏ như gạch đất sét, các viên đá nhỏ khác - chiều cao mỗi hàng xây từ 50 – 150 mm.
- Khối xây bằng gạch đá không có quy cách được chia ra như: Khối xây đá hộc. Dựa vào lỗ rỗng của viên gạch người ta chia ra khối xây đặc và khối xây rỗng. Với khối xây rỗng còn được chia ra khối xây rỗng nhiều lớp (số lớp lớn hơn 3) và các khoảng rỗng đó được chèn bằng vật liệu cách nhiệt hay cách âm theo mục đích sử dụng...

Khi chịu tải trọng ngang lớn như động đất thì trong khối xây người ta còn đưa cốt thép lưới hoặc cốt thép dọc vào làm tăng khả năng chịu tải ngang của khối xây, lúc này khối xây có thể chia ra: Khối xây không đặt cốt thép và khối xây đặt cốt thép.

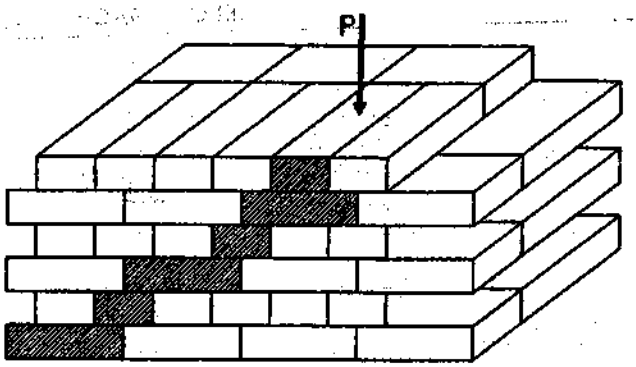
1.5. CÁC NGUYÊN TẮC LIÊN KẾT GẠCH ĐÁ TRONG KHỐI XÂY

Trong khối xây gạch đá người ta khai thác khả năng chịu nén của gạch đá là chủ yếu. Để đảm bảo cho khối xây chịu nén được tốt và tận dụng tối đa khả năng chịu nén của gạch đá thì việc xây các viên gạch đá cần tuân theo các nguyên tắc sau:

Lực tác dụng lên khối xây cần phải đặt vuông góc với lớp vữa nằm ngang. Các viên gạch đá trong khối xây phải đặt thành hàng (lớp) trong một mặt phẳng.

Các mạch vữa đứng phải song song với mặt phẳng ngoài của khối xây và các mạch vữa ngang cần phải vuông góc với mặt phẳng ngoài của khối xây.

Các mạch vữa đứng ở các hàng phải bố trí lệch đi ít nhất 50mm hoặc 1/2 viên gạch để tránh trùng mạch, như vậy tải trọng từ trên truyền xuống mới phân đều cho toàn bộ khối xây (h. 1.4).



Hình 1.4. **Liên kết gạch đá trong khối xây**

Khối xây gạch đá thường đặt các hàng theo phương ngang. Tùy theo vị trí trong khối xây mà viên gạch đá được chia thành gạch mặt trong và gạch mặt ngoài. Viên gạch đặt dọc theo chiều dài khối xây là viên gạch dọc, viên gạch đặt ngang gọi là viên gạch ngang, viên gạch nằm trong lòng khối xây là viên gạch chèn.

Bề rộng khối xây tường là bội số của nửa viên gạch hoặc đá. Ở Việt Nam cỡ viên gạch thống nhất theo thông tư số 435/CQL thuộc UBKHNN ngày 13/12/1961 là 220×105×60 mm, như vậy chiều dày của các loại tường quy định như sau:

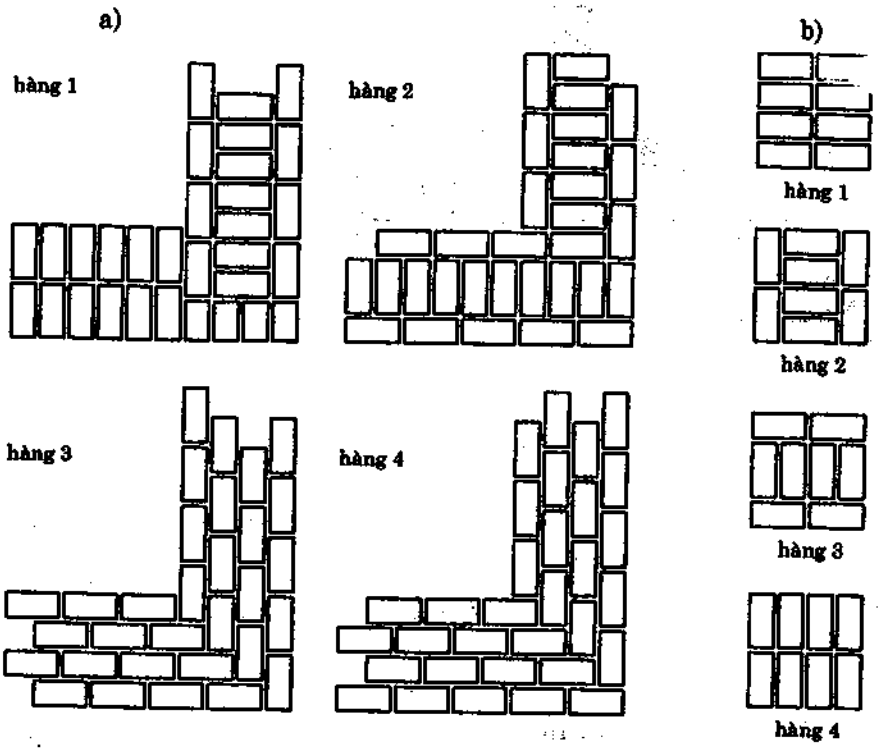
- Tường 1/2 gạch (tường con kiến) dày 105 mm;
- Tường một gạch dày 220 mm;
- Tường hai gạch dày 450mm...

1.6. YÊU CẦU VỀ GIẰNG TRONG KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ

Giằng là trình tự xây các viên gạch (đá) này so với các viên gạch (đá) khác ở trong khối xây. Trong khối xây, giằng được giải quyết bằng cách xây từng hàng ngang và dọc xen kẽ hoặc xen kẽ vừa ngang vừa dọc từng hàng.

1.6.1. Giằng trong khối xây đặc

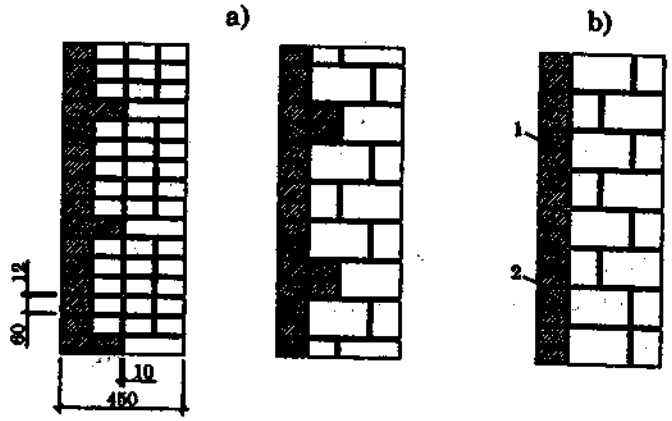
Đối với khối xây gạch có chiều cao mỗi hàng 60 mm, dùng cách xây hỗn hợp vừa ngang vừa dọc trong mỗi hàng hoặc ba dọc một ngang hoặc năm dọc một ngang (h.1.5).



Hình 1.5. **Cách giằng trong khối xây đặc**
a)Trong tường; b)Trong trụ.

1.6.2. Giằng trong khối xây nhiều lớp

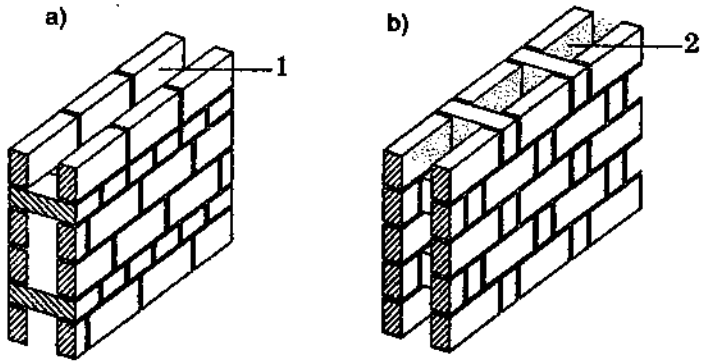
Khối xây hai lớp bao gồm lớp khối xây đặc chịu lực chính và lớp ốp (bằng gạch gốm, đá tự nhiên). Lớp ốp liên kết vào khối xây cơ bản của tường nhờ các giằng ăn sâu vào nửa viên gạch hoặc hơn. Các hàng giằng cách nhau từ 3 đến 5 hàng gạch theo chiều cao tường (xem hình 1.6a). Nếu ốp đá hoặc xây ốp phía ngoài người ta phải dùng khoan bêtông khoan tạo lỗ để bắt các vít nở vào tường làm các neo để đỡ cho các hàng khối xây ốp hoặc đá ốp (xem hình 1.6b).



Hình 1.6. **Cách giằng trong khối hai lớp**
a) Giằng bằng hàng gạch ngang; b) Giằng bằng neo thép
1 – khối xây ốp; 2 – neo thép.

1.6.3. Giằng trong khối xây rỗng

Khối xây rỗng có lớp không khí (hoặc lớp cách nhiệt, cách âm) ở giữa. Khối xây rỗng được cấu tạo các khoảng rỗng bên trong dọc theo chiều cao có các hàng gạch ngang nhằm ổn định cho khối xây. Hàng gạch giằng có thể là hàng ngang hoặc giằng nghiêng (h.1.7).



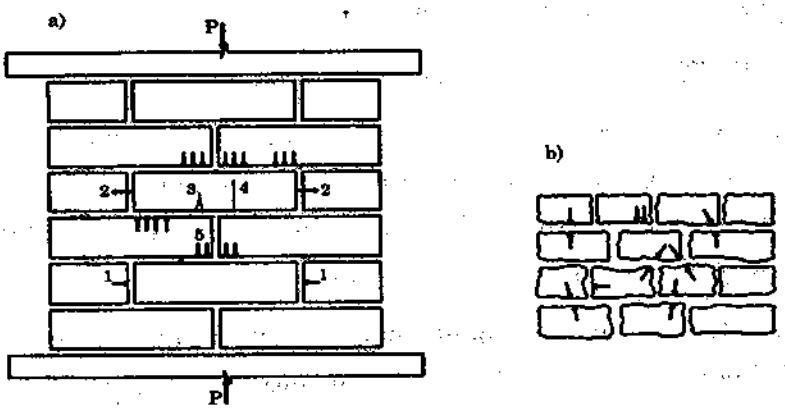
***Hình 1.7.* Cách giằng trong khối xây rỗng**
a) Giằng bằng hàng gạch ngang; b) Giằng bằng hàng đứng
1 - lớp không khí; 2 - lớp cách âm, cách nhiệt.

2 TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ

2.1. TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT CỦA GẠCH ĐÁ VÀ VỮA TRONG KHỐI XÂY CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

Qua kết quả thí nghiệm nhiều lần, người ta đều ghi nhận ứng suất trong viên gạch, đá và vữa là rất phức tạp ngay cả khi khối xây chịu tải trọng nén phân bố đều trên tiết diện khối xây. Các viên gạch trong khối xây chịu nén, chịu nén lệch tâm, chịu uốn, chịu cắt, chịu kéo...

Nguyên nhân chính tạo nên trạng thái ứng suất phức tạp này là do sự không đồng nhất của vữa và gạch đá, sự khác nhau về tính chất biến dạng của vữa và gạch đá. Quá trình trộn vữa, đặc biệt là khi trộn thủ công khó đảm bảo tính đồng đều của vữa, quá trình khô cứng của vữa cũng không đều nhau, hiện tượng co ngót cũng khác nhau... Sự tiếp xúc của vữa với các viên gạch đá cũng không đều. Trình độ tay nghề người thợ xây cũng làm cho mạch vữa chỗ dày chỗ mỏng. Tất cả các nguyên nhân đó dẫn tới khi chịu nén chỗ nào có vữa tiếp xúc thì ứng suất tập trung vào đó, từ đó trong viên gạch chỗ chịu nén nhiều, chỗ bị uốn, chỗ thì bị cắt...

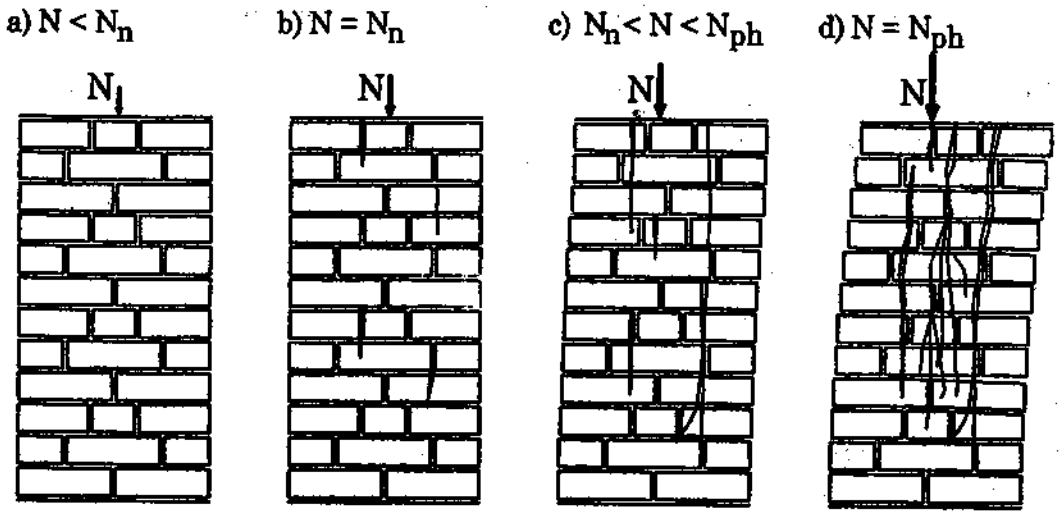


Hình 2.1. **Trạng thái ứng suất của gạch và vữa trong khối xây chịu nén**
a) Khối xây gạch; b) Khối xây đá hộc
1 - nén; 2 - kéo; 3 - uốn; 4 - cắt; 5 - nén cục bộ.

Khi chịu nén khối xây vừa có biến dạng dọc lại vừa có biến dạng ngang (hiện tượng nở hông) mà biến dạng của vữa lại lớn hơn của gạch, giữa gạch và vữa có liên kết, gạch cản trở biến dạng này và kết quả làm xuất hiện ứng suất kéo trong gạch và ứng suất nén trong vữa. Nếu giá trị ứng suất kéo lớn làm gạch nứt ra và kết quả là xuất hiện các vết nứt trong khối xây. Trong khối xây đá tình hình cũng tương tự (xem hình 2.1).

2.2. CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC CỦA KHỐI XÂY CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

Để tìm hiểu quá trình chịu tải trọng nén của khối xây người ta đã tiến hành thí nghiệm khối xây chịu nén và đã ghi nhận được quá trình chịu nén của khối xây như sau:



Hình 2.2. Các giai đoạn làm việc của khối xây chịu nén
a) Giai đoạn 1; b) Giai đoạn 2; c) Giai đoạn 3; d) Giai đoạn 4.

Quá trình chịu tải trọng nén của khối xây có thể chia ra bốn giai đoạn:

- *Giai đoạn 1:* Khi lực nén tác động còn nhỏ thì ứng suất trong khối xây còn khá bé. Lúc này khối xây làm việc như vật liệu đàn hồi (h.2.2a). Tăng lực nén lên, trong khối xây xuất hiện các vết nứt nhỏ ở các mạch vữa thẳng đứng nhưng gạch chưa bị nứt và lực $N < N_{nứt}$.
- *Giai đoạn 2:* Khi ta tiếp tục tăng lực nén lên, các vết nứt đầu tiên mở rộng ra và xuất hiện các vết nứt mới (h.2.2b). Lúc này $N = N_{nứt}$.
- *Giai đoạn 3:* Khi tải tiếp tục tăng lên, các vết nứt mở rộng ra và nối với nhau thành các vết nứt thẳng dài, giai đoạn này gọi là giai đoạn mở rộng vết nứt (h.2.2c).

- *Giai đoạn 4:* Giai đoạn phá hoại, khi tiếp tục tăng lực nén N lên, các vết nứt nối vào nhau và khối xây chia thành các dải nhỏ dần dần mất ổn định và khối xây bị sụp xuống, lúc này $N = N_{ph}$ (h.2.2d).

Sự xuất hiện vết nứt đầu tiên trong khối xây là do ứng suất kéo và ứng suất cắt trong viên gạch gây ra, tải tăng dần lên các ứng suất này phát triển, các khe nứt mở rộng làm xuất hiện hiện tượng uốn dọc của các dải chịu nén cộng với tác động của tải dài hạn thì biến dạng tăng theo thời gian làm cho khối xây dần sụp đổ. Lực nén N_n gây ra vết nứt trong khối xây. Vết nứt trong khối xây phụ thuộc vào tính chất cơ học của gạch và vữa. Biến dạng của vữa lại phụ thuộc vào loại vữa và tuổi của nó (tuổi khối xây). Vữa ximăng cứng nhất, ngược lại vữa vôi dễ biến dạng. Tuổi của khối xây tăng lên, do biến dạng của vữa giảm đi và khối xây cứng hơn. Khối xây càng cứng thì giai đoạn phát sinh vết nứt càng gần với giai đoạn phá hoại và khoảng cách từ N_n tới N_{ph} là bé, nghĩa là khi vữa cứng, từ lúc khối xây bị nứt sẽ nhanh dẫn đến sự phá hoại. Chúng ta có thể tham khảo tỷ lệ N_n/N_{ph} đã được tổng kết cho trong bảng 2.1.

Bảng 2.1. **Tỷ số N_n/N_{ph} của khối xây gạch**

Loại vữa	Tỷ số N_n/N_{ph} ứng với tuổi khối xây (tính bằng ngày)		
	3	28	720
Vữa ximăng	0,6	0,7	0,8
Vữa ximăng - vôi	0,5	0,6	0,7
Vữa vôi	0,4	0,5	0,6

Tỷ số N_n/N_{ph} cho phép đánh giá mức độ an toàn về cường độ của khối xây khi vữa bị nứt. Đối với khối xây bằng vữa vôi tuổi còn thấp, khi xuất hiện các vết nứt không đáng kể thì khối xây vẫn còn dự trữ độ an toàn nào đó về mặt cường độ. Với khối xây bằng vữa ximăng có tuổi thọ cao thì khi xuất hiện vết nứt, tức là khối xây đã chịu quá tải một cách nghiêm trọng. Trong mọi trường hợp, sự xuất hiện vết nứt đầu tiên phải được xem là dấu hiệu không bình thường, cần nhanh chóng tiến hành phân tích nguyên nhân và nếu cần phải dùng ngay các biện pháp gia cố hoặc giảm bớt ngay tải trọng.

2.3. CÔNG THỨC THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CỦA KHỐI XÂY CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

Có nhiều tác giả đã tiến hành nghiên cứu và thí nghiệm để đưa ra cường độ chịu nén của khối xây, trong đó tác giả L.I. Ônhisich đã kiến nghị công thức

thực nghiệm tổng quát trên cơ sở thí nghiệm nhiều mẫu khối xây và nhiều loại vật liệu khối xây khác nhau. Công thức thực nghiệm có dạng:

$$R^{thực} = A.R_g.\left(1-\frac{a}{b+\frac{R_v}{2R_g}}\right).\eta, \qquad (2.1)$$

trong đó: $R^{thực}$ - cường độ chịu nén thực tế của khối xây;

R_g - cường độ chịu nén của gạch (mác gạch);

R_v - cường độ chịu nén của vữa (mác vữa);

a, b - các hệ số phụ thuộc loại khối xây, khi khối xây bằng gạch đất sét nung $a = 0,2$ và $b = 0,3$;

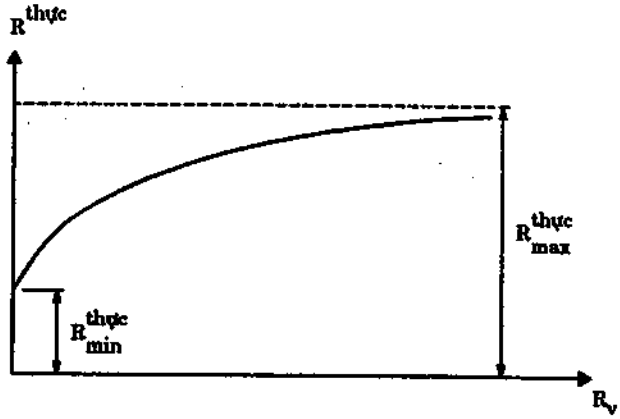
η - hệ số điều chỉnh cho khối xây có mác vữa thấp;

A - hệ số cấu tạo của khối xây và được xác định như sau:

$$A = \frac{100 + R_g}{100m + n.R_g}, \qquad (2.2)$$

ở đây: m, n - các hệ số phụ thuộc dạng khối xây, $m = 1,25$ và $n = 3$ cho khối xây bằng gạch đất sét nung.

Cường độ thực của khối xây $R^{thực}$ được biểu diễn phụ thuộc mác vữa qua đường cong như trên hình 2.3.



Hình 2.3. **Cường độ thực của khối xây phụ thuộc vào cường độ của vữa**

2.4. CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN CỦA KHỐI XÂY

Có nhiều yếu tố ảnh hưởng tới cường độ chịu nén tính toán của khối xây như: chất lượng gạch, chất lượng vữa, trình độ thi công, điều kiện làm việc... Vì

những lí do kể trên mà cường độ của khối xây bao giờ cũng nhỏ hơn cường độ của bản thân gạch (đá) trong khối xây.

2.4.1. Ảnh hưởng của cường độ và loại gạch đá

Cường độ của gạch, đá là yếu tố ảnh hưởng chủ yếu tới cường độ chịu nén của khối xây. Như đã trình bày ở trên, trong khối xây các viên gạch, đá chịu một trạng thái ứng suất phức tạp: chịu nén, chịu uốn, chịu kéo, chịu cắt... Cho nên cường độ của khối xây phụ thuộc cả vào cường độ khác nhau của gạch, đá. Thí nghiệm cho thấy, khi xây bằng phương pháp thông thường, cường độ chịu nén giới hạn của khối xây không vượt quá 50% cường độ của gạch, đá. Nếu xây bằng phương pháp rung thì cường độ của khối xây có thể đạt tới 95% cường độ viên gạch. Trên Hình 2.4 là quan hệ giữa cường độ khối xây R và một số loại gạch, đá khác nhau với cùng một mác vữa 25.

Từ các kết quả thực nghiệm trên có thể rút ra những nhận xét sau:

Trong các khối xây bằng gạch đá có quy cách, khi chiều dày các viên gạch đá tăng lên (tức là chiều cao mỗi lớp xây tăng lên) thì cường độ khối xây tăng lên. Điều này được giải thích bằng sự tăng khả năng chống uốn, kéo, cắt của các viên gạch (đá) và sự giảm số lượng các mạch vữa ngang trong khối xây.

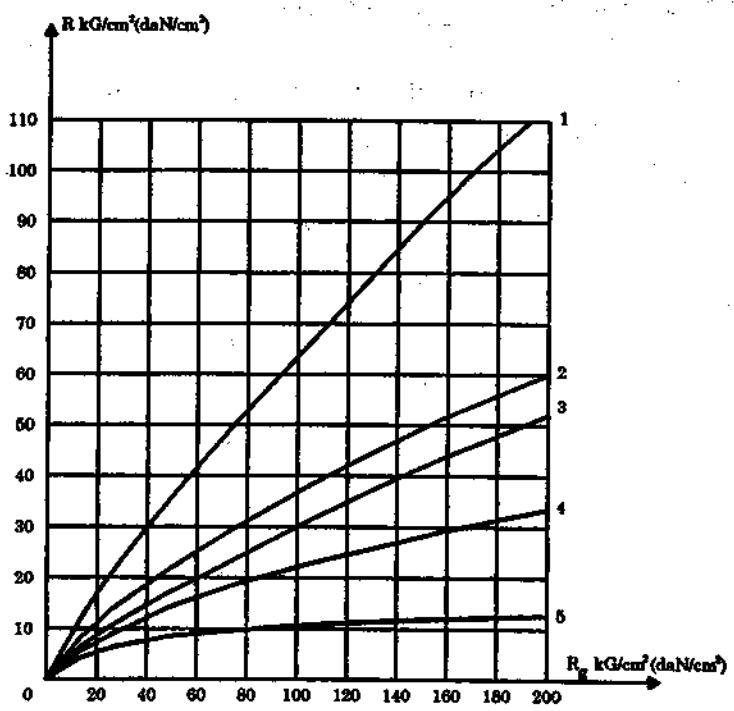
Cường độ của khối xây bằng gạch đá có quy cách lớn hơn cường độ của khối xây bằng đá hộc không có quy cách.

Cường độ của khối xây bằng gạch đá đặc lớn hơn cường độ của khối xây bằng gạch đá rỗng có cùng quy cách.

Khi cường độ của gạch đá tăng lên thì cường độ của khối xây tăng lên nhưng mức độ tăng chậm hơn. Cường độ khối xây không tăng tỷ lệ thuận với cường độ của gạch đá.

2.4.2. Ảnh hưởng của cường độ và loại vữa

Cường độ của vữa là một trong những nhân tố quan trọng ảnh hưởng đến độ chịu nén của khối xây. Trên hình 2.4 giới thiệu một số đường cong quan hệ giữa cường độ vữa và cường độ chịu nén của khối xây khi cường độ của gạch đá giống nhau (số hiệu 100). Từ các đường cong thực nghiệm có thể rút ra các nhận xét sau:



Hình 2.4. **Quan hệ giữa cường độ gạch R_g và cường độ khối xây R khi R_v = 25**

1 - khối xây bằng gạch, đá có quy cách, chiều cao mỗi lớp trên 50cm;
2 - như trên, khi chiều cao mỗi lớp 18 - 35cm;
3 - như trường hợp 2 nhưng gạch rỗng;
4 - như trường hợp 1 nhưng chiều cao mỗi lớp < 15cm;
5 - khối xây bằng đá hộc.

Khi cường độ của vữa tăng lên thì cường độ của khối xây tăng, mức độ tăng nhanh và rõ nhất khi cường độ của vữa thấp nhất, sau đó chậm dần và khi cường độ của vữa khá lớn thì sự tăng cường độ khối xây hầu như ngừng hẳn.

Đối với khối xây bằng đá hộc sự tăng cường độ của vữa ảnh hưởng lớn đến cường độ của khối xây còn với khối xây bằng tảng lớn ảnh hưởng đó không đáng kể. Những loại khối xây khác chiếm vị trí trung gian.

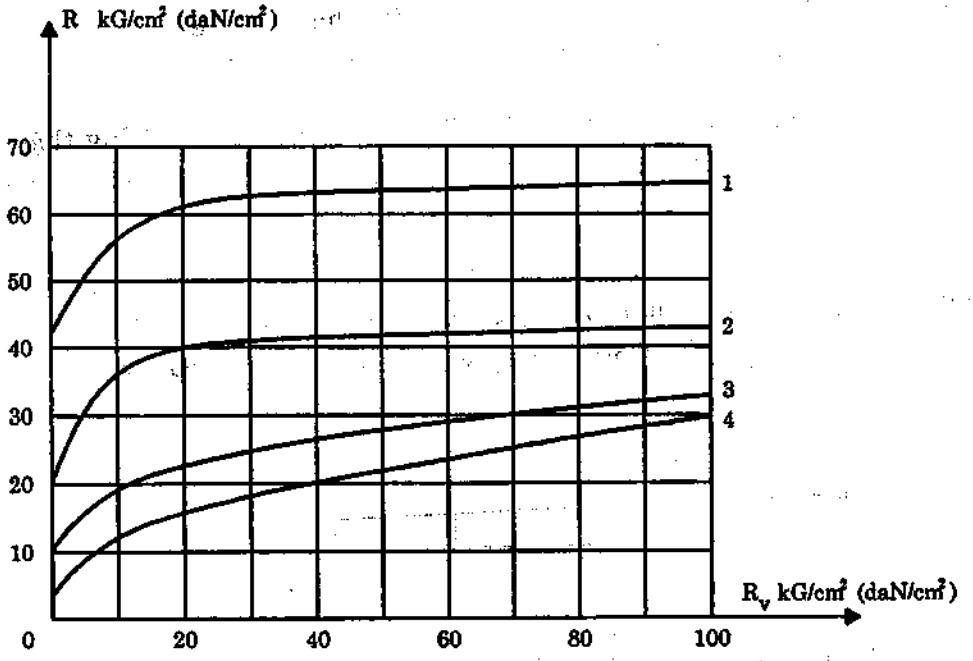
Từ những nhận xét trên có thể kết luận là việc dùng rộng rãi vữa số hiệu cao là không kinh tế. Trong khối xây bằng gạch khi tăng số hiệu vữa từ 50 lên 100 lượng ximăng phải tăng gấp hai lần trong khi đó cường độ khối xây chỉ tăng khoảng 15 - 18%.

Thành phần và tính chất biến dạng của vữa cũng ảnh hưởng đến cường độ khối xây. Đối với những loại vữa có pha phụ gia tuy có làm tăng cường độ của vữa nhưng đồng thời làm cho tính chất biến dạng tăng lên.

Vữa ximăng có độ dẻo kém, khi xây khó chèn đầy các mạch ngang và mạch đứng cho nên cũng làm giảm cường độ khối xây. Vì vậy, với khối xây dùng các loại vữa kể trên hoặc dùng vữa vôi ở tuổi dưới ba tháng quy phạm quy định lấy cường độ giảm xuống 10 - 15% so với khối xây dùng vữa tam hợp thông thường.

2.4.3. Ảnh hưởng tuổi khối xây và thời gian tác dụng của tải trọng

Tuổi của khối xây tăng lên, cường độ của vữa tăng lên do đó cường độ của khối xây tăng lên. Trên hình 2.5 giới thiệu một số đường cong về sự tăng cường độ của khối xây theo thời gian tương ứng với một số loại vữa khác nhau khi dùng gạch có số hiệu 100 (tham khảo hình 2.5 và hình 2.6)



Hình 2.5. **Quan hệ giữa cường độ vữa R_v và cường độ khối xây R**
1 - khối xây bằng đá tảng lớn; 2 - khối xây bằng gạch bêtông;
3 - khối xây bằng gạch đất sét; 4 - khối xây bằng đá hộc.

Qua những đường cong thí nghiệm trên ta thấy rằng khi dùng vữa mác cao, lúc đầu cường độ khối xây tăng nhanh, về sau chậm dần còn với vữa mác thấp, cường độ khối xây tăng đều đều trong một thời gian dài.

Những đường cong trên hình 2.5 ứng với trường hợp trong quá trình vữa khô cứng thì khối xây không chịu tải trọng. Trong công trình thực tế khối xây liên tục chịu tải trọng từ lúc xây cho đến lúc sử dụng. Đó là tải trọng do trọng lượng bản thân, do các thiết bị xây lắp, do sàn mái ... truyền vào.

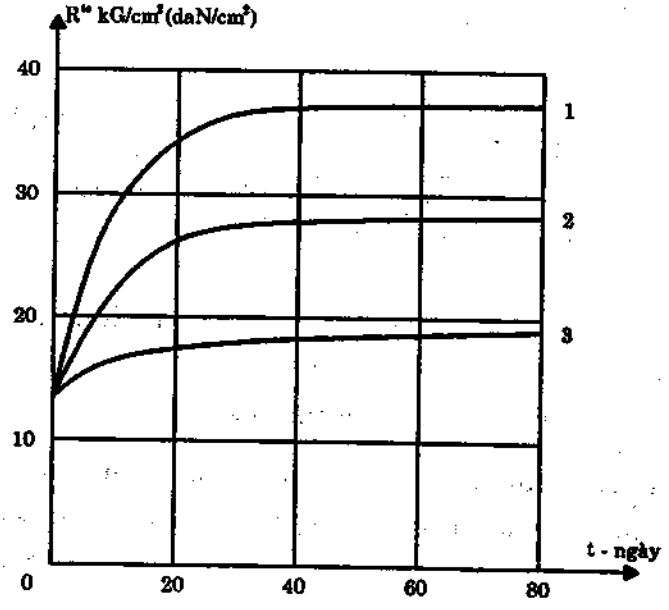
Nếu trong quá trình tác dụng tải trọng lâu dài mà lực N không vượt quá lực phát sinh vết nứt N_n thì lực N có lợi cho cường độ của vữa và của khối xây. Nếu $N \geq N_n$ thì tải trọng tác dụng lâu dài làm giảm cường độ khối xây. Vì vậy trong thiết kế cần chú ý đến tải trọng tác dụng dài hạn để sao cho ảnh hưởng có lợi làm tăng cường độ khối xây.

2.4.4. Ảnh hưởng của phương pháp thi công và chất lượng khối xây

Khi xây người thợ không thể đảm bảo trải thật đều lớp vữa trên viên gạch. Đó là những nguyên nhân làm cho cường độ khối xây giảm đi. Chất lượng khối xây đặc trưng bởi mức độ bịt kín, lấp đầy các mạch vữa và sự sắp xếp hợp lý các hàng gạch, điều này phụ thuộc vào trình độ người thợ xây. Cùng số hiệu gạch và vữa nhưng trình độ người thợ xây khác nhau cho kết quả chất lượng khối xây khác nhau và cường độ khối xây có thể chênh nhay 1,4 - 1,5 lần.

Khi xây bằng các khối lớn, việc trải vữa các mạch ngang không thật đều (các mạch ngang này thường có diện tích khá lớn) cũng làm cho cường độ khối xây giảm đi có thể đến 25 - 30%.

Hiện nay nhiều nước đã áp dụng phương pháp xây bằng phương pháp rung và chất lượng khối xây rung ít phụ thuộc vào trình độ người thợ. Cường độ của nó tăng 2 - 2,5 lần so với cường độ khối xây không rung. Sự tăng cường độ do các nguyên nhân sau:



Hình 2.6. Cường độ khối xây theo thời gian
1 - mác vữa 100; 2 - mác vữa 25; 3 - mác vữa 4.

- Vữa lấp đầy được các mạch ngang và mạch đứng, lấp kín các chỗ lồi lõm, làm cho gạch tựa đều lên nền vữa.
- Các mạch vữa được dàn đều và nhanh do đó làm giảm bớt sự khác nhau về biến dạng giữa vữa và gạch.
- Độ ẩm nhanh chóng truyền vào gạch do đó làm giảm biến dạng co ngót của vữa.

Phương pháp rung ngày càng được nâng cao và hoàn thiện, được dùng rộng rãi để sản xuất panen gạch rung, tảng gạch rung, các khối xây bằng gạch bêtông, bằng đá hộc.

2.4.5. Ảnh hưởng của bề dầy mạch vữa ngang và hình dáng viên gạch

Cường độ khối xây thay đổi phụ thuộc vào bề dày mạch vữa ngang. Việc tăng bề dày mạch vữa một mặt có lợi vì nó làm cho viên gạch ép đều lên nền vữa, mặt khác bất lợi vì làm tăng ứng suất kéo cho viên gạch. Sự bất lợi càng lớn khi vữa có biến dạng lớn vì vậy tuỳ theo ảnh hưởng của yếu tố nào nhiều hơn mà cường độ khối xây tăng hay giảm. Bề dày của mạch vữa tiêu chuẩn là 10 - 12 mm. Khi dùng các loại vữa có biến dạng lớn (ví dụ vữa vôi), bề dày mạch vữa nên lấy bé đi.

Hình dáng và mức độ bằng phẳng của bề mặt viên gạch cũng ảnh hưởng đến cường độ khối xây. Gạch có hình dạng đều đặn, đúng quy cách cường độ khối xây sẽ cao hơn so với loại gạch cong vênh, bề mặt lồi lõm. Tóm lại không chỉ cường độ của gạch mà cả hình dáng kích thước và chất lượng bề mặt viên gạch đều ảnh hưởng đến cường độ khối xây. Cải thiện chất lượng của viên gạch là một trong những biện pháp chủ yếu nâng cao cường độ khối xây. Đó là nhiệm vụ quan trọng của công nghiệp sản xuất gạch hiện nay.

2.4.6. Ảnh hưởng độ linh động của vữa và mức độ lấp đầy mạch vữa đứng

Độ linh động (độ dẻo) của vữa ảnh hưởng đến năng suất lao động của người thợ xây. Tăng độ linh động của vữa làm giảm nhẹ công việc xây vì ít phải dùng sức hơn khi ấn viên gạch lên nền vữa. Khi tăng tính linh động của vữa bằng cách tăng tỷ lệ nước ximăng làm cho vữa dễ lấp đầy các mạch đứng và các chỗ lồi lõm do đó làm tăng cường độ khối xây. Trong khối xây gạch việc tăng tỷ lệ nước ximăng không làm giảm cường độ của vữa vì khi xây gạch sẽ nhanh chóng hút hết phần nước thừa vượt quá khả năng giữ nước của vữa.

Việc tăng độ linh động của vữa bằng cách dùng các chất phụ gia hoá dẻo sẽ dẫn tới việc giảm mật độ và tăng độ biến dạng của vữa. Vì vậy không được phép dùng một lượng chất phụ gia mà mật độ vữa giảm quá 6%.

Mạch vữa đứng được lấp đầy sẽ làm cho vữa trong các mạch này cùng tham gia chịu lực, làm cản trở biến dạng ngang của gạch, làm giảm sự tập trung ứng suất trong các mạch đứng, kết qủa là làm tăng cường độ khối xây.

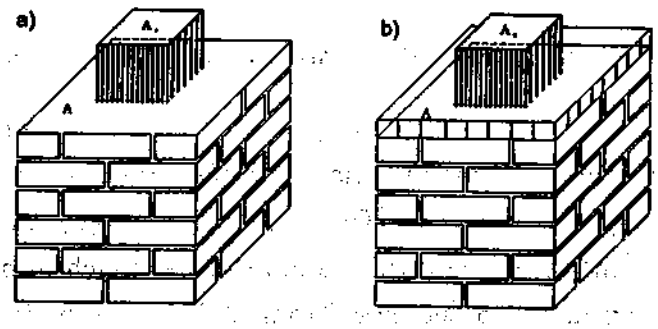
2.4.7. Ảnh hưởng của tải trọng lặp lại

Khi khối xây chịu tải trọng thay đổi trị số lặp đi lặp lại nhiều lần sẽ làm cho khối xây chóng bị phá hoại. Lực phá hoại phụ thuộc vào quá trình xuất hiện vết nứt đầu tiên trong khối xây và số chu kỳ thay đổi của tải trọng. Khi khối xây đã xuất hiện vết nứt đầu tiên, dưới tác dụng của tải trọng lặp lại, khối xây sẽ nhanh chóng bị phá hoại.

2.5. CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN CỦA KHỐI XÂY CHỊU NÉN CỤC BỘ, KÉO, UỐN, CẮT

2.5.1. Cường độ chịu nén cục bộ

Khối xây chịu nén cục bộ khi chỉ một phần tiết diện chịu ứng suất nén trực tiếp, phần còn lại của tiết diện hoặc là không có ứng suất (h.2.7a) hoặc là có ứng suất nhỏ hơn (h.2.7b). Thực nghiệm đã chứng tỏ rằng giới hạn cường độ của phần khối xây chịu nén cục bộ lớn hơn giới hạn cường độ của khối xây khi bị nén đều vì phần khối xây không chịu nén hoặc chịu nén ít hình thành vành đai cản trở biến dạng ngang của phần chịu nén cục bộ, kết quả là cường độ của phần chịu nén cục bộ được nâng cao.



Hình 2.7. Khối xây chịu nén cục bộ

Cường độ chịu nén cục bộ được xác định theo công thức thực nghiệm sau:

$$R_c = R\sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \le \xi_R.R, \qquad (2.3)$$

trong đó: R - cường độ khối xây chịu nén đúng tâm;

A - diện tích tính toán của tiết diện khối xây;

A_c - diện tích phần chịu nén cục bộ;

ξ_R - hệ số phụ thuộc loại khối xây và vị trí tải trọng, lấy từ 1 đến 2;

Cách xác định ξ_R và A_c được trình bày trong chương 4 phần cấu kiện chịu nén cục bộ.

2.5.2. Cường độ chịu kéo

Do đặc điểm cấu tạo của khối xây là thành từng lớp nên tuỳ theo phương tác dụng của lực kéo mà khối xây có thể phá hoại theo tiết diện không giằng hoặc tiết diện giằng.

a. Theo tiết diện không giằng (h.2.8a)

Lực kéo vuông góc với mạch vữa ngang. Sự phá hoại có thể xảy ra theo các trường hợp sau:

1 - theo mặt tiếp xúc giữa vữa và gạch;

2 - theo mặt cắt qua mạch vữa;

3 - theo mặt cắt qua gạch.

Thông thường sự phá hoại xảy ra theo mặt tiếp xúc giữa gạch và vữa hoặc theo mặt cắt qua mạch vữa. Chỉ khi nào cường độ gạch quá yếu mới xảy ra mặt cắt phá hoại qua gạch.

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của khối xây lấy bằng lực dính pháp tuyến giữa gạch và vữa (khi sự phá hoại xảy ra theo mặt tiếp xúc giữa vữa và gạch), lấy bằng cường độ chịu kéo của vữa (khi sự phá hoại xảy ra theo mặt cắt qua mạch vữa).

Lực dính giữa gạch và vữa và cường độ chịu kéo của vữa trong khối xây phụ thuộc vào khả năng dính kết của vữa, vào mức độ tiếp xúc giữa vữa và gạch, vào trạng thái bề mặt của viên gạch. Vữa ximăng co ngót nhiều, ứng suất co ngót lớn làm cho từng phần vữa bị tách ra khỏi viên gạch, khả năng dính kết của vữa không cao. Vữa nhiều vôi làm tăng độ dẻo, giảm biến dạng co ngót nhưng cũng làm giảm khả năng kết dính. Vì vậy *để có lực dính kết lớn cần phải chọn tỷ lệ thích hợp giữa các thành phần của vữa*: ximăng - vôi - cát.

Khi gạch hút nước nhanh và nhiều sẽ làm vữa mất nước làm giảm lực dính, ngược lại nếu gạch không hút nước hoặc hút nước chậm thì giữa gạch và vữa sẽ xuất hiện một lớp nước, lực dính cũng giảm đi. Vì vậy nếu gạch có khả năng hút nước nhiều thì trước khi xây nên tưới nước, làm ẩm, còn với gạch đã no nước thì không nên dùng vữa có nhiều vôi.

Khi xây bằng phương pháp rung, lực dính kết tăng lên khá nhiều có thể gấp bốn, năm lần so với phương pháp xây bình thường.

Theo quy phạm, lực dính R_d xác định phụ thuộc vào giới hạn cường độ chịu nén R_v của vữa theo công thức thực nghiệm sau:

$$R_d = \frac{3}{1+\frac{40}{R_V}}. \qquad (2.4)$$

b. Theo tiết diện giằng (h.2.8b)

Khối xây chịu kéo theo tiết diện giằng xảy ra khi lực kéo song song với mạch vữa ngang. Sự phá hoại có thể xảy ra theo các tiết diện sau: Tiết diện cài răng lược (tiết diện 2-2); tiết diện bậc thang (tiết diện 3-3); còn ít khi xảy ra theo tiết diện 1-1.

Gọi cường độ lực dính tuyến tính trên mỗi đơn vị diện tích là R_d, độ sâu của các viên gạch giằng vào nhau là d; bề rộng của khối xây là b thì lực cắt tính trên một mặt của mạch vữa ngang là:

$$Q = bdR_d. \qquad (2.5)$$

Gọi chiều dày mỗi lớp khối xây là a, chiều cao tiết diện khối xây là h thì số lượng các mạch vữa ngang là $n = h/a$. Lực kéo N bằng tổng các lực cắt trên các mặt của mạch vữa ngang.

$$N = nQ = \frac{hbd}{a}R_d. \qquad (2.6)$$

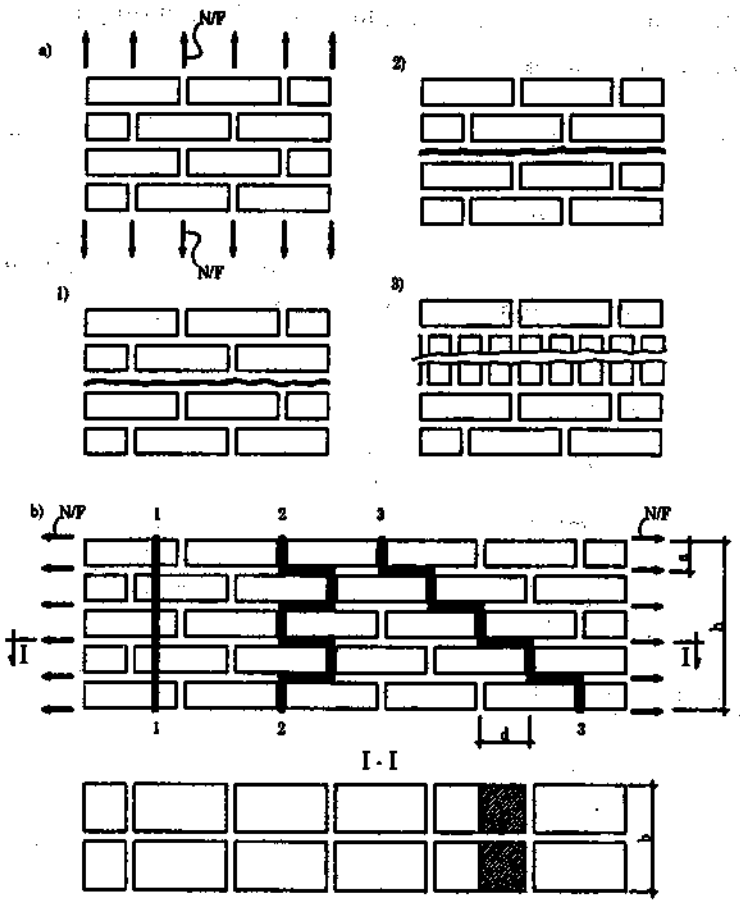
Đặt $\nu = d/a$ - độ giằng vào nhau của các viên gạch; $A = b.h$ - diện tích tiết diện ngang của khối xây, ta có:

$$N = \nu AR_d. \qquad (2.7)$$

Cường độ chịu kéo của khối xây sẽ là:

$$R_t = \frac{N}{A}\nu R_d. \qquad (2.8)$$

Với khối xây bằng gạch đá có quy cách mà $d \geq a$ quy phạm quy định lấy $\nu = 1$ (lúc đó $R_t = R_d$), với khối xây đá hộc lấy $\nu = 0{,}7$



***Hình* 2.8. Khối xây chịu kéo**
a) Theo tiết diện không giằng; b) Theo tiết diện giằng.

Khi lực dính kết tốt mà cường độ chịu kéo của gạch kém thì sự phá hoại có thể xảy ra theo tiết diện cắt qua các viên gạch (tiết diện 1-1). Lúc này cường độ chịu kéo của khối xây quyết định bởi khả năng chịu kéo của các viên gạch:

$$R_t = \nu' R_{tb}, \qquad (2.9)$$

trong đó: R_{tb} - giới hạn cường độ chịu kéo đứng tâm của gạch, thường lấy bằng 1/3 giới hạn cường độ chịu uốn;

$\nu' = A_b / A$ - hệ số kể đến sự giảm yếu của tiết diện do bỏ qua các mạch vữa đứng;

A_b - diện tích tiết diện các viên gạch bị cắt qua (không kể các mạch vữa đứng).

2.5.3.Cường độ chịu uốn

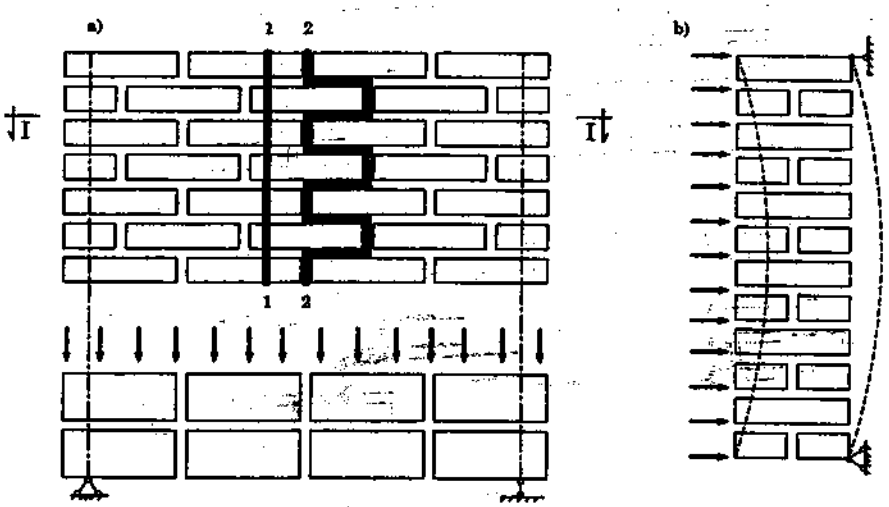
Cũng như khi chịu kéo, khối xây có thể làm việc chịu uốn theo tiết diện không giằng hoặc tiết diện giằng (h.2.9).

Khi chịu uốn, sự phá hoại bắt đầu từ vùng kéo. Xác định cường độ chịu kéo khi uốn theo công thức thông thường:

$$R_{tw} = \frac{M}{W}, \qquad (2.10)$$

trong đó: M - mômen uốn phá hoại khối xây;

W - mômen kháng uốn đàn hồi của tiết diện. Kết quả thực nghiệm cho thấy R_{tw} lớn hơn giới hạn cường độ chịu kéo đúng tâm 1,5 lần.



Hình **2.9. Khối xây chịu uốn**
a) Theo tiết diện giằng; b) Theo tiết diện không giằng.

2.5.4. Cường độ chịu cắt

Khối xây cũng có thể chịu cắt theo tiết diện không giằng hoặc tiết diện giằng.

Cắt theo tiết diện không giằng xảy ra khi lực cắt song song với mạch vữa ngang (h.2.10a). Cường độ chịu cắt của khối xây quyết định bởi lực dính tiếp tuyến R_d và lực ma sát tỷ lệ với ứng suất nén σ_o:

$$R_{sq} = R_d + f\sigma_o, \qquad (2.11)$$

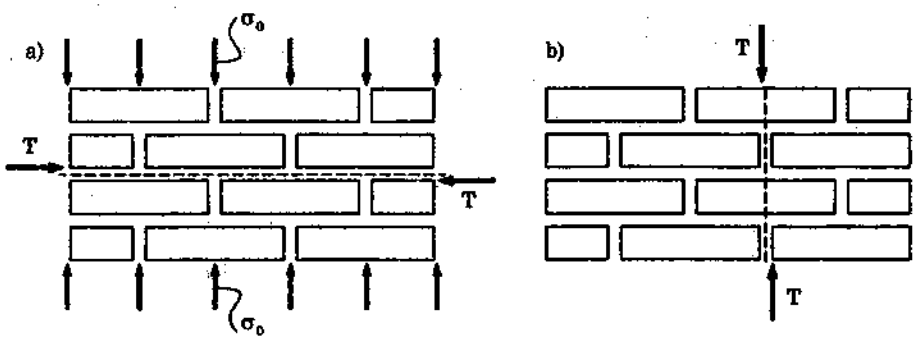
trong đó: f – hệ số ma sát; σ_o ứng suất nén do lực nén dọc gây ra.

Đối với những khối xây bằng gạch đá mác thấp, sự phá hoại có thể xảy ra theo tiết diện cắt qua gạch đá - tiết diện giằng (h.2.10b).

Lúc này cường độ chịu cắt của khối xây quyết định bởi cường độ chịu cắt của gạch đá:

$$R_{sq} = R_{sb}, \qquad (2.12)$$

trong đó: R_{sb} - cường độ chịu cắt của gạch.



Hình 2.10. **Khối xây chịu cắt**
a) Theo tiết diện không giằng; b) Theo tiết diện giằng.

2.6. BIẾN DẠNG CỦA KHỐI XÂY CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

Khối xây là vật liệu đàn hồi dẻo, dưới tác dụng của tải trọng biến dạng ε bao gồm biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo. Quan hệ giữa ứng suất σ và biến dạng ε của khối xây là quan hệ phi tuyến (h.2.11). Khối xây được cấu tạo từ hai loại vật liệu: Vữa, có quan hệ giữa ứng suất biến dạng là phi tuyến; gạch đá - có quan hệ giữa ứng suất biến dạng gần như tuyến tính. Như vậy đường cong quan hệ giữa ứng suất biến dạng của khối xây có thể xem như do tính chất của vữa quyết định.

Biến dạng của khối xây gồm biến dạng của vữa, biến dạng của gạch và biến dạng do việc tiếp xúc không đều giữa gạch và vữa. Thường thì biến dạng của gạch chiếm một phần rất nhỏ. Biến dạng của vữa phụ thuộc vào loại vữa và tổng chiều dày các lớp vữa. Biến dạng do việc tiếp súc phụ thuộc vào số lượng các mạch vữa và mức độ tiếp xúc giữa gạch đá và nền vữa.

Đối với vữa vôi và vữa hỗn hợp ít ximăng, biến dạng của vữa chiếm phần lớn biến dạng của khối xây. Còn đối với vữa có cường độ cao như vữa ximăng hoặc hỗn hợp nhiều ximăng độ linh động của vữa kém, khó chèn đầy các mạch vữa lúc này biến dạng của lớp tiếp xúc quyết định phần lớn biến dạng của khối xây.

Môđun biến dạng của khối xây E xác định bằng tang của góc φ lập bởi tiếp tuyến của đường cong tại điểm có ứng suất bằng σ và trục hoành.

$$E = tg\varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}. \qquad (2.13)$$

Có thể dùng công thức thực nghiệm sau đây để xác định E

$$E = E_0\left(1 - \frac{\sigma}{1.1R}\right). \qquad (2.14)$$

Khi $\sigma = 0$ có $E = E_0 = tg\varphi_0$ trong đó E_0 là môđun đàn hồi ban đầu của khối xây. Thực nghiệm cho biết môđun đàn hồi ban đầu tỷ lệ với cường độ khối xây:

$$E_0 = \alpha R, \qquad (2.15)$$

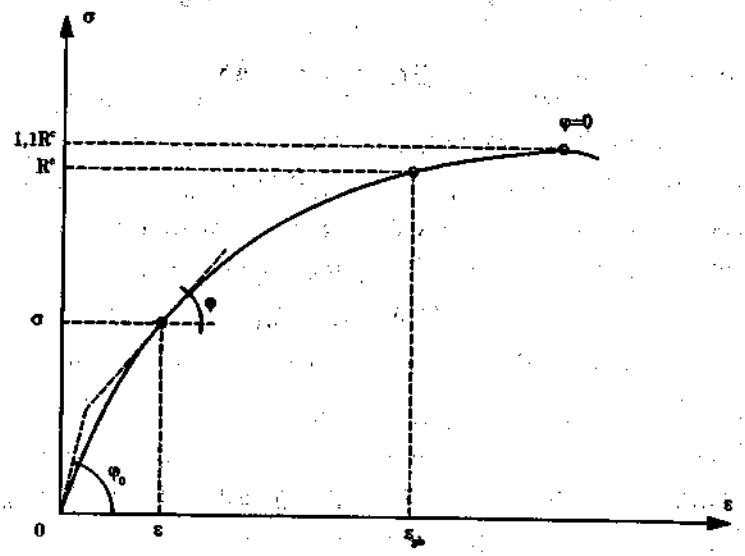
trong đó: α - đặc trưng đàn hồi của khối xây, lấy phụ thuộc và dạng khối xây và số liệu vữa cho trong phụ lục 1;

R - cường độ chịu nén của khối xây.

Trong tính toán kết cấu có thể lấy môđun biến dạng của khối xây như sau: khi tính theo trạng thái giới hạn thứ nhất $E = 0{,}8E_0$; Khi xác định nội lực trong khối xây là các kết cấu siêu tĩnh cùng làm việc với những kết cấu bằng các vật liệu khác $E = 0{,}5E_0$.

Kết hợp (2.13) và (2.14) ta có:

$$d\varepsilon = \frac{d\sigma}{E} = \frac{1}{E_0\left(1-\frac{\sigma}{1.1R}\right)}d\sigma. \qquad (2.16)$$



Hình 2.11. **Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của khối xây chịu nén**

Tích phân hai vế ta được:

$$\varepsilon = \frac{-1.1R}{E_0}ln\left(1-\frac{\sigma}{1.1R}\right). \qquad (2.17)$$

Nếu nén khối xây đến một ứng suất- σ và giữ nguyên tải trọng nén ấy trong một thời gian thì biến dạng của khối xây tiếp tục tăng lên. Hiện tượng biến dạng khối xây tăng theo thời gian khi ứng suất không đổi gọi là hiện tượng từ biến. Nếu ứng suất trong khối xây còn nhỏ, trong khối xây chưa xuất hiện vết nứt thì biến dạng từ biến tăng nhanh trong thời gian đầu sau đó tắt dần và sau vài năm thì ngừng hẳn. Nếu ứng suất trong khối xây vượt quá ứng suất làm phát sinh vết nứt, thì từ biến không tắt dần mà tiếp tục tăng cho đến khi khối xây bị phá hoại.

Ngoài các biến dạng trên, trong khối xây còn có biến dạng co ngót. Biến dạng co ngót tăng theo thời gian và phụ thuộc và tính chất của vữa và gạch. Khối xây dùng vữa ximăng có biến dạng co ngót lớn hơn khối xây dùng vữa vôi. Khối xây dùng gạch silicát hoặc gạch bêtông có biến dạng từ biến lớn hơn dùng gạch nung.

3 NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

3.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Kết cấu gạch đá được dùng từ rất lâu nhưng suốt trong thời gian dài nó chỉ được xây dựng theo kinh nghiệm. Mãi đến đầu thế kỷ 20 vật liệu gạch đá được sử dụng nhiều người ta mới bắt đầu nghiên cứu về sự làm việc của khối xây gạch đá và đề ra phương pháp tính toán cho nó. Ban đầu việc tính toán được tiến hành theo lý thuyết của môn " Sức bền vật liệu" gọi là phương pháp tính theo ứng suất cho phép. Công thức tính toán tổng quát có dạng:

$$\sigma \le [\sigma], \qquad (3.1)$$

trong đó: σ - ứng suất trong kết cấu do tải trọng ngoài gây ra; [σ] - ứng suất cho phép của vật liệu khối xây gạch đá.

Kết quả nghiên cứu nhiều mặt về kết cấu gạch đá cho thấy rằng, dùng các công thức của môn sức bền vật liệu là không phù hợp vì khối xây gạch đá không phải là vật liệu đàn hồi, đồng chất và đẳng hướng.

Khoảng giữa thế kỷ 20, kết cấu gạch đá được chuyển sang tính theo phương pháp nội lực phá hoại. Công thức tính toán tổng quát có dạng:

$$N = \frac{N_p}{k}, \qquad (3.2)$$

trong đó: N_p - nội lực làm phá hoại kết cấu, nó chỉ được tính toán với cường độ khối xây và đặc trưng hình học của kết cấu;

N - nội lực mà kết cấu phải chịu khi sử dụng;

k - hệ số an toàn.

Tính theo nội lực phá hoại có những tiến bộ đáng kể: Nội lực phá hoại N_p được xác định khá chính xác, ngoài yếu tố vật liệu nó đã xét tới yếu tố hình dạng kết cấu, hệ số an toàn k đã có những quy định thích hợp. Tuy nhiên nó vẫn còn

những thiếu sót. Việc dùng một hệ số an toàn chung để xét đến mọi bất lợi về tải trọng, về cường độ vật liệu và các yếu tố khác ảnh hưởng đến sự chịu lực của kết cấu là không thật chính xác. Trong phương pháp tính chưa xét đến yếu tố biến dạng và sự phát triển khe nứt trong kết cấu.

Thời gian vài chục năm gần đây đã phổ biến rộng rãi phương pháp tính theo trạng thái giới hạn (TTGH).

3.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Cho kết cấu chịu tải trọng tăng dần. Trạng thái giới hạn là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không thể thoả mãn các yêu cầu đặt ra cho nó. Kết cấu gạch đá được tính theo hai nhóm trạng thái giới hạn: Theo khả năng chịu lực và theo điều kiện sử dụng bình thường.

3.2.1. Trạng thái giới hạn thứ nhất: Theo khả năng chịu lực

Trạng thái này ứng với lúc khi kết cấu không thể chịu lực thêm được nữa và nó bắt đầu bị phá hoại hay bị mất ổn định.

Tính toán hoặc kiểm tra khả năng chịu tải dựa vào điều kiện (3.3):

$$T < T_{gh}, \tag{3.3}$$

trong đó: T - nội lực trong kết cấu do tải trọng tính toán gây ra;

T_{gh} - khả năng chịu lực bé nhất của kết cấu.

Trong từng kết cấu nội lực T có thể là lực dọc N, mômen uốn M, lực cắt Q v.v... Khả năng chịu lực T_{gh} có thể là khả năng chịu nén, chịu kéo, chịu uốn, chịu cắt v.v...Khi xác định T_{gh} cần dùng cường độ tính toán của vật liệu đồng thời phải xét đến điều kiện làm việc của vật liệu và của kết cấu.

Tính toán theo trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực là cần thiết cho mọi kết cấu. Cần tiến hành tính toán ứng với mọi giai đoạn: đang thi công, sử dụng, sửa chữa v.v...

3.2.2. Trạng thái giới hạn thứ hai: Đảm bảo điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu

Để đảm bảo điều kiện sử dụng bình thường của kết cấu cần hạn chế độ biến dạng, độ mở rộng khe nứt, biên độ dao động của kết cấu.

Kiểm tra biến dạng theo điều kiện (3.4):

$$f < f_{gh}, \qquad (3.4)$$

trong đó: f - biến dạng (độ võng, độ giãn ...) của cấu kiện do tải trọng tiêu chuẩn gây ra; f_{gh} - trị số biến dạng cho phép của cấu kiện.

Kiểm tra độ mở rộng khe nứt theo điều kiện (3.5):

$$\Delta \leq \Delta gh, \qquad (3.5)$$

trong đó: Δ - bề rộng lớn nhất ở mép chịu kéo của kết cấu kiện do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

Δgh - bề rộng giới hạn cho phép trước khi hình thành vết nứt (đối với kết cấu không cho phép nứt); nếu là kết cấu cho phép nứt thì đó là bề rộng cho phép của khe nứt.

Việc tính toán kết cấu gạch đá theo (3.5) hiện nay còn gặp nhiều khó khăn về những số liệu thực nghiệm và về phương pháp tính toán. Do đó thực tế thiết kế hiện nay vẫn dùng cách tính quy ước bằng cách hạn chế ứng suất kéo trong khối xây. Nếu khối xây có đặt cốt thép dọc thì hạn chế ứng suất trong cốt thép dọc ở vùng chịu kéo.

3.3. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

Khi thiết kế, các loại tải trọng và trị số của nó phải lấy theo các tiêu chuẩn về tải trọng. Đối với nhà và các công trình bình thường hiện đang dùng tiêu chuẩn "Tải trọng và tác động TCVN 2737 - 95". Đối với những công trình chuyên ngành như thuỷ lợi, giao thông v.v... cần được lấy theo các tiêu chuẩn ngành tương ứng.

Tuỳ theo tính chất tác dụng mà tải trọng được chia làm ba loại:

Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) là tải trọng tác dụng không thay đổi về giá trị và phương tác động trong suốt quá trình sử dụng kết cấu như trọng lượng bản thân, các tường vách xây cố định.

Tải trọng tạm thời (hoạt tải) là tải trọng có thể thay đổi về trị số, điểm đặt, chiều tác dụng như tải trọng do người sử dụng, tải trọng cầu trục, tải trọng gió v.v...

Tải trọng đặc biệt thường ít khi xảy ra như tải trọng động đất, tải trọng do các vụ nổ...

Khi tính kết cấu theo trạng thái giới hạn, người ta phân biệt hai trị số: tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán. Tải trọng tiêu chuẩn lấy bằng các giá

trị thường gặp trong quá trình sử dụng, trị số này được xác định theo số liệu thực tế, theo các số liệu thống kê. Tải trọng tính toán lấy bằng tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải:

$$P = nP_n. \qquad (3.6)$$

Hệ số vượt tải n kể đến các tình huống bất ngờ, đột xuất mà tải trọng có thể khác với trị số tiêu chuẩn. Theo TCVN 2737 - 95 với tải trọng thường xuyên, nếu khi tải trọng tăng mà làm cho kết cấu nguy hiểm thì lấy n = 1,1 ÷1,3, nếu khi tải trọng giảm mà làm cho kết cấu nguy hiểm thì lấy n = 0,9 ÷0,8; với tải trọng tạm thời lấy n = 1,2 ÷1,4.

Khi tính toán cần phải xét đến yếu tố tác dụng dài hạn và ngắn hạn của tải trọng. Tải trọng tác dụng dài hạn gồm tải trọng thường xuyên và một phần của tải trọng tạm thời (như tải trọng các vách ngăn tạm, các thiết bị máy móc, trọng lượng các chất lỏng, chất rắn chứa trong thiết bị...). Tải trọng tác dụng ngắn hạn gồm phần còn lại của tải trọng tạm thời (như tải trọng do người đi lại, do xe cộ, do gió ...).

3.4. CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN VÀ CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA KHỐI XÂY

3.4.1. Cường độ tiêu chuẩn của khối xây

Khi thí nghiệm để xác định các loại cường độ của khối xây (như đã trình bầy ở chương 2) ta có được cường độ của các mẫu thử là R_1, R_2, ..., R_i. Trị số trung bình số học của các mẫu được gọi là cường độ tiêu chuẩn R_n

$$R_n = \frac{R_1 + R_2 + ... + R_i}{i}, \qquad (3.7)$$

trong đó: i - số lượng các mẫu thử.

3.5. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA KHỐI XÂY

Để xác định khả năng chịu lực của kết cấu ở trạng thái giới hạn người ta dùng cường độ tính toán R.

Cường độ tính toán của khối xây được xác định bằng cách chia cường độ tiêu chuẩn cho hệ số an toàn

$$R = \frac{R_n}{k}, \qquad (3.8)$$

trong đó: k - hệ số an toàn xét đến các yếu tố làm giảm cường độ khối xây;

đối với khối xây chịu nén $k = 2,0$;

đối với khối xây chịu kéo $k = 2,25$.

Cường độ tính toán của một số loại khối xây được cho trong các bảng từ phụ lục 2 đến phụ lục 8.

Để xét ảnh hưởng của phương pháp chế tạo vật liệu, điều kiện thi công, tình trạng làm việc của kết cấu, quy phạm quy định cường độ tính toán cho trong các bảng từ phụ lục 2 đến phụ lục 8 phải nhân với hệ số điều kiện làm việc m lấy như sau:

- Khi kiểm tra cường độ của các trụ và mảng tường giữa hai ô cửa có diện tích tiết diện ngang không lớn hơn $0,3m^2$, lấy $m = 0,8$.
- Khi tính các cấu kiện tiết diện nằm trong nhà không có lưới thép xây bằng gạch thường lấy $m = 0,6$.
- Khi kiểm tra cường độ các khối xây chịu nén của những công trình chưa xây xong (trừ những nhà bằng tấm gạch nung) lấy $m = 1,25$.
- Khi tính toán các khối xây chịu nén mà tải trọng đặt vào khi khối xây đã khô cứng trong một thời gian dài (quá một năm) lấy $m = 1,1$.

Khi tính toán khối xây có đặt cốt thép, cường độ tính toán của cốt thép R_s được xác định bằng cách lấy cường độ tiêu chuẩn R_{sn} chia cho hệ số an toàn k_s và nhân với hệ số điều kiện làm việc m_s:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{k_s} m_s, \qquad (3.9)$$

trong đó: $k_s = 1,1 \div 1,25$ đối với thép cán nóng,

$k_s = 1,5 \div 1,75$ đối với sợi thép kéo nguội và sợi thép cường độ cao; hệ số m_s kể đến sự khác biệt khá lớn về biến dạng của khối xây và của cốt thép khi cùng làm việc với nhau, giá trị m_s theo quy định của quy phạm nằm trong khoảng 0,5 – 0,9 tuỳ thuộc vào nhóm cốt thép (cốt dọc, cốt đai v.v...) trong khối xây.

Giá trị cường độ tính toán của cốt thép đặt trong khối xây cho trong phụ lục 9.

Cần chú ý rằng các công thức xác định cường độ được kiểm tra và đã dùng rộng rãi ở Liên Xô (cũ). Trong điều kiện Việt Nam, mức độ tin cậy của các công thức ấy là bao nhiêu, phạm vi sử dụng như thế nào còn chưa được nghiên cứu và đánh giá. Mặt khác trong những năm gần đây chất lượng chế tạo gạch tại nhiều nhà máy và nhất là các lò gạch thủ công thì chất lượng rất xấu, kích

thước viên gạch rất sai lệch, như vậy cường độ của vật liệu và của khối xây giảm xuống nhiều. Điều này cần phải được những ng hiết kế và thi công kết cấu gạch đá đặc biệt chú ý.

4 TÍNH TOÁN KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ KHÔNG CỐT THÉP THEO CƯỜNG ĐỘ (Trạng thái giới hạn thứ nhất)

4.1. CẤU KIỆN CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

Cấu kiện chịu nén đúng tâm là cấu kiện chịu lực nén N dọc theo trục của nó. Trong khối xây, loại cấu kiện này thường gặp là các trụ, cột bằng gạch hoặc các mảng tường ở khu vực giữa nhà.

Điều kiện cường độ của cấu kiện chịu nén đúng tâm được xác định theo biểu thức sau:

$$N \le m_g \varphi R A, \qquad (4.1)$$

trong đó: N - lực dọc tính toán tác động tại tiết diện đang xét;

R - cường độ chịu nén tính toán đúng tâm của khối xây phụ thuộc vào mác gạch, mác vữa (phụ lục 2);

φ - hệ số uốn dọc (phụ lục 10);

A - diện tích tiết diện ngang của khối xây;

m_g - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác động dài hạn.

Hệ số φ phụ thuộc vào đặc trưng đàn hồi α của khối xây và lấy theo phụ lục 10. Giá trị độ mảnh tương đương λ_h (λ_i) được xác định theo công thức (4.2a) và (4.2b).

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}; \qquad (4.2a)$$

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}, \qquad (4.2b)$$

trong đó: l_0 - chiều cao tính toán của cấu kiện;

h - kích thước nhỏ nhất của tiết diện chữ nhật.

Hệ số m_g xét đến ảnh hưởng của tải trọng dài hạn và độ lệch tâm được xác định theo công thức sau:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1{,}2e_{0g}}{h}\right); \qquad (4.3)$$

với nén đúng tâm $e_{0g}=0$, (4.4)

trong đó: N_g - phần lực dọc tính toán tác động dài hạn;

η - hệ số lấy theo phụ lục 11.

Khi cạnh bé của tiết diện chữ nhật $b(h) \geq 30$cm hoặc bán kính quán tính của tiết diện bất kỳ $i_{min} \geq 8{,}7$cm) thì $m_g=1$,

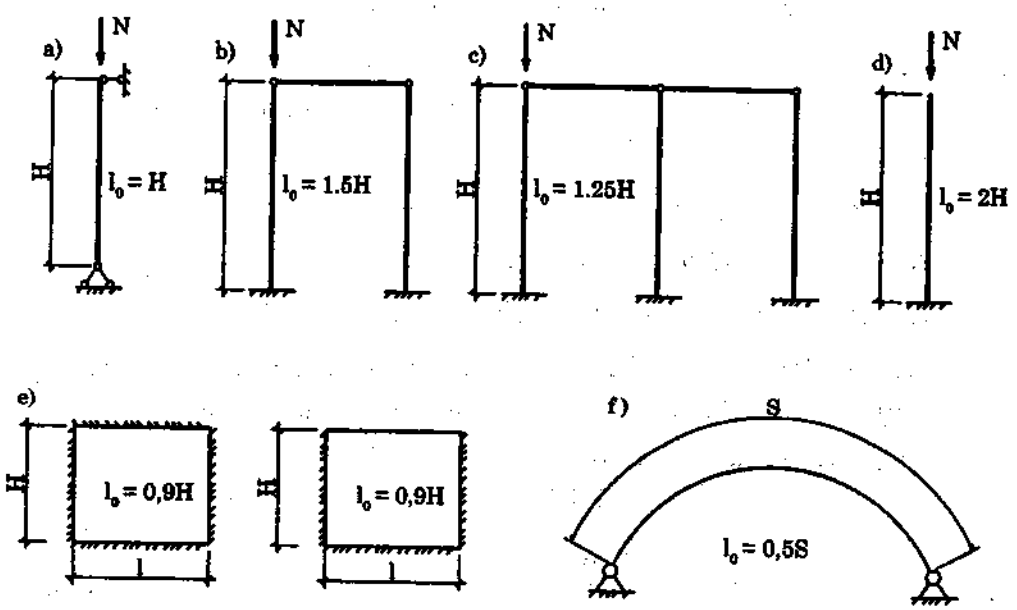
trong đó: i_{min} - bán kính quán tính bé nhất,

$$i_{min} = \sqrt{\frac{J}{A}}, \qquad (4.5)$$

J - mômen quán tính;

A - diện tích tiết diện ngang của khối xây.

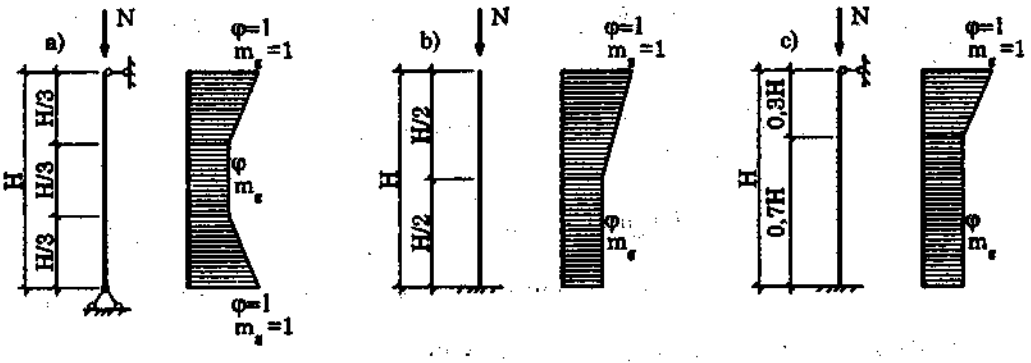
Chiều cao tính toán l_0 lấy theo hình 4.1 dưới đây:



Hình 4.1 **Xác định chiều dài tính toán**

a) Cho cột có hai đầu khớp; b) Cho cột của khung một nhịp;
c) Cho cột của khung hai nhịp ; d) Cho cột ngàm và một đầu tự do;
e) Cho các mảng tường ngàm ba hoặc bốn cạnh; f) Cho vòm hai khớp.

Khi xác định khả năng chịu tải của cấu kiện chịu nén đúng tâm là khối xây thì việc kể đến ảnh hưởng của uốn dọc bằng hệ số φ không giống với vật liệu hoàn toàn đàn hồi mà nó phải dựa vào nhiều thí nghiệm thực tế. Hệ số uốn dọc φ thay đổi theo chiều cao cấu kiện và phụ thuộc vào liên kết của cấu kiện (xem hình 4.2).



Hình 4.2 **Hệ số φ và m_g thay đổi theo chiều cao**

a) Cho trục gạch có liên kết khớp hai đầu;
b) Cho trụ gạch một đầu ngàm và một đầu tự do.

Thí dụ 4.1. Hãy kiểm tra khả năng chịu tải của một trụ gạch trong một nhà xưởng sản xuất. Biết trụ cao H = 3m, tiết diện trụ 33 × 45cm, gạch ép nửa khô mác 75, vữa mác 25 chịu lực nén đúng tâm N = 10000 kG (daN).

Xác định chiều cao giới hạn cho cột:

$$H \le H_{gh} = K_c \beta_{gh} h$$

H = 33 cm; β_{gh} = 22 (khối xây nhóm I, vữa mác 25 - xem bảng 6.2)

K_c = 0,6 (chiều dày trụ < 50 cm - tra bảng 6.3)

H_{gh} = 0,6.22.33 = 435,6 cm

H = 3 m < H_{gh} = 4,356 m. Vậy chiều cao trụ đảm bảo giới hạn.

Từ gạch M75, vữa M25 tra phụ lục 2 ta có: R = 11 kG/cm² (daN/cm²) và α = 500

Xác định độ mảnh của trụ:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{375}{33}\sqrt{\frac{1000}{500}} = 16{,}07,$$

tra phụ lục 11 có φ =0,7424

m_g = 1 vì b = 33 cm > 30 cm.

Khả năng chịu tải của trụ gạch:

[N] = $m_g \varphi RA$ = 1.0,7424.11.33.45 = 12127 kG(daN) > N = 10000 kG(daN).

Vậy khả năng chịu tải của trụ được đảm bảo.

Thí dụ 4.2. Có một trụ gạch chịu nén đúng tâm. Gạch xây bằng đất sét ép dẻo mác M100, chịu lực dọc N = 20000 kG(daN). Trụ có tiết diện 45×45 cm; chiều cao tính toán là l_0=4,8 m. Yêu cầu xác định vữa xây cần thiết, chiều cao giới hạn đảm bảo.

Với h = 45 cm > 30 cm nên m_g = 1.

Đây là bài toán giải đúng dần nên đầu tiên ta chọn φ = 1. Từ công thức 4.1 xác định cường độ tính toán của khối xây:

$$R = \frac{N}{m_g \varphi A} = \frac{20000}{1 \times 1 \times 45 \times 45} = 9{,}88 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$$

Theo phụ lục 2 ta chọn vữa tam hợp mác 25 có R = 13 kG/cm² (daN/cm²)

Từ đây, ta xác định theo phụ lục 1, đặc trưng đàn hồi của khối xây: α = 1000.

Theo công thức 4.2, tính độ mảnh tương đương:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{480}{45}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 10{,}667,$$

tra bảng phụ lục 10 được φ = 0,767.

Kiểm tra khả năng chịu tải của trụ:

$$[N] = m_g \varphi R A = 1.0{,}767.13.45.45 = 20191 > N = 20000 \text{ kG (daN)}.$$

Như vậy, ta chọn vữa tam hợp mác 25, có cường độ khối xây là R=13 kG/cm² (daN/cm²).

Thí dụ 4.3. Một mảng tường chịu nén đúng tâm có tiết diện là 22×110 cm xây từ gạch đất sét ép dẻo mác 75, mác vữa M25; mảng tường chịu tác động của lực dọc tính toán toàn phần N = 17000 kG(daN) trong đó phần tải dài hạn là N=12000 kG(daN). Chiều cao tính toán của tường l_0 = 3,24 m. Kiểm tra khả năng chịu tải của mảng tường, chiều cao giới hạn đảm bảo.

Theo phụ lục 2 ta có R = 11 kG/cm² (daN/cm²) và phụ lục 1 có α = 1000. Tính độ mảnh của mảng tường;

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{324}{22}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 14{,}73.$$

Theo phụ lục 10, φ = 0,77 và theo phụ lục 11: η = 0,11.

Tính hệ số m_g theo (4.3): với $e_{0g} = 0$

$$m_g = 1 - \eta\frac{N_g}{N} = 1 - 0{,}11 \times \frac{12000}{17000} = 0{,}922.$$

Khả năng chịu tải của mảng tường là:

$$[N] = m_g \varphi RA = 0,922 \times 0,77 \times 11 \times 22 \times 110 = 18898 > N = 17000 \text{ kG(daN)}.$$

Mảng tường đủ khả năng chịu tải.

4.2. CẤU KIỆN CHỊU NÉN CỤC BỘ

Trong các kết cấu gạch đá thường gặp các dầm bêtông cốt thép (BTCT), dầm thép tựa lên tường của công trình, lúc này tại vùng tiếp xúc giữa dầm và tường có một diện tích tường chịu tác động trực tiếp của áp lực nén từ dầm truyền xuống, các vùng khối xây quanh diện tích này cản trở biến dạng của vùng bị nén trực tiếp đó.

Vùng chịu nén trực tiếp này là vùng bị nén cục bộ và được gọi là diện tích cục bộ A_c. Thực tế có nhiều phương án tựa của các dầm lên tường, vùng khối xây cản trở biến dạng của vùng nén cục bộ là A được xác định theo tường hợp cụ thể ở như hình 4.3.

Để đảm bảo khả năng chịu tải của khối xây chịu nén cục bộ, thì điều kiện cường độ phải thỏa mãn biểu thức sau:

$$N_c \le \psi d R_c A_c, \qquad (4.6)$$

trong đó: N_c - tải trọng cục bộ tính toán tác động lên cấu kiện;

ψ - hệ số xét đến sự phân phối lại ứng suất trong vùng nén cục bộ; ψ bằng 1 khi biểu đồ là phân bố đều, bằng 0,5 khi biểu đồ là phân bố tam giác;

$d = 1,5 - 0,5\ \psi$: cho khối xây thường và khối xây gạch nung, khối xây bằng blốc bêtông, bêtông nhẹ và bêtông nặng; $d = 1$: cho khối xây blốc bằng bêtông rỗng.

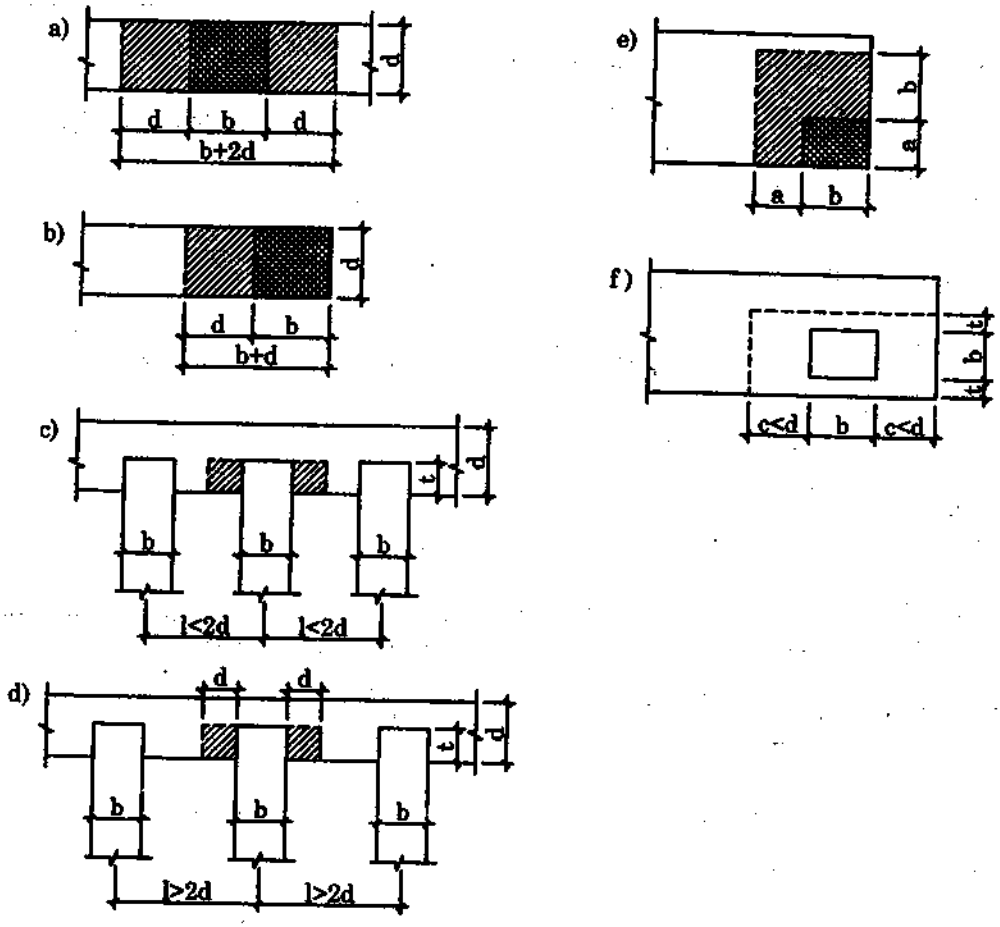
Cường độ chịu nén cục bộ của khối xây được xác định theo:

$$R_c = \xi R \text{ với } \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \le \xi_R, \qquad (4.7)$$

trong đó: R - cường độ tính toán của khối xây chịu nén đúng tâm;

ξ_R - hệ số giới hạn khi cấu kiện chịu nén cục bộ lấy ở bảng 4.1.

Nếu gối tựa của cấu kiện chịu uốn (dầm) không yêu cầu tấm đệm đầu dầm, cho phép lấy ψd bằng 0,75 cho khối xây ở điểm 1 và 2 của bảng 4.1; bằng 0,5 cho điểm 3 của bảng 4.1.



Hình 4.3 Xác định diện tích tính toán *A* của cấu kiện chịu nén cục bộ

Bảng 4.1. Hệ số ξ_R

Vật liệu khối xây	*Chất tải theo sơ đồ*		
	Hình a, b, c, d, f		*Hình e*
	Tải cục bộ	*Tổng tải cục bộ và tải cơ bản*	*Tổng tải cục bộ và tải cơ bản*
1. Gạch đặc, đá và các khối lớn từ bêtông nặng và bêtông nhẹ mác từ 50 trở lên.	2	2	1,2
2. Gạch có lỗ, panel gạch	1,5	2	1,2
3. Bêtông rỗng, đá tự nhiên đúng qui cách và không đúng quy cách	1,2	1,5	1,0

Trong thực tế, có những dầm BTCT hoặc dầm thép chịu tải trọng lớn tựa lên tường gạch, để đảm bảo khả năng chịu nén cục bộ cho tường đỡ ở hai đầu dầm người ta thiết kế các đệm đầu dầm bằng bêtông cốt thép. Bề rộng đệm đầu dầm bằng bề rộng tường còn chiều dài của nó lấy sao cho ứng suất nén lớn nhất dưới đệm phải thỏa mãn điều kiện:

$$\sigma_{max} \le 0{,}8\xi R_u ,$$

trong đó: ξ - xác định theo (4.7)

R_u - cường độ giới hạn chịu nén trung bình của khối xây

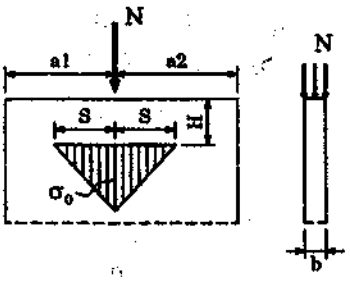
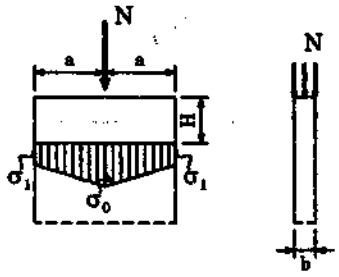
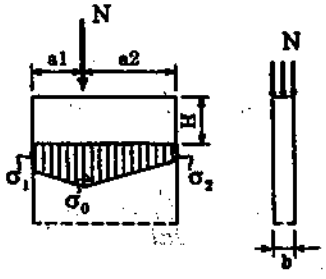
$$R_u = KR ,$$

$K = 2{,}5$ cho khối xây bằng gạch rung chịu nén;

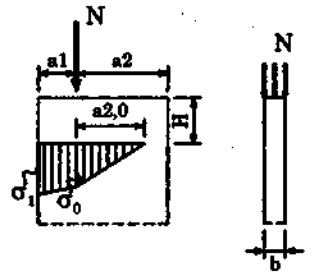
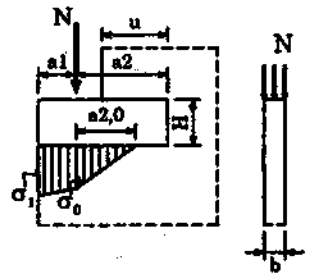
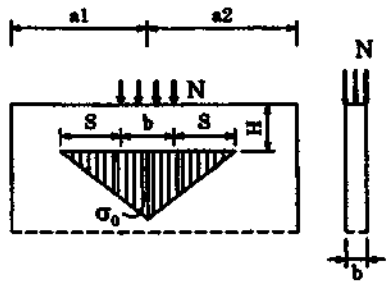
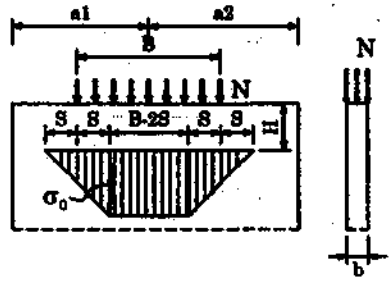
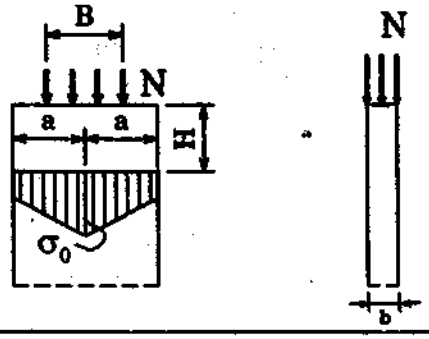
$K = 2{,}0$ cho tất cả các loại khối xây khác chịu nén;

$K = 2{,}25$ cho khối xây chịu kéo.

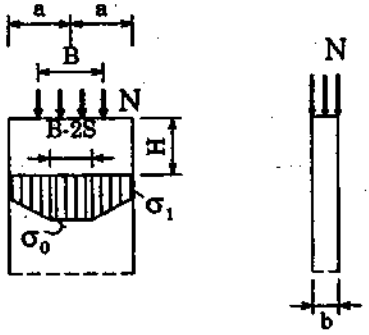
Bảng 4.2. Biểu đồ ứng suất pháp do tải trọng cục bộ gây ra

Sơ đồ chất tải và sự phân bố ứng suất	*Các công thức được áp dụng trong các tiết diện*	*Ứng suất*
	a_1 và a_2 lớn hơn $S = \frac{\pi H}{2}$	$\sigma_0 = 0{,}64\frac{N}{Hb}$
	a < S	$\sigma_0 = \frac{N}{2ab}\left(1+0{,}41\frac{a^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ab}\left(1-0{,}41\frac{a^2}{H^2}\right)$
	$a_1 < S$ $a_1 \ge \frac{a^2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 b}\left(1+0{,}41\frac{a_0^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1+a_2)a_1 b} - \frac{\sigma_0(a_1+a_0)}{2a_1}$ $\sigma_2 = \frac{2Na_1}{(a_1+a_2)a_2 b} - \frac{\sigma_0(a_1+a_2)}{2a_2}$ $a_0 = \frac{(a_1+a_2)^4}{8(a_1^3+a_2^3)}$

Tiếp *Bảng 4.2*

	$a_1 < S$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 b}(1 + 0{,}41\frac{a_0^2}{H^2})$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 b} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1}$ $a_0 = 1{,}125a_1$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 b}} - a_1$
	$a_1 < S$; $a_2 > S$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$; $a_{2,0} < a_2$ Cho khối xây đã khô U ≥ 12 cm > H Cho khối xây mới U ≥ 24 cm > 2H	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 b}(1 + 0{,}41\frac{a_0^2}{H^2})$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 b} - \frac{\sigma_0(a_1 + S_0)}{a_1}$ $a_0 = 0{,}15S + 0{,}85a_1$ $S_0 = 0{,}4a + 0{,}6S$
	a_1 & a_2 lớn hơn $S + \frac{B}{2}$ và đồng thời B < 2S	$\sigma_0 = \frac{q}{b}\frac{2}{1 + \frac{\pi H}{B}}$ $q = \frac{N}{b}$
	a_1 & a_2 lớn hơn $S + \frac{B}{2}$ và đồng thời B > 2S	$\sigma_0 = \frac{q}{b}$
	$a < S + \frac{B}{2}$ và đồng thời B < 2S	$\sigma_0 = \frac{qb}{2ab}(1 + \beta^2)$ $\sigma_0 = \frac{qb}{2ab}(1 - \beta^2)$ $\beta = \frac{2a}{\pi H + b}$

Tiếp Bảng 4.2

	$a > S + \frac{B}{2}$ và đồng thời B < 2S	$\sigma_0 = \frac{q}{b}\left[1 + \frac{(b+2S-2a)^2}{16aS}\right]$ $\sigma_1 = \frac{q}{b}\frac{(b+2S)^2 - 4a^2}{16aS}$

Ứng suất trong khối xây dưới tấm đệm đầu dầm được xác định theo các công thức trong bảng 4.2. Trong các công thức này có các bán kính ảnh hưởng của tải cục bộ $S = 1{,}57\ H$; H - khoảng cách từ mặt đặt tải cục bộ tới mặt tiết diện đang xét. Khi tính toán tiết diện nằm dưới đệm đầu dầm một khoảng H lấy bằng chiều cao tương đương về mặt độ cứng của dải khối xây H_{td} và tính theo công thức:

$$H_{td} = 2\sqrt[3]{\frac{E_d J_d}{Eb}}, \qquad (4.8)$$

trong đó: E_d - mô đun đàn hồi của vật liệu đệm đầu dầm ($E_d = 0{,}85\ E_b$ cho BTCT);

E_b - môđun đàn hồi ban đầu của bêtông;

J_d - mômen quán tính của tiết diện đệm đầu dầm đối với trục trung tâm;

E - mô đun biến dạng của khối xây $E = 0{,}5\ E_0$;

b - bề rộng tấm đệm đầu dầm;

E_0 - mô đun đàn hồi ban đầu của khối xây.

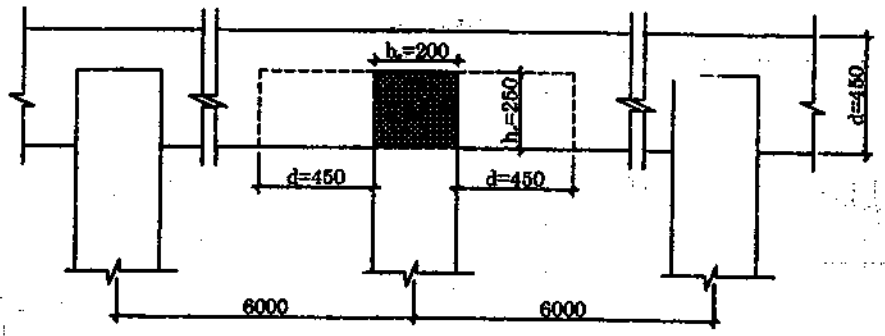
Khi tải trọng cục bộ lớn và ứng suất dưới đệm đầu dầm trong khối xây vẫn còn lớn thì khối xây dưới đệm đầu đầm được gia cường bằng lưới thép, các ô lưới không dưới 100×100 mm và đường kính lưới thép không bé hơn 4 mm.

Thí dụ 4.4. Trên tường gạch có dầm BTCT tựa trực tiếp (hình 4.4). Tường được xây bằng gạch đặc mác M75, vữa xi măng mác M25. Tải trọng tính toán từ đầu dầm truyền xuống N= 4500 kG(daN). Kiểm tra khả năng chịu nén cục bộ của tường.

Theo hình 4.4 ta có: diện tích

$$A = (b_c + 2d)h_c = (20 + 2.45).25 = 2750\ \text{cm}^2$$

$$A_c = b_c h_c = 20.25 = 500\ \text{cm}^2$$



Hình 4.4. **Cho thí dụ 4.4**

Từ mác gạch, mác vữa ta được: R = 11 kG/cm²(daN/cm²)

Theo bảng 4.4: $\xi_R = 2$ và theo công thức 4.7 và 4.6 ta có:

$$R_c = R\sqrt{\frac{A}{A_c}} = 11.\sqrt{\frac{2750}{500}} = 19{,}42(\xi_R R = 2.11 = 22 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2)$$

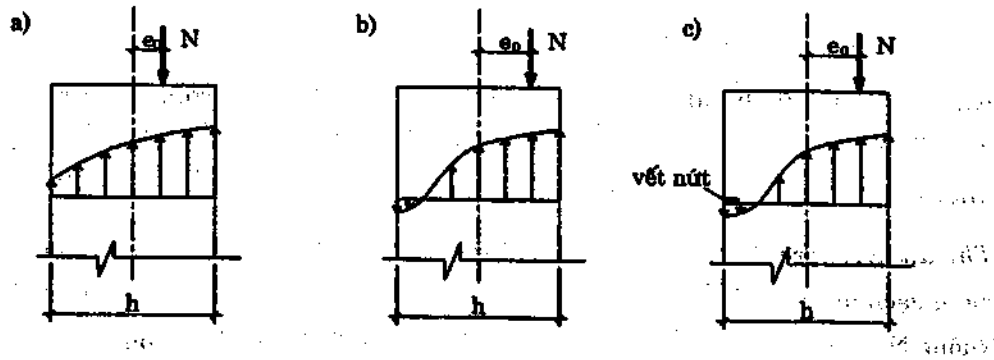
$$[N_c] = \varphi d R_c A_c = 0{,}5.19.42.500 = 4855) N = 4500 \text{ kG (daN)}$$

Ở đây chọn φd = 0,5.

Vậy điều kiện cục bộ được đảm bảo.

4.3. CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

Đây là loại cấu kiện thường gặp nhất trong kết cấu gạch đá như cột gạch, trụ gạch hoặc các mảng tường trong nhà và công trình. Khối xây khi chịu lực thể hiện cả tính đàn hồi và dẻo do vậy khi tính toán kết cấu gạch đá sử dụng các công thức cho vật liệu đàn hồi là chưa phù hợp.



Hình 4.5. **Sự thay đổi ứng suất trong khối xây chịu nén lệch tâm**
a) Khi e_0 còn bé; b) e_0 tăng lên, xuất hiện ứng suất kéo;
c) e_0 tiếp tục tăng lên, vùng kéo xuất hiện vết nứt.

Đặc trưng trạng thái ứng suất của khối xây khi chịu nén lệch tâm phụ thuộc vào độ lệch tâm e_0 của điểm đặt lực dọc N. Với độ lệch tâm không lớn, toàn bộ

tiết diện bị nén (h.4.5a). Khi độ lệch tâm tăng lên thì biểu đồ ứng suất có cả phần nén và phần kéo (h.4.5b). Khi độ lệch tâm đủ lớn kể cả khi lực dọc bé thì cấu kiện làm việc gần giống như cấu kiện chịu uốn và tại vùng kéo xuất hiện vết nứt ngang (h.4.5c). Sự xuất hiện các vết nứt này chưa dẫn tới sự phá hoại cấu kiện, nếu như ứng suất trong vùng nén chưa vượt quá giá trị giới hạn.

Trong khối xây chịu nén lệch tâm tải trọng phá hoại có thể lớn hơn tải trọng gây nứt trong vùng kéo vài lần.

Bề rộng và chiều sâu vết nứt trong khối xây chịu nén lệch tâm phải được hạn chế, cụ thể là: độ lệch tâm lớn nhất không được vượt quá giá trị độ lệch tâm giới hạn qui định dưới đây:

Đối với tường dày lớn hơn 22 cm:

$e_{gh} = 0{,}90\,y$: cho tổ hợp tải trọng cơ bản;

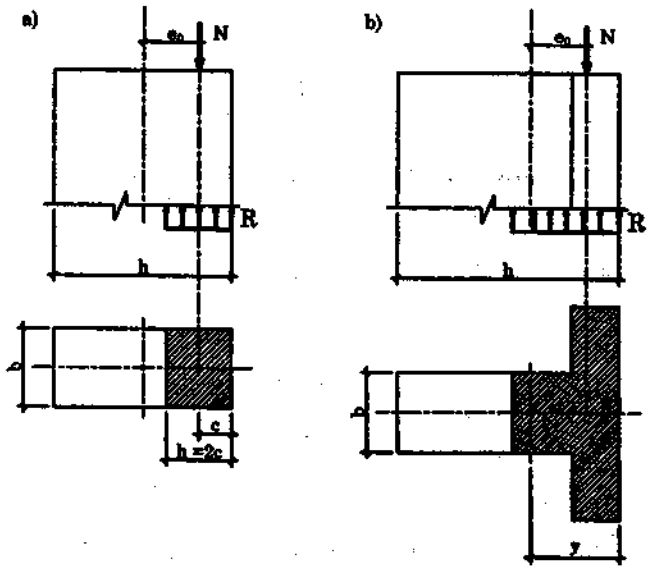
$e_{gh} = 0{,}95\,y$: cho tổ hợp tải trọng đặc biệt.

Đối với các tường có chiều dày không vượt quá 22 cm:

$e_{gh} = 0{,}80\,y$: cho tổ hợp tải trọng cơ bản;

$e_{gh} = 0{,}95\,y$: cho tổ hợp tải trọng đặc biệt,

ở đây, y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện tới mép tiết diện về phía độ lệch tâm (h.4.6).



Hình 4.6. **Sơ đồ tính toán khối xây chịu nén lệch tâm**
a) Tiết diện chữ nhật; b) Tiết diện chữ *T*.

Trong sơ đồ tính khoảng cách từ điểm đặt lực dọc tới cạnh chịu nén nhiều không nhỏ hơn 2 cm.

Khi tính toán các tường chịu lực và tường tự mang có chiều dày không vượt quá 22 cm thì độ lệch tâm ngẫu nhiên phải được cộng với độ lệch tâm của lực dọc. Giá trị độ lệch tâm ngẫu nhiên có thể lấy như sau:

- Đối với tường chịu lực: 2 cm.
- Đối với tường tự mang: 1 cm.
- Đối với kết cấu không chịu lực không xét ảnh hưởng của độ lệch tâm ngẫu nhiên.

Phương trình cơ bản để tính toán cấu kiện khối xây không đặt cốt thép chịu nén lệch tâm là tổng hình chiếu tất cả các lực lên dọc trục cấu kiện và coi cấu kiện có xuất hiện biến dạng dẻo. Như vậy, biểu đồ ứng suất vùng nén coi là có dạng hình chữ nhật (xem hình 4.6). Phương trình hình chiếu có dạng:

$$N \le \varphi_1 m_g \omega R A_c, \qquad (4.9)$$

trong đó: φ_1 và m_g - các hệ số uốn dọc và hệ số xét đến ảnh hưởng độ võng của cấu kiện chịu nén khi tải trọng dài hạn tác động. Các hệ số này xác định theo biểu thức thực nghiệm sau:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] \qquad (4.10)$$

$$m_g = 1 - \eta\frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1{,}2e_{0g}}{h}\right) \qquad (4.11)$$

ω - hệ số xét đến hiệu quả cùng chịu lực của các mảng tường xung quanh lấy theo bảng 4.3

A_c - diện tích vùng chịu nén của tiết diện được xác định từ điều kiện điểm đặt lực dọc là trọng tâm tiết diện chịu nén:

$$A_c = bx \text{ và } x = h - 2e_0 \qquad (4.12a)$$

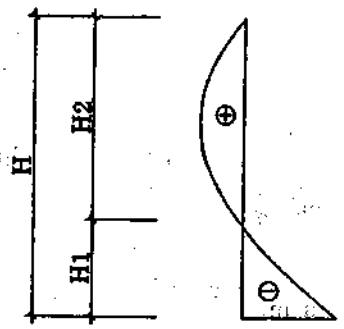
Khi đó:

$$A_c = A\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \qquad (4.12b)$$

Đại lượng h và h_{td} cho biết tiết diện chữ nhật là trùng nhau và là chiều cao theo phương tác động của mômen uốn. Đối với các tiết diện đối xứng khác $h_{td} = 3{,}5i$; i - bán kính quán tính tiết diện theo phương mômen uốn. Các giá trị φ và m_g thay đổi theo chiều cao cấu kiện và phụ thuộc vào điều kiện liên kết ở hai đầu

cấu kiện. Nếu cấu kiện chịu nén lệch tâm có mômen đổi dấu (h.4.7) thì chiều cao để xác định độ mảnh cho cấu kiện lấy $H/2$.

Nếu $e_0 \le 0,7y$ thì cấu kiện chịu nén lệch tâm chỉ cần tính toán về mặt cường độ theo công thức (4.9). Khi $e_0 > 0,7y$ thì phải tính toán thêm sự mở rộng khe nứt. Việc tính toán mở rộng khe nứt với giả thiết khối xây làm việc đàn hồi dùng tổ hợp tải trọng cơ bản và tải trọng tính toán để tính nhằm hạn chế ứng suất vùng biên chịu kéo:



Hình 4.7. **Biểu đồ mômen đổi dấu theo chiều cao của cấu kiện chịu nén**

***Bảng 4.3.* Hệ số ω**

Dạng khối xây	*Giá trị cho tiết diện*	
	Tiết diện bất kỳ	*Tiết diện chữ nhật*
Cho khối xây tất cả các loại, trừ ở điểm 2 dưới đây	$1+\frac{e_0}{2y} \le 1,45$	$1+\frac{e_0}{h} \le 1,45$
Cho khối xây gạch khối lớn bằng bêtông rỗng và đá tự nhiên	1	1
h – chiều cao tiết diện; y – khoảng cách từ trọng tâm tiết diện tới mép tiết diện về phía độ lệch tâm tiết diện; nếu 2y < h thì khi xác định hệ số ω thay 2y bằng h.		

$$\sigma_t = \frac{Ne_0}{W} - \frac{N}{A} \le R_{tw}; \qquad (4.13)$$

Biến đổi công thức (4.13) và đưa hệ số điều kiện làm việc γ. Khi khối xây bị nứt, công thức (4.13) có thể viết dưới dạng:

$$N \le \frac{\gamma R_{tw} A}{\frac{A(h-\gamma)e_0}{J} - 1}, \qquad (4.14)$$

trong đó: J - mômen quán tính của tiết diện với trục vuông góc với mặt phẳng của mômen uốn;

R_{tw} - cường độ tính toán của khối xây chịu kéo khi uốn.

Khi tiết diện cấu kiện là chữ nhật công thức (4.14) có dạng:

$$N \le \gamma R_{tw} \frac{A}{\frac{6e_0}{h} - 1} \qquad (4.15)$$

Hệ số γ xác định theo Phụ lục 15.

Thí dụ 4.5. Trên một mảng tường có kích thước 116×45 cm của nhà nhiều tầng xây bằng gạch ép dẻo mác 100, vữa tam hợp mác 25 tác động một lực N = 50000 kG (daN) và mômen uốn theo phương cạnh bé M = 1500 kG.m (daN.m). Chiều cao tầng (không kể chiều dày bản sàn) H = 2,7 m. Kiểm tra khả năng chịu tải của mảng tường.

Xác định chiều cao tính toán của mảng tường $l_0 = H$ = 2,7 m. Vì h = 45 cm > 30 cm lấy m_g = 1. Theo mác gạch và mác vữa ta có đặc trưng đàn hồi của khối xây α = 1000 (phụ lục 1) và cường độ tính toán R = 15 kG/cm²(daN/cm²) (phụ lục 2).

Độ mảnh của mảng tường:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{270}{45}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 6{,}0 .$$

Theo phụ lục 10 hệ số uốn dọc cho trường hợp nén đúng tâm: φ = 0,960;

Diện tích vùng chịu nén:

$$A_t = A\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 116 \times 45 \times \left(1 - \frac{2 \times 3}{45}\right) = 4524\ \text{cm}^2 ;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15}{500} = 0{,}03\ \text{m} = 3\ \text{cm} .$$

Tính:

$$\varphi_t = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}960 \times \left[1 - \frac{3}{45} \times \left(0{,}06 \times \frac{270}{45} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}950 .$$

Xác định hệ số ω theo bảng 4.3:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{3}{45} = 1{,}06 < 1{,}45 .$$

Khả năng chịu tải của tường được xác định theo công thức (4.9) như sau:

$$[N] = \varphi_1 m_g \omega R A_c = 0{,}950 \times 1 \times 1{,}06 \times 15 \times 4524$$
$$= 69335\ \text{kG(daN)} = 692{,}8\ \text{kN}) N = 500\ \text{kN}$$

Như vậy khả năng chịu tải của mảng tường đảm bảo.

Ở đây ta có:

$$e_0 = 3\text{cm} < 0{,}7y = 0{,}7 \times 0{,}5h = 0{,}35 \times 45 = 14{,}75\ \text{cm}.$$

Như vậy mảng tường không cần phải kiểm tra sự mở rộng khe nứt.

Thí dụ 4.6. Các số liệu giống như ở thí dụ 4.5, hãy tính toán mảng tường với tác động của lực dọc N=10000 kG (daN) với độ lệch tâm 20cm.

Xác định hệ số uốn dọc:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}02\right)\right] = 0{,}960 \times \left[1 - \frac{20}{45} \times \left(0{,}06 \times \frac{270}{45} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}893 .$$

Diện tích vùng chịu nén:

$$A_t = A\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 116 \times 45 \times \left(1 - \frac{2 \times 20}{45}\right) = 580cm^2;$$

m_g = 1 vì h = 45cm > 30cm.

Xác định hệ số ω theo bảng 4.6:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{20}{45} = 1{,}44 (1{,}45 .$$

Khả năng chịu tải của tường được xác định theo công thức (4.9) như sau:

$$[N] = \varphi_1 m_g \omega R A_c = 0{,}893 \times 1 \times 1{,}44 \times 15 \times 580 = 11138 \text{ kG(daN)} =$$

$$= 111{,}38 \text{ kN} > N = 100 \text{ kN}$$

Như vậy khả năng chịu tải của mảng tường đảm bảo.

Vì e_0 = 20 cm.

Ta có: 0,9y =20,25cm > e_0 = 20cm > 0,7 y = 14,75 cm.

Do vậy, phải kiểm tra về sự mở rộng khe nứt.

$$N \le \gamma R_{tw} \frac{A}{\frac{6e_0}{h} - 1};$$

N = 10000 kG(daN);

γ = 2 (xem Phụ lục 15);

R_{tw} = 2,5 kG/cm²(daN/cm²) - Phụ lục 4.

Thay vào ta có:

$$N = 10000 \text{ kG(daN)} \le 2 \times 2{,}5 \times \frac{116 \times 45}{\frac{6 \times 20}{45} - 1} = 15567 \text{ kG(daN)}.$$

Vậy vết nứt không mở rộng.

Thí dụ 4.7. Các số liệu cho như ở thí dụ 4.5; hãy chọn mác vữa yêu cầu.

Giải: Các giá trị m_g, ω, A_c không phụ thuộc vào mác vữa và ta xác định được ở thí dụ 4.5. Giả thiết rằng với mảng tường đã cho chọn mác vữa 10. Từ đây có đặc trưng đàn hồi $\alpha = 750$ (phụ lục 1).

Độ mảnh tương đương:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{270}{45}\sqrt{\frac{1000}{750}} = 6{,}93\,;$$

Tra $\varphi = 0{,}927$ tính $\varphi_1 = 0{,}917$.

Từ công thức (4.9) xác định được cường độ khối xây cần thiết:

$$R = \frac{N}{\varphi_1 m_g \omega A_c} = \frac{50000}{0{,}917 \times 1 \times 1{,}44 \times 4524} = 8{,}4\text{kG/cm}^2\left(\text{daN/cm}^2\right).$$

Từ phụ lục 2, mác vữa cần thiết là 10 có: R = 10 kG/cm²(daN/cm²) > 8,1 kG/cm²(daN/cm²).

Thí dụ 4.8. Trên hình 4.8 là đoạn tường của nhà một tầng cao 4,8 m xây bằng gạch ép dẻo mác 100, vữa ximăng cát mác 50 chịu tác động một lực dọc N=835kN và mômen uốn tác động về phía sườn chữ T với M = 100 kN.m. Kiểm tra khả năng chịu tải của mảng tường này. Biết $l_0 = 1{,}25H = 1{,}25\times480 = 600$ cm.

Xác định $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{100}{835} = 0{,}12\,\text{m} = 12\,\text{cm}$.

Diện tích tiết diện:

$$A = 57 \times 45 + 116 \times 45 = 7784\ \text{cm}^2.$$

Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện O đến mép sườn (xem hình vẽ của phụ lục 12)

Với $\alpha = \frac{45}{90} = 0{,}5$; $\beta = \frac{57}{116} = 0{,}491$

$$Z_0 = 0{,}420h = 0{,}420 \times 90 = 37{,}8\ \text{cm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện O đến mép về phía độ lệch tâm:

$$Y = h - Z_0 = 90 - 37{,}8 = 52{,}2\ \text{cm}.$$

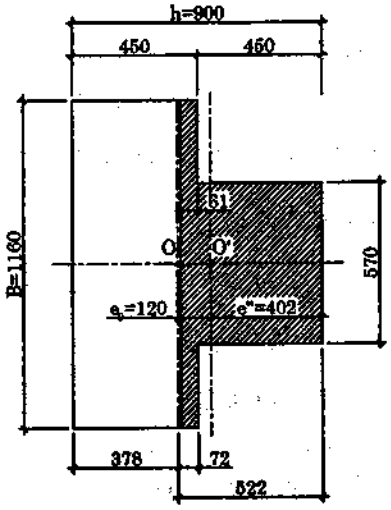
Mômen quán tính trung tâm: (xem hình PL-13):

$$J = \eta B h^3 = 0{,}057 \times 116 \times 90^3 = 4{,}82 \times 10^6\ \text{cm}^4.$$

Bán kính quán tính tiết diện:

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{4{,}82 \times 10^6}{0{,}7784 \times 10^4}} = 24{,}88\,cm \approx 25\,cm\,.$$

Vì i = 25cm > 8,7cm nên chọn m_g = 1;



Hình 4.8. **Cho thí dụ 4.8**

Với gạch và vữa đã cho của khối xây:

$$\alpha = 1000 \text{ (PL-1) và } R = 15 \text{ daN/cm}^2 \text{ (xem PL-2)}$$

Xác định độ mảnh:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{600}{25}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 24\,.$$

Tra bảng PL-10 được φ = 0,943;

Tính: $\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}943 \times \left[1 - \frac{12}{45} \times \left(0{,}06 \times \frac{600}{3{,}5.25} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}916$

Khoảng cách từ điểm đặt lực tới trục trung hòa qui ước là: (xem PL-14)

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e'' - d) + (e'' - d)^2}\ ;$$

$$x = \sqrt{\frac{57 \times 45}{116}(2 \times 39{,}1 - 45) + (39{,}1 - 45)^2} = 32 \text{ cm.}$$

Chiều cao vùng nén:

$$h_c = e'' + x = 39{,}1 + 32 = 71{,}1 \text{ cm.}$$

Diện tích vùng nén:

$$A_c = 7,2 \times 116 + 45 \times 57 = 3400 \text{ cm}^2$$

Theo bảng 4.6:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{12}{2.52,2} = 1,110 < 1,45.$$

Khả năng chịu tải của mảng tường:

$$[N] = \varphi_1 m_g \omega R A_c = 0,916 \times 1 \times 1,11 \times 15 \times 3400 =$$

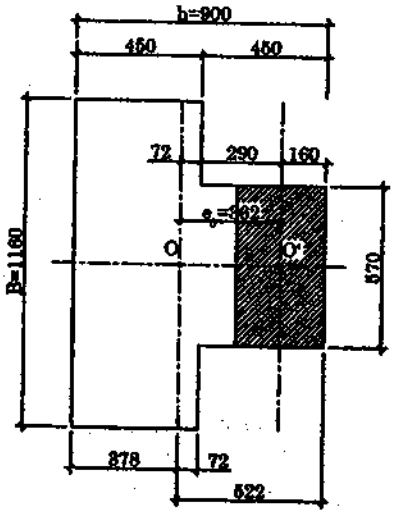
$$= 51854 \text{ kG(daN)} = 518,54 \text{ kN} < N = 835 \text{ kN}$$

Như vậy, tường không đủ khả năng chịu tải.

Vì $e_0 = 12\text{cm} < 0,7y = 0,7 \times 52,2 = 36,5$ cm .

nên không phải kiểm tra sự hình thành khe nứt.

Thí dụ 4.9. Xác định khả năng chịu tải của mảng tường như trong thí dụ 4.8 với điều kiện lực dọc tính toán N đặt lệch tâm e_0=36,1cm về phía sườn (xem hình 4.9)



Hình 4.9. Cho thí dụ 4.9

1. Các giá trị không phụ thuộc vào độ lệch tâm đã được xác định trong thí dụ 4.8:

$m_g = 1$; $R = 15$ daN/cm^2; $\varphi = 0,943$; $Z_0 = 37,8$cm; y=52,2cm; i=25cm; A=7245cm; J=4,82×10^{6}cm^4; l_0=600cm;

2. Xác định hệ số φ_1:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0,06\frac{l_0}{h_{td}} - 0,2\right)\right] = 0,943 \times \left[1 - \frac{36,1}{45} \times \left(0,06 \times \frac{600}{3,5 \times 25} - 0,2\right)\right] = 0,863$$

Vì khoảng cách từ mép sườn tới điểm đặt lực

$$S = 45,0 - 29,0 = 16 \text{ cm} < 0,5d = 0,5 \times 45 = 22,5 \text{ cm}.$$

Nên chiều cao vùng nén

$$h_c = 2S = 2 \times 16 = 32 \text{ cm}.$$

Ta tính diện tích vùng nén

$$A_c = 32 \times 45 = 1440 \text{ cm}^2.$$

3. Xác định hệ số:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{36,2}{2.52,2} = 1,346 < 1,45.$$

4. Xác định khả năng chịu tải của tường:

$$[N] = \varphi_1 m_g \omega R A_c = 0{,}863 \times 1 \times 1{,}346 \times 15 \times 1440 = 25090 \text{ daN} = 250{,}9 \text{ kN}$$

Vì $0{,}9y = 0{,}9 \times 52{,}2 = 46{,}98\text{cm} > e_0 = 36{,}2\text{cm} \approx 0{,}7y = 0{,}7 \times 52{,}2 = 36{,}6\text{cm}$.

Do vậy, phải tính toán kiểm tra về sự mở rộng khe nứt.

Theo phụ lục 3 có cường độ chịu kéo khi uốn $R_{tw} = 1{,}2$ kG/cm^2(daN/cm^2) và theo phụ lục 15 (với tuổi thọ của công trình ≥ 50 năm) thì $\gamma = 2$.

Lực dọc có thể tác động lên mảng tường này là:

$$N_{cr} \le \frac{\gamma R_{tw} A}{\frac{A(h-y)e_0}{J} - 1} = \frac{2 \times 1{,}2 \times 7245}{\frac{7245 \times (90 - 52{,}2) \times 36{,}2}{4{,}82 \times 10^6} - 1} = 8453daN = 84{,}53kN .$$

Trong khi đó [N] = 250,9 kN, như vậy [N] = 250,9 kN > N_{cr} = 84,53 kN, để đảm bảo an toàn về lâu dài cả về cường độ và vết nứt nên khả năng chịu tải của tiết diện chỉ lấy là 84,53 kN.

4.4. CẤU KIỆN CHỊU KÉO, CHỊU UỐN VÀ CHỊU CẮT

Khả năng khối xây chịu uốn, chịu kéo và chịu cắt nói chung là không lớn. Trong nhiều trường hợp thực tế chúng ta vẫn thường gặp kết cấu gạch đá làm việc trong trạng thái ứng suất này.

Tính toán cấu kiện gạch đá chịu uốn được tiến hành với giả thuyết rằng khối xây làm việc đàn hồi theo công thức sau:

$$M \le R_{tb} W , \qquad (4.16)$$

trong đó: W - mômen kháng uốn của tiết diện khối xây;

R_{tb} - cường độ tính toán của khối xây đàn hồi chịu kéo khi uốn;

Thiết kế kết cấu gạch đá chịu uốn theo tiết diện không giằng là không cho phép.

Dưới tác động của lực cắt, cấu kiện chịu uốn được tính toán theo:

$$Q \le R_{tw} bz ; \qquad (4.17)$$

trong đó: R_{tw} - cường độ tính toán của khối xây chịu kéo chính khi uốn (phụ lục 4);

z - tay đòn nội lực, tiết diện chữ nhật.

$$z = \frac{2}{3} h ; \qquad (4.18)$$

b, h - kích thước tiết diện chữ nhật.

Cường độ của khối xây chịu cắt theo mạch vữa ngang được lấy từ cường độ trực tiếp chịu cắt của khối xây theo mạch vữa R_{sq} và cường độ do ma sát của khối xây theo mạch vữa. Cường độ chịu cắt do ma sát là tích của hệ số ma sát f với ứng suất chịu nén trung bình σ_0. ứng suất trung bình do tải đứng phía trên đè lên mạch đang xét (lấy hệ số vượt tải là 0,8 - 0,9). Vì vậy công thức tính toán có dạng:

$$Q \le (R_{sq} + 0{,}8nf\sigma_0)A, \qquad (4.19)$$

trong đó: A - diện tích tính toán của tiết diện;

n - hệ số lấy bằng 1 cho khối xây gạch đặc và đá, bằng 0,5 đối với khối xây gạch rỗng;

f - hệ số ma sát, đối với khối xây là gạch hoặc theo quy cách lấy bằng 0,7.

Khối xây chịu kéo đúng tâm được tính theo công thức sau:

$$A \le R_t A_n, \qquad (4.20)$$

trong đó: R_t - cường độ tính toán của khối xây chịu kéo dọc trục;

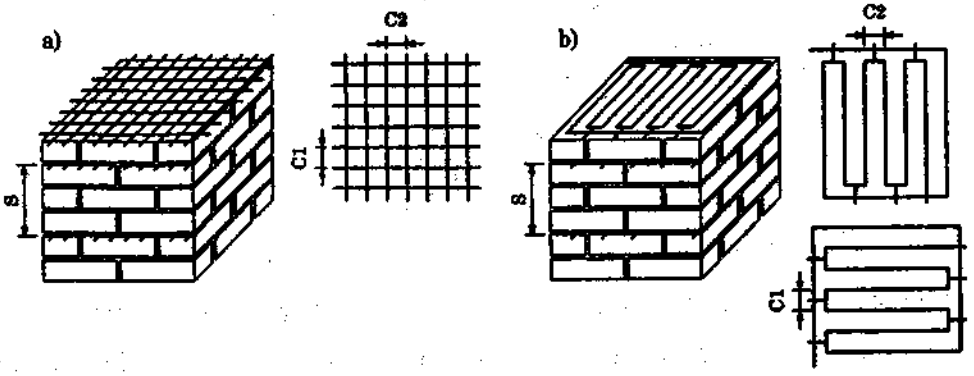
A_n - diện tích tiết diện thực (không kể lỗ rỗng).

5 TÍNH TOÁN KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ CÓ ĐẶT CỐT THÉP THEO CƯỜNG ĐỘ

Để tăng cường khả năng chịu lực của khối xây người ta đưa cốt thép vào khối xây. Việc đưa cốt thép vào khối xây được thực hiện dưới hai dạng: dùng lưới thép ngang và dùng cốt dọc. Các mạch vữa trong các khối xây không lớn thường từ 1 - 1,2 cm do vậy việc đưa cốt thép vào khối xây cần chọn đường kính cốt thép nhỏ để vữa đủ bảo vệ lâu dài cho cốt thép khỏi bị ăn mòn. Vữa dùng cho khối xây cốt thép phải là loại vữa ximăng cát không được có vôi. Mác vữa phải từ 50 trở lên. Cốt thép có thể là lưới thép đặt ngang hoặc cốt dọc đặt trong hoặc ngoài khối xây.

5.1. KHỐI XÂY ĐẶT LƯỚI THÉP NGANG

Lưới thép ngang thường được dùng để gia cường cho trụ gạch hoặc mảng tường có độ mảnh $\lambda \leq 15$ là hợp lý khi khối xây chịu nén đúng tâm hoặc chịu nén lệch tâm có $e_0 \leq 0{,}33y$; y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện tới mép tiết diện chịu nén nhiều; tức là độ lệch tâm không nằm ngoài lõi của tiết diện. Nếu các điều kiện trên không thỏa mãn thì lưới không phát huy hết hiệu quả của cốt thép. Người ta hay dùng hai loại lưới: lưới vuông hoặc chữ nhật có đường kính cốt thép 3, 4, 5 hoặc lưới zíc zắc. Xem hình 5.1.



Hình 5.1. **Gia cường khối xây bằng lưới thép ngang**
a)Lưới chữ nhật; b) Lưới zic zắc.

Trên hình 5.1a là đặt lưới chữ nhật có ô lưới là $C1$ và $C2$, khoảng cách giữa các lưới là S, thông thường người ta lấy cách nhau từ 3 đến 5 hàng gạch. Kích thước ô lưới chọn không dưới 3 cm hoặc không quá 12 cm. Trên hình 5.1b là lưới zíc zắc, đường kính cho loại này có thể chọn Ø6, Ø8. Khi đặt lưới người ta chọn kích thước lưới sao cho lưới thép chìa ra khỏi khối xây từ 2 ÷ 3 mm để dễ kiểm tra.

Lượng cốt thép đưa vào khối xây được thể hiện bằng hàm lượng cốt thép theo thể tích:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k}.100\% \qquad (5.1)$$

trong đó: V_s và V_k - lần lượt là thể tích cốt thép và thể tích khối xây; nếu lưới thép vuông có $C_1 = C_2 = C$ và diện tích một nhánh thép là A_{st} và khoảng cách giữa các lưới là S thì hàm lượng cốt thép có thể viết dưới dạng:

$$\mu = \frac{2.A_{st}}{cS}.100 \qquad (5.2)$$

Hàm lượng cốt thép phải lớn hơn 0,1% và nhỏ hơn hoặc bằng 1% là hợp lý. Nếu lượng cốt thép lớn hơn 1% thì cốt thép không phát huy hết khả năng chịu tải, gây lãng phí.

Lưới thép nằm trong các mạch vữa ngang sẽ cản trở biến dạng nở ngang của khối xây do đó làm tăng khả năng chịu nén của khối xây. Khi khối xây chịu nén đúng tâm thì cốt thép phát huy khả năng làm việc là tốt hơn cả so với khối xây bị nén lệch tâm. Theo tiêu chuẩn, cường độ tính toán chịu nén của khối xây đặt cốt thép từ gạch đỏ và tất cả các loại gạch, đá khác và gạch có lỗ với chiều cao hàng gạch không quá 150mm được xác định theo công thức sau:

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \le 1{,}8R \qquad (5.3)$$

cho mác vữa lớn hơn hoặc bằng 25;

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}.\frac{R}{R_{25}} \le 1{,}8R \qquad (5.4)$$

cho mác vữa nhỏ hơn 25,

trong đó: R - cường độ tính toán chịu nén của khối xây không đặt cốt thép;

R_{25} - cường độ tính toán chịu nén của khối xây không đặt cốt thép với mác vữa 25;

R_s - cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép.

Như vậy khả năng chịu tải của khối xây chịu nén đúng tâm được xác định theo biểu thức sau:

$$N \le \varphi m_g R_{sk} A$$

trong đó: $R_{sk} \le 2R$ - cường độ tính toán chịu nén đúng tâm của khối xây tất cả các loại gạch có quy cách.

Đối với trường hợp khối xây chịu nén lệch tâm, cường độ khối xây có đặt cốt thép lưới còn chịu ảnh hưởng của độ lệch tâm của tải trọng ($e_0 \le 0{,}17h$). Các giá trị cường độ này xác định theo công thức sau:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \le 1{,}8R \qquad (5.5)$$

cho mác vữa lớn hơn hoặc bằng 25;

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \times \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \times \frac{R}{R_{25}} \le 1{,}8R \qquad (5.6)$$

cho mác vữa nhỏ hơn 25.

Khả năng chịu tải của khối xây chịu nén lệch tâm đặt lưới ngang là:

$$N \le \varphi_1 m_g R_{skb} A_c \omega, \qquad (5.7)$$

trong đó: N - lực dọc tính toán;

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] \qquad (5.8)$$

$$m_g = 1 - \eta\frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1{,}2e_{0g}}{h}\right) \qquad (5.9)$$

Để xác định φ, đặc trưng đàn hồi của khối xây đặt cốt thép được tính theo:

$$\alpha_{sk} = \alpha\frac{R_u}{R_{sku}} \qquad (5.10)$$

trong đó: R_u - cường độ giới hạn trung bình của khối xây, $R_u = kR$;

R_{sku} - cường độ giới hạn trung bình của khối xây đặt cốt thép, được xác định:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} \qquad (5.11)$$

k - hệ số lấy bằng 2 đối với khối xây chịu nén tất cả các loại ;

R_{sn} - cường độ chịu nén tiêu chuẩn của cốt thép (bằng cường độ tính toán nhân với hệ số độ tin cậy).

Thí dụ 5.1. Xác định khả năng chịu tải của một trụ gạch chịu nén đúng tâm được gia cường bằng lưới thép ngang với các số liệu như sau: tiết diện trụ là $b \times h$=45×68cm, chiều cao tính toán của trụ là l_0 = 4,5 m. Gạch đất sét dẻo mác M100, vữa ximăng cát mác 50, lưới thép vuông C = 6 cm, cốt thép Ø5 có A_{st} = 0,196 cm² nhóm CI. Khoảng cách lưới thép là S = 35 cm.

Tra số liệu trong phụ lục ta có: R = 15 kG/cm² (daN/cm²), α = 1000; R_a = 1500 kG/cm² (daN/cm²). Xác định độ mảnh tương đương:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{450}{45}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 10 < 15.$$

Tra ra $\varphi = 0,88$ (Phụ lục 10);

Vì h = 45cm > 30cm cho nên lấy $m_g = 1$;

Xác định hàm lượng cốt thép;

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS}.100\% = \frac{2.0,196}{6.35}.100\% = 0,187\%.$$

Xác định cường độ tính toán khi khối xây đặt lưới thép ngang có mác vữa > 25:

$$R_{tt} = R + \frac{2\mu R_a}{100} = 15 + \frac{2.0,187.1500}{100} = 20,6 \le 1,8.15 = 27 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}.$$

Khả năng chịu tải của tiết diện:

$$N \le \varphi m_g R_{tt} A = 0,88 \times 1,0 \times 20,6 \times 45 \times 68 = 55471 \text{ kG(daN)} = 554,7 \text{ kN}.$$

Thí dụ 5.2. Cho một trụ gạch có số liệu giống như ở thí dụ 5.1, có một lực dọc N=600kN tác động đúng tâm. Hãy chọn thép lưới để gia cường cho trụ gạch. Dùng thép CI có R_a = 1500 daN/cm².

Từ thí dụ 5.1 ta có R = 15 kG/cm² (daN/cm²); m_g = 1; φ = 0,88; Xác định R_{tt} theo công thức:

$$R_{tt} = \frac{N}{\varphi m_g A} = \frac{60000}{0,88 \times 1,0 \times 45 \times 68} =$$

$$= 22,28 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)} < 1,8R = 27 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$$

Xác định hàm lượng cốt thép cần thiết:

$$\mu = \frac{(R_{tt} - R) \times 100}{2R_a} = \frac{(22,28 - 15)}{2 \times 1500} = 0,243\%$$

Chọn thép là Ø5 (A_{st} = 0,196 cm²) và C = 5 cm và ta tìm được khoảng cách lưới:

Chọn S = 28 cm, cách bốn hàng gạch.

Kiểm tra lại:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} \times 100\% = \frac{2 \times 0,196}{5 \times 28} \times 100\% = 0,280\% > 0,234\%$$

Vậy lưới thép đã chọn thỏa mãn.

Thí dụ 5.3. Xác định khả năng chịu tải của trụ gạch có tiết diện 33 x 45 cm, có chiều cao tính toán l_0 = 3,2 m. Biết lực dọc có độ lệch tâm e_0 = 5 cm theo phương cạnh lớn. Trụ xây bằng gạch đất sét ép dẻo mác M100, vữa ximăng mác 75, lưới thép là Ø4, CI, có A_{st} = 0,126 cm², C = 4 cm, khoảng cách lưới là ba hàng gạch S = 21 cm.

Tra cứu số liệu:

$$R = 17 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}, \alpha = 1000; R_a = 1500 \text{ kG/cm}^2 \text{ (daN/cm}^2\text{)}.$$

Vì h = 45cm > 30cm cho nên lấy $m_g = 1$.

Xác định hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{2.A_{st}}{CS}.100\% = \frac{2.0{,}126}{4.21}.100\% = 0{,}3\%$$

Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu nén nhiều:

$$y = \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22{,}5 \text{ cm}$$

Cường độ tính toán khối xây có đặt lưới thép ngang khi có mác vữa >25 là:

$$R_{okb} = R + \frac{2\mu R_a}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \le 1{,}8R;$$

$$R_{okb} = 17 + \frac{2 \times 0{,}3 \times 1500}{100}\left(1 - \frac{2 \times 5}{22{,}5}\right) = 22 \text{ kG/cm}^2 \text{(daN/cm}^2\text{)};$$

$$R_{okb} = 22 daN/cm^2 < 1{,}8R = 1{,}8 \times 17 = 30{,}6 \text{ kG/cm}^2 \text{(daN/cm}^2\text{)}.$$

Cường độ giới hạn trung bình của khối xây tiêu chuẩn không đặt cốt thép ngang là:

$$R_u = kR = 2 \times 17 = 34 \text{ kG/cm}^2 \text{(daN/cm}^2\text{)}.$$

Cường độ giới hạn trung bình của khối xây có đặt lưới thép:

$$R_{oku} = kR + \frac{2R_{an}\mu}{100} = 2 \times 17 + \frac{2 \times 1500 \times 0{,}3}{100} = 34 + 9 = 43 \text{ daN/cm}^2.$$

Đặc trưng đàn hồi của khối xây có thép lưới:

$$\alpha_{ok} = \alpha \frac{R_u}{R_{oku}} = 100 \times \frac{34}{43} = 791.$$

Xác định độ mảnh tương đương của trụ có gia cường lưới thép ngang là:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha_{ok}}} = \frac{320}{45} \times \sqrt{\frac{1000}{791}} = 7{,}99 \approx 8 < 15.$$

Từ $\lambda_h = 8$ tra được $\varphi = 0{,}9$ (Phụ lục 10),

Tính: $$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{tt}} - 0{,}02\right)\right];$$

$$\varphi_1 = 0{,}9 \times \left[1 - \frac{5}{45}\left(0{,}06\frac{320}{45} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}88.$$

Chiều cao vùng nén:

$$h_c = h - 2e_0 = 45 - 2 \times 5 = 35 \text{ cm}$$

Và $A = bh_c = 33 \times 35 = 1155 \text{ cm}^2$.

Hệ số $\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{5}{2 \times 22{,}5} = 1{,}11 < 1{,}45$.

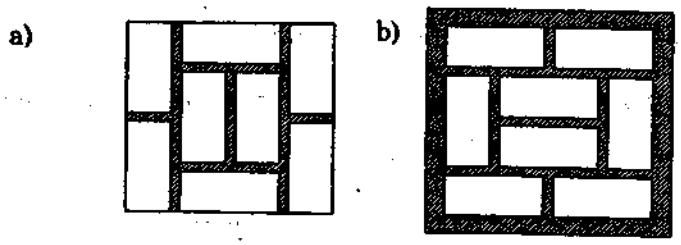
Khả năng chịu tải của trụ gạch là:

$$[N] = \varphi_1 m_g R_{ntb} A_c \omega = 0{,}88 \times 1{,}0 \times 22 \times 1155 \times 1{,}11 = 24820 \text{ kG(daN)} = 248{,}2 \text{ kN}$$

5.2. KHỐI XÂY ĐẶT CỐT THÉP DỌC

Khi khối xây chịu lực nén dọc trục nằm ra ngoài lõi tiết diện ($e_0 > 0{,}33y$) hoặc độ mảnh $\lambda_h > 15$ thì các lưới thép ngang được gia cường trong khối xây không phát huy hết hiệu quả của chúng, khi đó dùng cốt thép dọc.

Về yêu cầu khối xây, cũng giống như đối với khối xây đặt lưới ngang, vữa xây là vữa ximăng cát, mác ≥ 25. Có hai cách bố trí cốt thép dọc: đặt cốt thép dọc trong khối xây hoặc đặt cốt dọc ngoài khối xây (h.5.2).



Hình 5.2. **Khối xây đặt cốt thép dọc**
a) Thép dọc đặt trong khối xây; b) Thép dọc đặt ngoài khối xây.

Cốt thép dọc thường chọn là thép nhóm CI và CII với ∅ ≥ 3 mm cho cốt thép chịu kéo và ∅ ≥ 8 mm cho cốt thép chịu nén. Cốt đai thường dùng đường kính ∅ 3 ÷ 5, khoảng cách giữa cốt đai không quá $15d$ cho trường hợp đặt cốt thép ngoài và $20d$ cho trường hợp đặt cốt thếp trong; d - đường kính cốt thép dọc. Cũng có thể đặt cốt đai cách nhau từ 2 đến 4 hàng gạch. Nếu khối xây chịu kéo đúng tâm, thì khoảng cách cốt đai không vượt quá $80d$.

Lớp bảo vệ cho cốt thép có thể lấy như sau:

Đối với dầm hoặc trụ gạch trong môi trường khô ráo chiều dày tối thiểu lớp bảo vệ cốt thép ≥ 25 mm và dầm hoặc trụ gạch trong môi trường ẩm ướt chiều dày

tối thiểu lớp bảo vệ cốt thép ≥ 30mm, còn tường xây lớp bảo vệ cốt thép tương tự là 15 mm và 20 mm.

Lượng cốt thép dọc tối thiểu ≥ 0,1% diện tích tiết diện cho các cấu kiện nói chung, riêng cấu kiện chịu kéo là 0,05%. Khi bố trí cốt thép dọc vào vùng khối xây chịu nén thì không phát huy hết khả năng chịu lực của nó do vậy trong tính toán người ta đưa hệ số điều kiện làm việc của khối xây chịu nén $m = 0,85$.

5.2.1. Tính toán khối xây chịu nén đúng tâm đặt thép dọc

Điều kiện cường độ của khối xây chịu nén đúng tâm đặt thép dọc được xác định bằng biểu thức:

$$N \le \varphi m_g (0,85RA + R_a A_a), \qquad (5.12)$$

trong đó: A_a - diện tích tiết diện cốt thép dọc

R_a - cường độ tính toán của cốt thép dọc lấy theo phụ lục 9.

Khi xác định hệ số uốn dọc φ theo Phụ lục 10 thì giá trị đặc trưng đàn hồi α lấy theo Phụ lục 1 như là đối với khối xây không đặt cốt thép.

Thí dụ 5.4. Xác định khả năng chịu tải của trụ gạch chịu nén đúng tâm có tiết diện 45 × 45 cm có chiều cao tính toán l_0 = 7,2 m. Trụ xây bằng gạch ép dẻo mác M100, vữa ximăng mác M50 và được gia cường bằng cốt thép dọc là 4Ø12 CII (A_a=4,52cm²); cốt thép được đặt vào trong khối xây cách mép trụ nửa viên gạch.

Tra số liệu trong phụ lục ta có: R=15kG/cm² (daN/cm²), α=1000; R_a= 2400daN/cm². Xác định độ mảnh quy đổi:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{720}{45} \times \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 16 > 15.$$

Tra Phụ lục 10 có $\varphi = 0,74$;

Vì $h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ cho nên lấy $m_g = 1$;

Vậy khả năng chịu tải của trụ gạch là:

$$[N] \le \varphi m_g (0,85RA + R_a A_a) = 0,74 \times 1,0(0,85 \times 15 \times 45 \times 45 + 2400 \times 4,52) =$$

$$= 27133\text{kG(daN)} = 271\text{kN}.$$

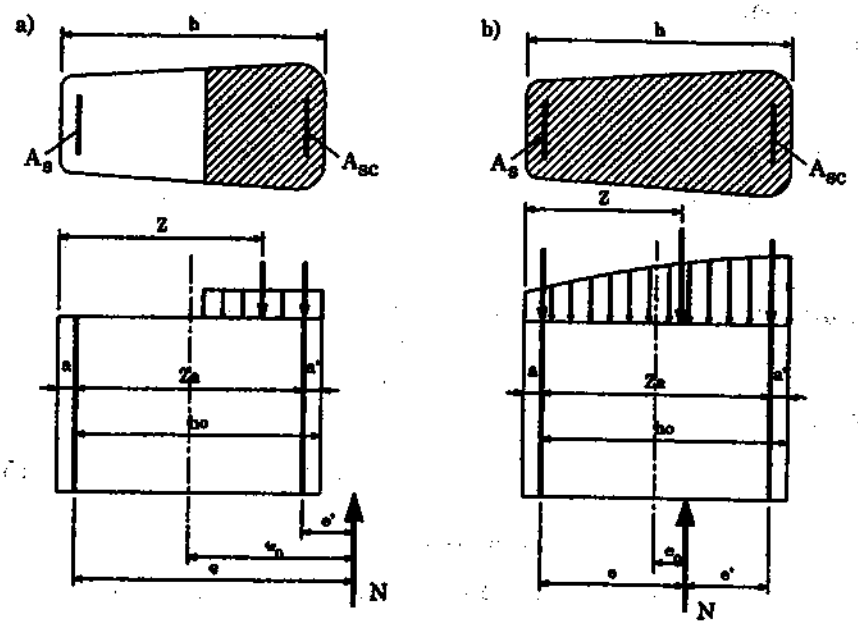
5.2.2. Tính toán khối xây chịu nén lệch tâm đặt thép dọc

Khi tính toán khối xây chịu nén lệch tâm đặt thép dọc người ta chia ra 2 trường hợp nén lệch tâm (h.5.3).

Trường hợp nén lệch tâm lớn xảy ra khi:

$S < 0,8\, S_0$ cho tiết diện có hình dáng bất kỳ; (5.13)

$x < 0,55\, h_0$ cho tiết diện chữ nhật. (5.14)



Hình 5.3. **Sơ đồ tính toán khối xây đặt cốt thép chịu nén lệch tâm**

Trường hợp nén lệch tâm bé xảy ra khi:

$S \geq 0{,}8\, S_0$ cho tiết diện có hình dáng bất kỳ; (5.13a)

$x \geq 0{,}55\, h_0$ cho tiết diện chữ nhật; (5.14a)

trong đó: S_0 - mômen tĩnh của toàn bộ tiết diện khối xây đối với trục đi qua trọng tâm cốt thép chịu kéo hoặc chịu nén ít A_s và được xác định như sau:

$S_0 = A(h_0 - y)$ cho tiết diện bất kỳ; (5.15)

$S_0 = 0{,}5bh_0^2$ cho tiết diện chữ nhật; (5.16)

Trọng tâm tiết diện này có thể xác định theo bảng 5.1.

Công thức để xác định đặc trưng hình học.

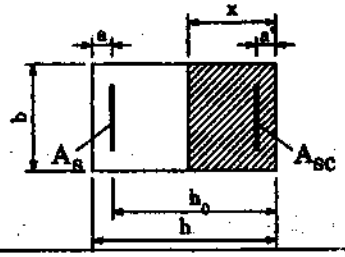
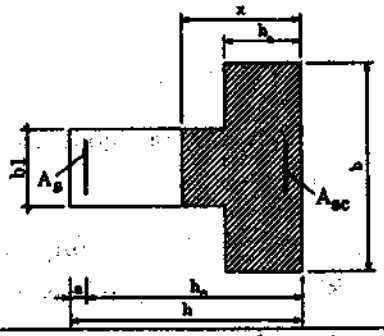
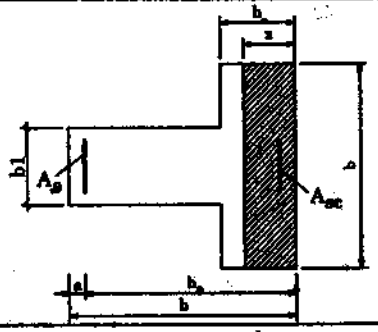
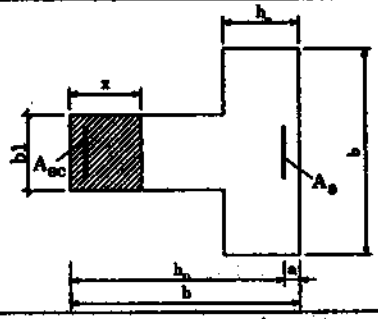
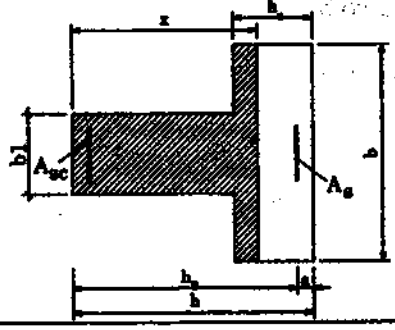
Cần lưu ý rằng khi cốt thép nằm trong vùng chịu nén để bảo đảm sử dụng hết khả năng chịu tải của cốt thép cần:

$Z \leq h_0 - a'$ đối với tiết diện bất kỳ; (5.17)

$x \geq 2a'$ đối với tiết diện chữ nhật. (5.18)

Đương nhiên điều kiện này phải được thỏa mãn cho trường hợp nén lệch tâm lớn.

Bảng 5.1. **Xác định trọng tâm tiết diện**

Tiết diện	Hình dạng	Đặc trưng hình học
Chữ nhật		$A_c=bx$ $S_c=bx(h_0-0,5x)$ $S_{cN}=bx(e_0-y+0,5x)$
Chữ *T* có vùng nén ở cánh		$A_c=bh_n+b_1(x-h_n)$ $S_c=S_0-0,5b_1(h_0-x)^2$ $S_{cN}=[b_1x-(b-b_1)h_n](e_0-y)+$ $+0,5[b_1x^2-(b-b_1)h_n^2$
		$A_c=bx$ $S_c=bx(h_0-0,5x)$ $S_{cN}=bx(e_0-y+0,5x)$
Chữ *T* có vùng kéo ở cánh		$A_c=b_1x$ $S_c=b_1x(h_0-0,5x)$ $S_{cN}=b_1x(e_0-y+0,5x)$
		$A_c=b_1(h-h_n)+b(x-h+h_n)$ $S_c=S_0-0,5b\ (h_0-x)^2$ $S_{cN}=[bx-(b-b_1)(h-h_n)](e_0-y)+$ $+0,5[bx^2-(b-b_1)(h-h_n)^2$

A. Trường hợp nén lệch tâm lớn tổng quát

Lấy tổng mômen các lực đối với trục đi qua hợp lực trong cốt thép chịu kéo:

$$Ne \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega R S_c + R_{sc} A_{sc} Z_s). \quad (5.19)$$

Tổng hình chiếu lên trục cấu kiện:

$$N \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega R A_c + R_{sc} A_{sc} - R_s A_s). \quad (5.20)$$

Vị trí trục trung hòa có thể xác định từ phương trình mômen đối với điểm đặt của ngoại lực:

$$0{,}85\omega R S_{cN} \pm R_{sc} A_{sc} e' - R_s A_s e = 0. \quad (5.21)$$

Dấu (+) trong công thức này khi lực dọc N nằm ngoài khoảng cách giữa A_s và A_{sc}, còn dấu (-) trong trường hợp còn lại.

Nếu không có cốt thép dọc trong vùng nén thì các công thức (5.19) đến (5.20) lấy $A_{sc} = 0$ và 0,85 thay bằng 1, và khi đó các công thức có dạng:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \omega R S_c; \quad (5.22)$$

$$N \le \varphi_1 m_g (\omega R A_c - R_s A_s); \quad (5.23)$$

$$0{,}85\omega R S_{cN} - R_s A_s e. \quad (5.24)$$

B. Trường hợp nén lệch tâm bé tổng quát

Lấy tổng mômen các lực đối với trục đi qua điểm đặt hợp lực:

trong cốt thép chịu nén ít:

$$Ne \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega R \overline{S}_c + R_{sc} A_{sc} Z_c). \quad (5.25)$$

trong cốt thép chịu nén nhiều:

$$Ne' \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega R \overline{S}'_c + R_s A_s Z_s). \quad (5.26)$$

khi đặt cốt đơn thì các điều kiện trên có dạng:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \omega R \overline{S}_c; \quad (5.27)$$

$$Ne' \le \varphi_1 m_g \omega R \overline{S}'_c. \quad (5.28)$$

Trong các công thức (5.27) đến (5.28) các đại lượng $\overline{S}_c$ và $\overline{S}'_c$ là mômen tĩnh của tiết diện vùng khối xây chịu nén đối với trục ranh giới giữa lệch tâm lớn và lệch tâm bé, nghĩa là:

$$\overline{S}_c = 0{,}8 S_0; \quad (5.29)$$

$$\overline{S}'_c = 0{,}8S'_0 . \tag{5.30}$$

trong đó: S'_0 - mômen tĩnh của toàn bộ tiết diện khối xây đối với trọng tâm cốt thép chịu nén A_{sc} và được xác định theo công thức.

Khi tiết diện có hình dạng bất kỳ:

$$S'_0 = A(y - a'). \tag{5.31}$$

Khi tiết diện chữ nhật;

$$S'_0 = 0{,}5bh'^2_0 . \tag{5.32}$$

Các diện tích chịu nén A_c của khối xây và mômen tĩnh của nó với trục đi qua hợp lực cốt thép chịu kéo S_c và lực dọc S_{cN} cho ở bảng 5.1

Đối với tiết diện chữ nhật các công thức (5.13) đến (5.21) sau khi thay A_c, S_c và S_{cN} từ bảng 5.1 vào sẽ có dạng:

C. Cho trường hợp nén lệch tâm lớn đặt cốt kép

$$Ne \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega Rbx(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A_{sc}Z_s); \tag{5.33}$$

$$N \le \varphi_1 m_g (0{,}85\omega Rbx + R_{sc}A_{sc} - R_sA_s); \tag{5.34}$$

$$0{,}85\omega Rbx(e - h_0 - 0{,}5x) \pm R_{sc}A_{sc}e' - R_sA_se = 0 . \tag{5.35}$$

Khi đặt cốt đơn:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \omega Rbx(h_0 - 0{,}5x); \tag{5.36}$$

$$N \le \varphi_1 m_g (\omega Rbx - R_sA_s); \tag{5.37}$$

$$\omega Rbx(e - h_0 - 0{,}5x) - R_sA_se = 0 . \tag{5.38}$$

D. Cho trường hợp nén lệch tâm bé đặt cốt kép

$$Ne \le \varphi_1 m_g (0{,}34\omega Rbh_0^2 + R_{sc}A_{sc}Z_s); \tag{5.39}$$

$$Ne' \le \varphi_1 m_g (0{,}34\omega Rbh'^2_0 + R_{sc}A_{sc}Z_s); \tag{5.40}$$

Khi đặt cốt đơn:

$$N \le 0{,}4\varphi_1 m_g Rbh_0^2 . \tag{5.41}$$

5.3. CÁC BÀI TOÁN CƠ BẢN

Khi thiết kế các cấu kiện gạch đá đặt thép dọc thường gặp hai dạng bài toán sau:

- ***Dạng thứ nhất:*** cho kích thước cấu kiện, mác gạch, mác vữa, nhóm thép, lực dọc và độ lệch tâm của nó. Yêu cầu xác định diện tích cốt thép cần thiết.

Các bài toán này ta có thể thực hiện theo thứ tự sau:

1) Để sử dụng hết khả năng chịu tải của cốt thép chịu nén A_{sc} có thể làm như sau:

Với tiết diện bất kỳ, theo công thức (5.19) thay các điều kiện $S_c=S_c'=0,8S_0$ và kết quả ta được:

$$A_{sc}=\frac{\dfrac{Ne}{\varphi_1 m_g}-0,68\omega RS_0}{R_{sc}Z_s}. \qquad (5.42)$$

Với tiết diện là chữ nhật theo công thức (5.33) thay $x=\bar{x}=0,55h_0$ ta được:

$$A_{sc}=\frac{\dfrac{Ne}{\varphi_1 m_g}-0,34\omega Rbh_0^2}{R_{sc}Z_s}. \qquad (5.43)$$

Nếu từ các công thức (5.42) và (5.43) mà $A_{sc}\le 0$ nghĩa là cốt thép chịu nén không cần như vậy ta chỉ cần cốt thép đơn. Nếu $A_{sc}>0$ ta chọn cốt thép và tính A_s.

2) Xác định chiều cao vùng nén x của tiết diện khi đặt cốt kép từ điều kiện (5.31) đối với tiết diện bất kỳ hoặc theo (5.33) cho tiết diện chữ nhật sau khi thay A_{sc} vào ta giải ra tìm được x;

Khi đặt cốt đơn tương tự cách làm như trên từ điều kiện (5.22) và (5.36);

3) Xác định diện tích cốt thép chịu kéo (hoặc nén ít) A_s; với $x\le 0,55h_0$ (trường hợp lệch tâm lớn) như sau:

Đối với tiết diện là bất kỳ, từ công thức (5.34) giải ra ta có:

$$A_s=\frac{\dfrac{N}{\varphi_1 m_g}-0,85\omega RA_c-R_{sc}A_{sc}}{R_s}. \qquad (5.44)$$

Khi đặt cốt đơn thì:

$$A_s=\frac{\dfrac{N}{\varphi_1 m_g}-\omega RA_c}{R_s}. \qquad (5.45)$$

Đối với tiết diện chữ nhật ta có:

Cho trường hợp đặt cốt kép:

$$A_s = \frac{\dfrac{N}{\varphi_1 m_g} - 0{,}85\omega Rbx - R_{sc}A_{sc}}{R_s}. \qquad (5.46)$$

Cho trường hợp đặt cốt đơn:

$$A_s = \frac{\dfrac{N}{\varphi_1 m_g} - \omega Rbx}{R_s}. \qquad (5.47)$$

Khi $x > 0{,}55h_0$ (trường hợp lệch tâm bé) thì cốt thép A_s xác định như sau:

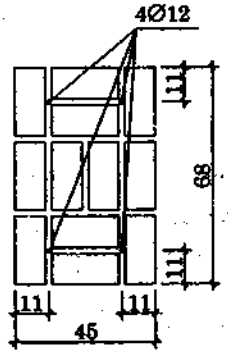
Đối với tiết diện là bất kỳ, thay $S_c' = 0{,}8S_0$ giải tìm được:

$$A_s = \frac{\dfrac{Ne'}{\varphi_1 m_g} - 0{,}68\omega RS_0}{R_s Z_s}. \qquad (5.48)$$

Đối với tiết diện chữ nhật:

$$A_s = \frac{\dfrac{Ne'}{\varphi_1 m_g} - 0{,}34\omega Rbh_0'^2}{R_s Z_s}. \qquad (5.49)$$

Thí dụ 5.5. Cột gạch có tiết diện 45 × 68 cm, chiều cao tính toán l_0 = 11 m chịu lực dọc N = 120 kN đặt lệch tâm e_0 = 25 cm về phía cạnh lớn. Cột xây bằng gạch đất sét ép dẻo mác M100, vữa mác 50. Yêu cầu xác định cốt thép dọc A_s và A_{sc}. Cốt thép là nhóm CII.



Hình 5.4. **Cho thí dụ 5.5**

Tra số liệu: R = 15 kG/cm² (daN/cm²); α = 1000; R_s = 2400 kG/cm² (daN/cm²). Xác định độ mảnh tương đương:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{1100}{68} \times \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 16 > 15$$

nên gia cường bằng cốt dọc. Tra bảng có: $\varphi = 0{,}74$.

Xác định φ_1 theo:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}74 \times \left[1 - \frac{25}{68} \times \left(0{,}06 \times \frac{1100}{68} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}53$$

Vì h = 68cm > 30cm cho nên lấy m_g = 1;

Z_s = 68 – 2 × 10,5 – 1 = 46,0 cm;

$e = e_0 + 0{,}5h - a$ = 25 + 0,5 × 68 – 11 = 48 cm,

tính $\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1\frac{25}{68} = 1{,}37 < 1{,}45$;

$h_0 = h - a = 68 - 11 = 57$ cm.

Cốt thép chịu nén là:

$$A_{sc} = \frac{\frac{Ne}{\varphi_1 m_g} - 0{,}34\omega R b h_0^2}{R_{sc} Z_s} =$$

$$= \frac{\frac{12000 \times 48}{0{,}53 \times 1} 0{,}34 \times 1{,}37 \times 15 \times 45 \times 57^2}{2400 \times 46{,}0} = \frac{927536 - 928329}{2400 \times 46{,}0} < 0$$

Chọn 2Ø12 CII có $A_{sc} = 2{,}26$ cm^2 làm thép dọc cấu tạo.

Khi $A_{sc} < 0$ nghĩa là chỉ cần đặt cốt đơn.

Sử dụng điều kiện:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \omega R b h (h_0 - 0{,}5x).$$

Để tính chiều cao vùng nén x; thay vào ta có phương trình:

$$12000 \times 48 = 0{,}53 \times 1 \times 1{,}37 \times 15 \times 45x(57 - 0{,}5x).$$

Giải phương trình ta được hai nghiệm: $x_1 = 87$ cm và $x_2 = 27$ cm.

Ta chọn nghiệm: $x = 27\text{cm} < 0{,}55h_0 = 0{,}55 \times 57 = 31{,}35$ cm.

Trường hợp lệch tâm lớn;

Tính:

$$A_s = \frac{\frac{N}{\varphi_1 m_g} - \omega R b x}{R_s} = \frac{\frac{12000}{0{,}53 \times 1} - 1{,}37 \times 15 \times 25 \times 45}{2400} = \frac{22642 - 23119}{2400} < 0$$

Chọn A_s cấu tạo là 2Ø12. Cấu tạo thép xem hình 5.4.

Thí dụ 5.6. Các số liệu cho giống như trong thí dụ 5.5. Yêu cầu tính toán cốt dọc A_s và A_{sc} khi có lực dọc $N = 120$ kN với độ lệch tâm $e_0 = 30$ cm.

Theo kết quả thí dụ 5.5 ta có: R =15 kG/cm^2 (daN/cm^2); $\alpha = 1000$; $R_s = 2400$ kG/cm^2 (daN/cm^2);

$$\lambda_h = 16;\ \varphi = 0{,}74;\ m_g = 1;\ Z_s = 46{,}0 \text{ cm};$$

Tính: $e = e_0 + 0{,}5h - a = 30 + 0{,}5 \times 68 - 11 = 53$ cm.

Xác định φ_1 theo:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}74 \times \left[1 - \frac{30}{68} \times \left(0{,}06 \times \frac{1100}{68} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}488$$

tính $\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{30}{68} = 1{,}44 < 1{,}45$.

Cốt thép chịu nén là:

$$A_{sc} = \frac{\frac{Ne}{\varphi_1 m_g} - 0{,}34\omega R b h_0^2}{R_{sc} Z_a} =$$

$$= \frac{\frac{12000 \times 53}{0{,}488 \times 1} - 0{,}34 \times 1{,}44 \times 15 \times 45 \times 57^2}{2400 \times 46{,}0} = \frac{1303279 - 1073730}{2400 \times 46{,}0} = 2{,}08 cm^2.$$

Vậy xác định x từ điều kiện:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \left[0{,}85\omega R b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A_{sc} Z_a\right].$$

Thay số:

$$12000 \times 53 = 0{,}488 \times 1[0{,}85 \times 1{,}44 \times 15 \times 45 \times (57 - 0{,}5x) + 2400 \times 2{,}26 \times 46{,}0].$$

Rút gọn thành:

$$x^2 - 114x + 2546 = 0.$$

Giải phương trình thu được nghiệm: $x_1 = 87$ cm và $x_2 = 30{,}5$ cm.

Chọn nghiệm: $x = 30{,}5$ cm.

Ta có: $x = 30{,}5\text{cm} < 0{,}55h_0 = 31{,}4$.

Trường hợp lệch tâm lớn.

$$A_{sc} = \frac{\frac{N}{\varphi_1 m_g} - 0{,}85\omega R b x - R_{sc} A_{sc}}{R_a} =$$

$$= \frac{\frac{12000}{0{,}488 \times 1} - 0{,}85 \times 1{,}44 \times 15 \times 45 \times 30{,}5 - 2400 \times 2{,}26}{2400} =$$

$$= \frac{24590 - 25799 - 5424}{2400} < 0.$$

Cốt thép A_a chọn theo cấu tạo là 2Ø12 CII.

Thí dụ 5.7. Một trụ gạch nhà công nghiệp 1 tầng có tiết diện chữ T (h.5.5), chiều cao H = 10 m, xây bằng gạch đất sét ép dẻo M100, vữa mác 50, chịu tác động của lực dọc N = 800 kN đặt lệch tâm 12 cm về phía sườn. Hãy xác định cốt thép dọc cần thiết. Biết cốt thép nhóm AII.

Chiều cao tính toán của trụ gạch là $l_0 = 1{,}5H = 1{,}5 \times 10 = 15$ m.

Xác định diện tích tiết diện:

$$A = 56 \times 90 + (116 - 56) \times 45 = 7740\ cm^2.$$

Xác định trọng tâm tiết diện theo cách tính gần đúng của đồ thị Phụ lục 12 ta có:

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{45}{90} = 0{,}5;$$

$$\beta = \frac{B_0}{B} = \frac{56}{116} = 0{,}48;$$

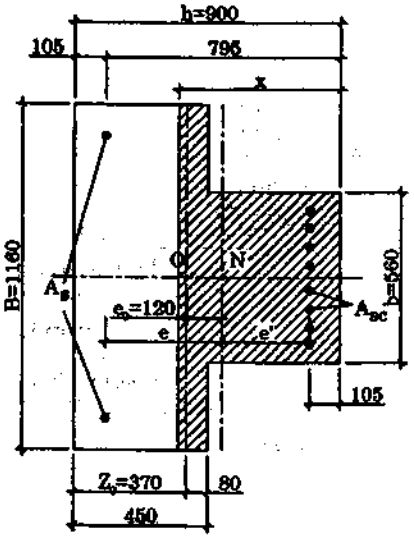
$$Z_0 = \chi h = 0{,}41 \times 90 \approx 37\ \text{cm}.$$

Theo cách tính lý thuyết:

$$S = (90 - 45) \times 56 \times 45 = 113400;$$

$$C_0 = \frac{S}{\sum A} = \frac{(90-45) \times 56 \times 45}{45 \times 116 + 45 \times 56} = 14{,}65;$$

$$Z_0 = C_0 + 22{,}5 = 14{,}65 + 22{,}5 = 37{,}15 \approx 37\text{cm}.$$



Hình 5.5. Cho thí dụ 5.7

Khoảng cách từ trọng tâm tới mép chịu nén nhiều:

$$y = h - Z_0 = 90 - 37 = 53\ \text{cm}.$$

Xác định mômen quán tính đối với trục trung tâm:

$$J = \frac{116 \times 45^3}{12} + 45 \times 116 \times (37 - 22)^2 + \frac{56 \times (90-45)^3}{12} + 56 \times (90 - 45) \times (22{,}5 + 8)^2 =$$

$$= 4824850\ \text{cm}^4.$$

Xác định bán kính quán tính:

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{4824850}{7740}} = 24{,}96 \approx 25\ \text{cm}.$$

Xác định: $h_0 = h - a = 90 - 10{,}5 = 79{,}5\ \text{cm}.$

Xác định mômen tĩnh:

$$S_0 = A(y - a) = 7740(79{,}5 - 53) = 205100\ \text{cm}^3;$$

$$S'_0 = A(y - a') = 7740(53 - 10{,}5) = 328950\ \text{cm}^3.$$

Khoảng cách giữa các thép dọc là:

$$Z_s = 90 - 2 \times 10{,}5 = 69\ \text{cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến cốt thép A_s:

$$e = e_0 + Z_0 - a = 12 + 37 - 10{,}5 = 38{,}5cm;$$

$$e' = y - a' - e_0 = 53 - 10{,}5 - 12 = 30{,}5cm.$$

Ta có: $i = 25\text{cm} > 8{,}7\text{cm}$ do vậy $m_g = 1$.

Từ điều kiện đầu bài ta có: $R = 15$ kG/cm^2 (daN/cm^2); $\alpha = 1000$; $R_a = 2400$ kG/cm^2 (daN/cm^2);

Xác định: $\lambda_i = \frac{l_0}{i}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{1500}{25} \times \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 60 > 15$

Tra Phụ lục 10 được $\varphi = 0{,}71$;

Xác định φ_1 theo:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_{td}} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}71 \times \left[1 - \frac{12}{90} \times \left(0{,}06 \times \frac{1500}{3{,}5 \times 25} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}632$$

(trong đó: $h_{td} = 3{,}5i$)

Tính
$$A_{ac} = \frac{\frac{Ne}{\varphi_1 m_g} - 0{,}68\omega R S_0}{R_{ac} Z_a} = \frac{\frac{80000 \times 38{,}5}{0{,}632 \times 1} - 0{,}68 \times 1{,}08 \times 15 \times 205110}{2400 \times 69} = 15{,}78\text{cm}^2$$

Chọn 8Ø16 ($A_{ac} = 16{,}08\text{cm}^2 > 15{,}78$ cm^2). Thay A_{ac} vào để tìm x:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \left\{0{,}85\omega R\left[S_0 - 0{,}5b'_c\left(h_0 - x\right)^2\right] + R_{ac} A_{ac} Z_a\right\}$$

Thay số:

$80000 \times 38{,}5 = 0{,}632 \times 1 \times \{0{,}85 \times 1{,}11 \times 15 \times [205110 - 0{,}5 \times 116 \times (79{,}5 - x)^2] + 2400 \times 16{,}08 \times 69\}$

Rút gọn: $x^2 - 159x + 5553 = 0$. Giải phương trình ta được: $x = 55$cm; vậy trục trung hòa qua cánh. Đây là trường hợp lệch tâm bé do $x = 55\text{cm} > 0{,}55h_0 = 0{,}55 \times 79 = 43\text{cm}$.

$$A_a = \frac{\frac{Ne'}{\varphi_1 m_g} - 0{,}68\omega R S'_0}{R_a Z_a} = \frac{\frac{80000 \times 30{,}5}{0{,}632 \times 1} - 0{,}68 \times 1{,}11 \times 15 \times 328950}{2400 \times 69} = 1{,}77\,\text{cm}^2$$

Chọn 2Ø12 CII có $A_a = 2{,}26$ cm^2.

- ***Dạng bài toán thứ hai:*** Biết kích thước tiết diện, mác gạch, mác vữa, diện tích cốt thép và nhóm cốt thép, độ lệch tâm của lực dọc. Yêu cầu xác định khả năng chịu tải của tiết diện.

  Giải các bài toán dạng này theo các bước sau:

1) Xác định chiều cao vùng nén x.

Từ công thức 5.21

$$0{,}85\omega R S_{cN} \pm R_{ac} A_{ac} e' - R_a A_a e = 0 \text{ cho trường hợp đặt cốt kép}$$

Hoặc từ công thức 5.24

$$0{,}85\omega R S_{cN} - R_a A_a e = 0 \text{ cho trường hợp đặt cốt đơn.}$$

Sau khi thay S_{cN} (lấy theo cách tính mômen tĩnh cho các tiết diện khác nhau) và giải ra ta tìm được x:

Với tiết diện chữ nhật thì tính theo:

$$0{,}85\omega Rbx(e - h_0 - 0{,}5x) \pm R_{sc}A_{sc}e' - R_sA_se = 0 \quad (5.50)$$

cho trường hợp đặt cốt kép

$$0{,}85\omega Rbx(e - h_0 - 0{,}5x) - R_sA_se = 0 \quad (5.51)$$

cho trường hợp đặt cốt đơn

Nếu $x \le 0{,}55h_0$: trường hợp lệch tâm lớn. (5.52)

Nếu $x > 0{,}55h_0$: trường hợp lệch tâm bé. (5.53)

2) Có thể xác định hoặc kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện:

a) Trường hợp lệch tâm lớn

Tiết diện bất kỳ:

$$N \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega RA_c + R_{sc}A_{sc} - R_sA_s). \quad (5.54)$$

cho trường hợp đặt cốt kép;

Hoặc $$N \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega RA_c - R_sA_s). \quad (5.55)$$

cho trường hợp đặt cốt đơn.

Còn khi là tiết diện chữ nhật thì tương ứng là:

Hoặc $$N \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega Rbx + R_{sc}A_{sc} - R_sA_s) \quad (5.56)$$

Hoặc $$N \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega Rbx - R_sA_s) \quad (5.57)$$

b) Trường hợp lệch tâm bé

Tiết diện bất kỳ:

Đối với trường hợp đặt cốt kép:

$$Ne \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega R\bar{S}_c + R_{sc}A_{sc}Z_s). \quad (5.58)$$

$$Ne' \le \varphi_1 m_g(0{,}85\omega R\bar{S}'_c + R_sA_sZ_s). \quad (5.59)$$

Đối với trường hợp đặt cốt đơn:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \omega R\bar{S}_c. \quad (5.60)$$

$$Ne' \le \varphi_1 m_g \omega R\bar{S}'_c. \quad (5.61)$$

Còn khi tiết diện là chữ nhật:

Khi đặt cốt kép:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \left(0{,}34\omega R b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} Z_s\right). \qquad (5.62)$$

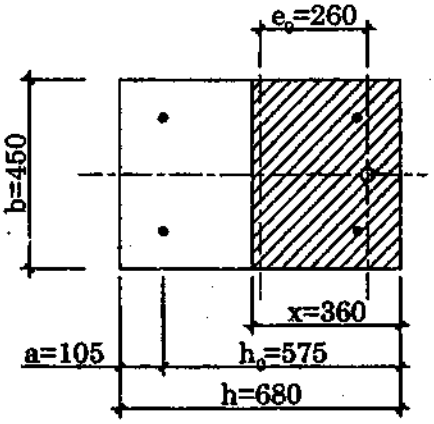
$$Ne' \le \varphi_1 m_g \left(0{,}34\omega R b h_0'^2 + R_{sc} A_{sc} Z_s\right). \qquad (5.63)$$

Khi đặt cốt đơn:

$$N \le 0{,}4\varphi_1 m_g R b h_0^2 \qquad (5.64)$$

Lưu ý khi kiểm tra khả năng chịu tải theo (5.59), (5.61) và (5.63) thì lực dọc N nằm giữa A_s và A_{sc}.

Trong tính toán phải kiểm tra điều kiện: $Z \le h_0 - a$ và cho tiết diện chữ nhật: $x \ge 2a'$. Nếu điều kiện này không đảm bảo nghĩa là không cần cốt thép chịu nén và khi đó khả năng chịu tải xác định theo cốt đơn ($A_{sc} = 0$).



Hình 5.6 Cho thí dụ 5.8

Thí dụ 5.8. Xác định khả năng chịu tải của cột gạch (h.5.6), chiều dài tính toán l_0=8m, xây bằng gạch đất sét ép dẻo mác 100, vữa ximăng mác 50. thép dọc nhóm AII, $A_s = A_{sc} = 2\phi 12 = 2{,}26cm^2$; $a = a'$ = 10,5 cm; lực dọc đặt lệch tâm e_0= 26 cm.

Theo đề bài ta có: R = 15 kG/cm² (daN/cm²); α = 1000; R_s = 2400 kG/cm² (daN/cm²);

Xác định $h_0 = h - a = 68 - 10{,}5 = 57{,}5$ cm;

$Z_s = h - a - a' = 68 - 10{,}5 - 10{,}5 = 47{,}0$ cm;

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 26 + \frac{68}{2} - 105 = 49{,}5 \text{ cm};$$

$$e' = e_0 - \frac{h}{2} + a' = 26 - \frac{68}{2} + 105 = 2{,}5cm.$$

Như vậy, lực dọc đặt ra ngoài khoảng giữa A_s & A_{sc}

Xác định $\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{26}{68} = 1{,}38 < 1{,}45$;

$m_g = 1$; Z_s = 46,5 cm.

Theo công thức (5.35) để tìm x:

$$0{,}85\omega R b x(e - h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A_{sc} e' - R_s A_s e = 0.$$

Thay số:

$0,85 \times 1,38 \times 15 \times 45x(49,5 - 57,5 - 0,5x) + 2400 \times 2,26 \times 2,5 - 2400 \times 2,26 \times 49,5 = 0.$

Rút gọn phương trình: $x^2 - 16x - 711 = 0$.

Giải phương trình được nghiệm:

$x_1 = 36$ cm và $x_2 < 0$. Chọn $x = 36\text{cm} > 0,55h_0 = 0,55 \times 57,5 = 32$ cm.

Trường hợp lệch tâm bé.

Như vậy, khả năng chịu tải của tiết diện được xác định là giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị N sau:

$$Ne \le \varphi_1 m_g \left(0,34\omega R b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} Z_s\right);$$

$$Ne' \le \varphi_1 m_g \left(0,34\omega R b h_0'^2 + R_s A_s Z_s\right).$$

Tìm φ_1:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{800}{68} \times \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 11,8 < 15.$$

Tra bảng có: $\varphi = 0,85$. Xác định φ_1 theo:

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0,06\frac{l_0}{h_{td}} - 0,2\right)\right] = 0,85 \times \left[1 - \frac{26}{68} \times \left(0,06 \times \frac{800}{68} - 0,2\right)\right] = 0,685.$$

Vì $h = 68\text{cm} > 30\text{cm}$ cho nên lấy $m_g = 1$;

Tìm giá trị N nhỏ nhất theo e:

$$N \le \frac{\varphi_1 m_g \left(0,34\omega R b h_0^2 + R_{sc} A_{sc} Z_c\right)}{e};$$

$$N \le \frac{0,685 \times 1 \times \left(0,34 \times 1,38 \times 15 \times 45 \times 57,5^2 + 2,26 \times 2400 \times 47\right)}{49,5} =$$

$= 16653$ kG(daN) $= 166,53$ kN.

Tìm giá trị N nhỏ nhất theo e':

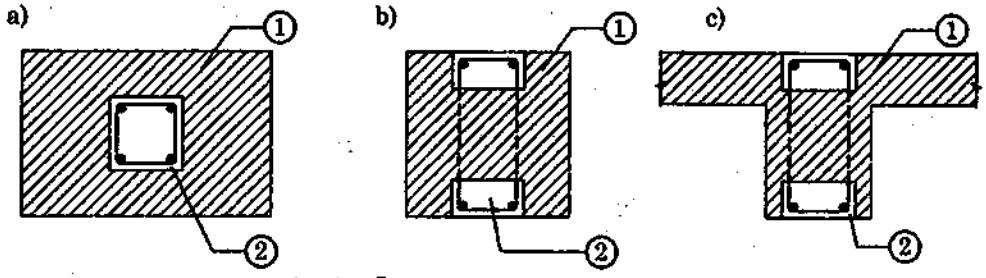
$$N \le \frac{\varphi_1 m_g \left(0,34\omega R b h_0'^2 + R_s A_s Z_s\right)}{e'} = 329734 \text{ daN} = 3297,34\text{kN}.$$

Vậy khả năng chịu tải của tiết diện: $N = 166,53$ kN.

5.4. KẾT CẤU HỖN HỢP

Trong thực tế xây dựng, nhiều khi phải kết hợp sự chịu lực của khối xây với bêtông cốt thép. Khi đó ta có kết cấu hỗn hợp giữa khối xây và bêtông cốt thép (BTCT).

Kết cấu bêtông cốt thép có thể nằm trong khối xây hoặc nằm ngoài khối xây (h.5.7). Mác bêtông trong trường hợp này không cần cao, thường người ta sử dụng mác 100 ÷ 150. kết cấu hỗn hợp có thể là chịu nén đúng tâm, chịu nén lệch tâm hoặc cũng có thể chịu uốn...



Hình 5.7. **Kết cấu hỗn hợp khối xây và bêtông cốt thép**
1 - khối xây; 2 - bêtông cốt thép.

5.4.1. Cấu kiện chịu nén đúng tâm

Khi kết cấu hỗn hợp giữa khối xây và kết cấu BTCT chịu nén đúng tâm thì khả năng chịu tải của kết cấu hỗn hợp này được xác định như sau:

$$N \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85) RA + R_b A_b + R_{sc} A_{sc} \qquad (5.65)$$

trong đó: N - lực dọc tính toán;

φ_{eq} - hệ số uốn dọc của cấu kiện hỗn hợp lấy theo Phụ lục 10 với đặc trưng đàn hồi của khối xây được gia cường cốt thép α_{eq} lấy theo phụ lục 1;

R - cường độ chịu nén tính toán của khối xây;

A - diện tích tiết diện khối xây;

R_b - cường độ chịu nén tính toán của bêtông;

A_b - diện tích tiết diện phần bêtông;

R_{sc} - cường độ chịu nén tính toán của cốt thép dọc trong bêtông;

A_{sc} - diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu nén.

Đặc trưng đàn hồi của khối xây gia cường bằng BTCT được xác định như sau:

$$\alpha_{eq} = \frac{E_{0eq}}{R_{neq}}; \qquad (5.66)$$

$$E_{0eq} = \frac{E_{0k} J_{0k} + E_b J_b}{J_k + J_b}; \qquad (5.67)$$

$$R_{neq} = \frac{R_n A + R_{nb} A_b}{A + A_b}; \qquad (5.68)$$

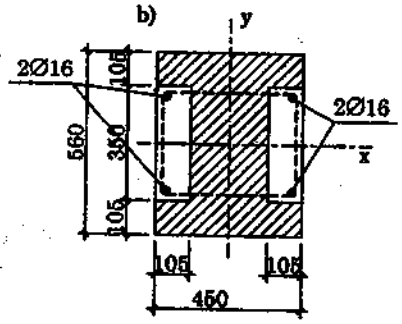
trong đó: E_{0eq}- môđun đàn hồi tương đương của kết cấu hỗn hợp;

E_{0k}, E_b- môđun đàn hồi ban đầu của khối xây và của bêtông;

J_k, J_b- mômen quán tính của tiết diện khối xây và của bêtông đối với trục qua trọng tâm hình học của tiết diện.

R_n, R_{nb}- cường độ tính toán tiêu chuẩn của khối xây và của bêtông;

Thí dụ 5.9. Một trụ gạch có tiết diện 45 × 56 cm có chiều cao H = 5,5 m, đầu cột trên là gối đàn hồi (h.5.8). Trụ xây bằng gạch đất sét ép dẻo mác 100, vữa ximăng mác 25, chịu lực nén tính toán N = 800 kN. Hãy chọn cốt thép dọc cho kết cấu hỗn hợp khi N tác dụng đúng tâm. Ta chọn tiết diện hỗn hợp của trụ gạch – bêtông như sau:



Hình 5.8. **Cho thí dụ 5.9**

Thép dọc dùng nhóm AII: R_{sc} = 2400 kG/cm² (daN/cm²);

Khối xây có: R = 13 kG/cm² (daN/cm²); α =1000;

Bêtông mác 150 có: A_b = 735 cm²; R_b = 65 kG/cm² (daN/cm²);

Chiều cao tính toán: l_0 = 1,25 × 5,5 = 6,88 m

Diện tích toàn bộ tiết diện: A=45×56=2520cm².

Xác định lượng cốt dọc cần thiết từ (5.65) ta có:

$$A_{sc} = \frac{\left(\frac{N}{\varphi m_g} - 0{,}85RA\right)}{R_{sc}}.$$

Để xác định φ ta tính:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{688}{45} \times \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 15{,}3 > 15 \text{ tra bảng } \varphi = 0{,}76.$$

Vì h = 45cm > 30cm cho nên lấy m_g = 1.

Thay số: $$A_{sc} = \frac{\left(\frac{80000}{0{,}76 \times 1} - 0{,}85 \times 13 \times 2520\right)}{2400} = 32{,}26\,\text{cm}^2.$$

Nhận thấy rằng: nếu đặt cốt thép thông thường, thì lượng cốt thép quá nhiều (32,26cm²), do vậy ta dùng kết cấu hỗn hợp

Ta chọn ốp hai cột nhỏ bêtông dọc theo cạnh 56cm với kích thước phần bêtông gia cường vào hai bên cột: 10,5 × 35 cm và ta có: A_b = 2 × 10,5 × 35 = 735 cm². Diện tích phần khối xây còn lại là: A = 2520 - 735 = 1785 cm².

Lượng thép cần thiết cho kết cấu hỗn hợp là:

$$A_{sc} = \frac{\left(\frac{N}{\varphi m_g} - 0{,}85RA - R_b A_b\right)}{R_{sc}}.$$

Tính $\alpha_{eq} = \frac{E_{0eq}}{R_{neq}}$;

$R_n = 2R = 2 \times 13 = 26$ kG/cm² (daN/cm²);

$E_{0k} = \alpha R_n = 1000 \times 26 = 26000$ kG/cm² (daN/cm²);

$E_b = 210000$ kG/cm² (daN/cm²);

$$J_k = \frac{56 \times 45^3}{12} - 2 \times \left(\frac{35 \times 10{,}5^3}{12} + 10{,}5 \times 35 \times 17{,}25^2\right) = 199790 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = 2 \times \left(\frac{35 \times 10{,}5^3}{12} + 10{,}5 \times 35 \times 17{,}25^2\right) = 255460 \text{ cm}^4;$$

$$E_{0eq} = \frac{E_{0k}J_k + E_b J_b}{J_k + J_b} = \frac{26000 \times 199790 + 210000 \times 225460}{199790 + 225460} =$$

$=123600$ kG/cm² (daN/cm²);

$$R_{neq} = \frac{R_n A + R_{nb} A_b}{A + A_b} = \frac{26 \times 1785 + 85 \times 735}{1785 + 735} = 43{,}21 \text{ kG/cm}^2 (\text{daN/cm}^2)$$

$$\alpha_{eq} = \frac{123600}{43{,}21} = 2860;$$

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha_{eq}}} = \frac{800}{45} \times \sqrt{\frac{1000}{2860}} = 9 < 15.$$

Tra bảng có: $\varphi = 0{,}93$.

Vì $h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ cho nên lấy $m_g = 1$,

$$A_{sc} = \frac{\left(\frac{80000}{0{,}93 \times 1} - 0{,}85 \times 13 \times 1785 - 65 \times 735\right)}{2400} = 7{,}72 \text{ cm}^2.$$

Chọn 4Ø16 ($A_{sc} = 8{,}04\text{cm}^2 > 7{,}72$ cm². Thép bố trí xem hình 5.8

5.4.2. Cấu kiện chịu nén lệch tâm bé

Với cấu kiện chịu nén lệch tâm khi thỏa mãn điều kiện $S_n \geq 0{,}8S_0$ là thuộc trường hợp nén lệch tâm bé.

Điều kiện cường độ của cấu kiện đặt cốt thép như sau:

$$Ne \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85RS_k + R_b S_b + R_{sc} S_s); \quad (5.69)$$

$$Ne' \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85RS'_k + R_b S'_b + R_{sc} S'_s). \quad (5.70)$$

Khi đặt cốt đơn

$$Ne \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85RS_k + R_b S_b). \quad (5.71)$$

trong đó: S_0 - mômen tĩnh của tiết diện hỗn hợp lấy đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) A_s,

$$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} S_b; \quad (5.72)$$

S_c - mômen tĩnh của diện tích vùng chịu nén của tiết diện hỗn hợp lấy đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) A_s.

$$S_c = S_{kc} + \frac{R_b}{R} S_{bc}, \quad (5.73)$$

ở đây: S_{kc}, S_{bc}, S_s- mômen tĩnh của diện tích tiết diện khối xây, bêtông và của cốt thép chịu nén A_{sc} đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) A_s;

S'_k, S'_{bc}, S'_s - mômen tĩnh của diện tích tiết diện khối xây, bêtông và của cốt thép chịu kéo (hoặc chịu nén ít) A_s đối với trọng tâm cốt thép chịu nén A_{sc};

e, e' - khoảng cách từ điểm tác đặt lực dọc N đến trọng tâm cốt thép A_s và A_{sc}.

Lưu ý: A_s và A_{sc} nằm cách tiết diện lớn hơn 5cm thì mômen tĩnh và độ lệch tâm e & e' trong các công thức trên được xác định đối với mép tiết diện.

Thí dụ 5.10. Các số liệu lấy giống ở thí dụ 5.7; riêng lực dọc N = 50000 daN (kG) tác dụng lệch tâm e_0 = 15 cm theo dọc trục X-X.

Thép dọc dùng nhóm AII: R_{sc} = 2400 kG/cm² (daN/cm²);

Khối xây có: R = 13 kG/cm² (daN/cm²); α = 1000;

Bêtông mác 150 có: A_b = 735 cm²; R_b = 65 kG/cm² (daN/cm²); R_{bu} = 85 kG/cm² (daN/cm²); $E_b = 1{,}9 \times 10^6$ kG/cm² (daN/cm²); $a = a'$ =4 cm;

Chiều cao tính toán: $l_0 = 1{,}25 \times 5{,}5 = 6{,}88$ m

Diện tích toàn bộ tiết diện: $A = 45 \times 56 = 2520$ cm².

Tính

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 15 + \frac{45}{2} - 4 = 33{,}5 \text{ cm};$$

$$e' = \frac{h}{2} - e_0 - a' = \frac{45}{2} - 15 - 4 = 3{,}5 \text{ cm}.$$

Mômen tĩnh của khối xây với trục qua trọng tâm cốt thep chịu kéo A_s:

$$S_k = 2 \times 10{,}5 \times 41 \times \frac{41}{2} + 35 \times 24 \times 18{,}5 = 33191 \text{ cm}^3;$$

Mômen tĩnh của bêtông với trục qua trọng tâm cốt thep chịu kéo A_s:

$$S_b = 35 \times 10{,}5 \times 35{,}75 + 35 \times 10 \times 1{,}25 = 13597 \text{ cm}^3;$$

$$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} S_b = 33191 + \frac{65}{13} \times 13597 = 127324 \text{ cm}^3.$$

Xác định trường hợp nén lệch tâm:

Xác định chiều cao vùng nén x:

$$x = \frac{1}{2}(h_0 + a) = \frac{1}{2}(41 + 4) = 22{,}5 \text{ cm};$$

$$S_{kc} = 56 \times 12 \times 24{,}5 + 2 \times 10{,}5 \times 25{,}75 = 17005 \text{ cm}^3;$$

$$S_{bc} = 10{,}5 \times 35 \times 35{,}75 = 13138 \text{ cm}^3;$$

$$S_c = S_{kc} + \frac{R_b}{R} S_{bc} = 17005 + \frac{65}{13} \times 13138 = 107960 \text{ cm}^3.$$

Vậy $\dfrac{S_c}{S_0} = \dfrac{107960}{127324} = 0{,}847 > 0{,}8$; lệch tâm bé.

Tính toán diện tích cốt thép:

$$Ne \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85 R S_k + R_b S_b + R_{sc} S_s); \; S_s = A_{sc}(h_0 - a');$$

$$A_{sc} = \frac{\dfrac{Ne}{\varphi_{eq} m_g} - 0{,}85 R S_k + R_b S_b}{R_{sc}(h_0 - a')};$$

thay số vào với $\varphi_{eq} = 0{,}93$ như thí dụ 5.9.

$$A_{sc} = \frac{\dfrac{50000 \times 33{,}5}{1 \times 0{,}93} - 0{,}85 \times 13 \times 33191 + 6513597}{2400 \times (41 - 4)} = 2{,}39 \text{ cm}^2$$

Tìm cốt dọc chịu kéo:

Từ $Ne' \le \varphi_{eq} m_g (0{,}85 R S'_k + R_b S'_b + R_s S'_s)$ rút ra:

$$A_s = \frac{\dfrac{Ne'}{\varphi_{eq} m_g} - 0{,}85 R S'_k + R_b S'_b}{R_s(h_0 - a')} = \frac{\dfrac{50000 \times 3{,}5}{0{,}93 \times 1} - 0{,}85 \times 13 \times 17005 + 65 \times 13138}{2400(41 - 4)} < 0$$ Chọn

A_s theo điều kiện cấu tạo: 2Ø8 ($A_s = 1{,}01 \text{ cm}^2$).

5.4.3. Cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn kết hợp với bêtông cốt thép

Thông thường khối xây chịu nén lệch tâm lớn khi kết hợp với kết cấu BTCT hiệu quả hơn cả là khi bêtông cốt thép nằm ở mặt ngoài của khối xây và $S_n < 0,8S_0$. Lúc này điều kiện cường độ có thể viết như sau:

$$Ne \le \varphi_{eq} m_g (1,05RS_{kc} = R_b S_b + R_{sc} S_s); \quad (5.74)$$

$$N \le \varphi_{eq} m_g (1,05RA_{kc} + R_b A_b - R_{sc} A_s). \quad (5.75)$$

Các công thức này được kí hiệu giống như ở trường hợp chịu nén lệch tâm bé.

5.4.4. Cấu kiện chịu uốn

Kết cấu hỗn hợp chịu uốn có thể được tính toán theo các công thức sau:

$$M \le 1,05RS_{kc} + R_b S_b + R_{sc} S_s; \quad (5.76)$$

$$R_s A_s - R_{sc} A_{sc} = 1,05RA_{kc} + R_b A_b \quad (5.77)$$

Điều kiện hạn chế chiều cao vùng nén là:

$$S_n < 0,8S_0 \text{ và } Z \le h_0 - a'. \quad (5.78)$$

Trường hợp cấu kiện đặt cốt đơn:

$$M \le 1,05RS_{kc} + R_b S_b; \quad (5.79)$$

$$R_s A_s = 1,05RA_{kc} + R_b A_b. \quad (5.80)$$

Còn tính toán cấu kiện của kết cấu hỗn hợp chịu uốn theo:

$$Q \le R_{tw} bz, \quad (5.81)$$

trong đó: R_{tw} - cường độ tính toán theo ứng suất kéo chính;

b - bề rộng tiết diện;

Z - cánh tay đòn nội ngẫu lực, $z = h_0 - 0,5x$.

Cốt đai và cốt xiên được tính toán giống như kết cấu bêtông cốt thép.

6 THIẾT KẾ CÁC BỘ PHẬN NHÀ GẠCH

Các bộ phận nhà gạch thường gặp chủ yếu là **tường** và **trụ**

6.1. PHÂN LOẠI TƯỜNG VÀ TRỤ

Khối xây tường và trụ được phân loại theo cách chịu lực, theo cấu tạo và theo độ cứng không gian của nhà thành các loại sau đây

Theo chịu lực: người ta chia ra *tường, trụ chịu lực* và *tường tự mang, trụ tự mang*. Tường trụ chịu lực là tường ngoài chịu trọng lượng bản thân của nó, nó còn phải chịu trọng lượng của các bộ phận khác truyền sang như sàn, dầm và các loại tải trọng khác của kết cấu. Tường tự mang là tường chỉ chịu riêng trọng lượng của bản thân nó.

Theo cấu tạo: Khối xây có thể phân thành *khối xây đặc, khối xây rỗng* và *khối xây nhiều lớp*.

Theo độ cứng không gian của nhà tường chịu lực được chia thành hai loại: *nhà có sơ đồ kết cấu cứng* và *nhà có sơ đồ kết cấu mềm*. Để xác định nhà thuộc loại sơ đồ nào, người ta căn cứ vào khoảng cách L_t giữa các kết cấu ổn định ngang (là các tường gạch dày hơn hoặc bằng 11 cm, tường bêtông dày hơn hoặc bằng 6 cm, các trụ gia cố, khung ngang hoặc các kết cấu khác được tính toán để chịu tải trọng ngang do tường dọc truyền vào) ngoài cũng như căn cứ vào độ cứng của sàn mái và nhóm khối xây của tường.

Khi khoảng cách giữa các kết cấu ổn định ngang nhỏ hơn trị số L_t ghi trong bảng 6.1 thì nhà thuộc loại sơ đồ kết cấu cứng và ngược lại, nếu khoảng cách trên lớn hơn trị số L_t ghi trong bảng thì nhà thuộc loại sơ đồ kết cấu mềm.

6.2. CẤU TẠO CỦA TƯỜNG VÀ TRỤ GẠCH

Những bức tường ngang và tường dọc của nhà cùng với sàn và mái tạo thành hệ không gian chịu lực. Chúng cùng làm việc với nhau, chiu các tải trọng tác

dụng lên nhà bao gồm cả trọng lượng bản thân. Để đảm bảo sự làm việc không gian đó, giữa chúng phải được liên kết vững chắc với nhau bằng cách bắt mỏ hoặc đặt những chi tiết liên kết đặc biệt.

Riêng đối với tường và trụ, để được đảm bảo ổn định, chúng phải được thiết kế sao cho tỷ số giữa chiều cao và chiều dày $\beta' = H/h$ (H - chiều cao của tường, thường là chiều cao tầng nhà; h - chiều dày tường hoặc cạnh của trụ theo phương có độ mảnh lớn). Đối với khối xây gạch đá, cũng giống như cấu kiện chịu nén khác khi chiều dài tính toán l_0 quá lớn thì khối xây mất ổn định và không còn đủ khả năng chịu lực vì vậy bằng các kinh nghiệm sử dụng kết cấu và kiểm tra giữa các thí nghiệm người ta đã khống chế chiều cao của cấu kiện gạch đá (tường, trụ,...) chiều cao đó gọi là chiều cao giới hạn, nghĩa là cấu kiện gạch đá khi chịu nén phải có chiều cao không vượt quá chiều cao giới hạn này.

$$H \le H_{gh} = K_c \beta'_{gh} h, \qquad (6.1)$$

trong đó: H - chiều cao cấu kiện;

H_{gh} - chiều cao giới hạn;

K_c - hệ số điều chỉnh chiều cao;

β'_{gh} - hệ số phụ thuộc loại khối xây;

h - cạnh nhỏ của tiết diện.

Nếu chiều cao thực của kết cấu (trụ, tường gạch) không thỏa mãn điều kiện (6.1) thì phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng mác gạch và mác vữa để đảm bảo chiều cao giới hạn.

Bảng 6.1. **Khoảng cách lớn nhất L_t giữa các kết cấu ổn định ngang đảm bảo cho sàn và mái là gối tựa cố định của tường và trụ gạch**

Loại sàn và mái	*Trị số Lt(m) ứng với các nhóm khối xây*			
	I	*II*	*III*	*IV*
Sàn, mái bêtông cốt thép và gạch đá cốt thép liền khối hoặc lắp ghép nhưng đã được liên kết toàn khối	54	42	30	-
Sàn, mái bằng bêtông cốt thép lắp ghép	42	36	24	-
Sàn và mái bằng gỗ	30	24	18	12

Ghi chú:

- Khối xây được phân thành bốn nhóm (theo cường độ giảm dần) tùy theo dạng gạch đá, cấu tạo của khối xây và cường độ vữa.

- Các trị số trong bảng lấy giảm xuống trong những trường hợp sau: Khi áp lực gió 70 - 100 kG/m², giảm 15 - 25% khi chiều cao nhà 21 - 32 m, giảm 10%;khi chiều cao nhà 33 - 48 m, giảm 20%, trong những nhà hẹp, khi chiều rộng nhà B nhỏ hơn hai lần chiều cao H của tầng nhà, giảm theo tỷ số $B/2H$.

Trong khối xây, gạch được xếp mạch so le bằng cách đặt xen kẽ những hàng dọc, hàng ngang theo kiểu nhất định. Yêu cầu tối thiểu về xếp mạch so le như sau:

- Trong khối xây bằng gạch dày 60mm, cứ năm hàng dọc phải có ít nhất một hàng ngang.
- Trong khối xây bằng gạch hoặc đá có quy cách, khi chiều cao mỗi lớp tới 200mm cứ hai hàng dọc phải có ít nhất một hàng ngang.
- Những mạch vữa đứng của khối xây phải lệch nhau hàng này so với hàng kia một khoảng cách 1/4 – 1/2 chiều dài viên gạch.

Chiều dày mạch vữa ngang lấy bằng 12 mm đối với khối xây bằng gạch đất sét, gạch gốm, gạch silicát và lấy bằng 15 mm đối với khối xây bằng đá thiên nhiên có quy cách. Chiều dày mạch vữa đứng lấy bằng 10 mm và 15mm tương ứng với hai loại khối xây nói trên.

Bảng 6.2. **Trị số giới hạn β'_{gh} đối với tường không có lỗ cửa chịu tải trọng do sàn và mái truyền xuống khi chiều dài tự do $l < 2,5H$**

Số hiệu vữa	*Nhóm khối xây*			
	I	*II*	*III*	*IV*
≥ 50	25	22	-	-
25	22	20	17	-
10	20	17	15	14
≤ 4	-	15	14	13

Ghi chú:

- Đối với các loại trường hợp khác, trị số β'_{gh} được nhân với các hệ số điều chỉnh k cho trong các sổ tay tính toán;
- Đối với tường và trụ có tiết diện ngang phức tạp, h được thay thế bằng trị số tương đương $h' = 3,5r$, trong đó r là bán kính quán tính của tiết diện.
- Khi trụ đứng tự do, β'_{gh} trên phương không liên kết phải giảm 30%.

Bảng 6.3. **Hệ số điều chỉnh Kc đối với trụ**

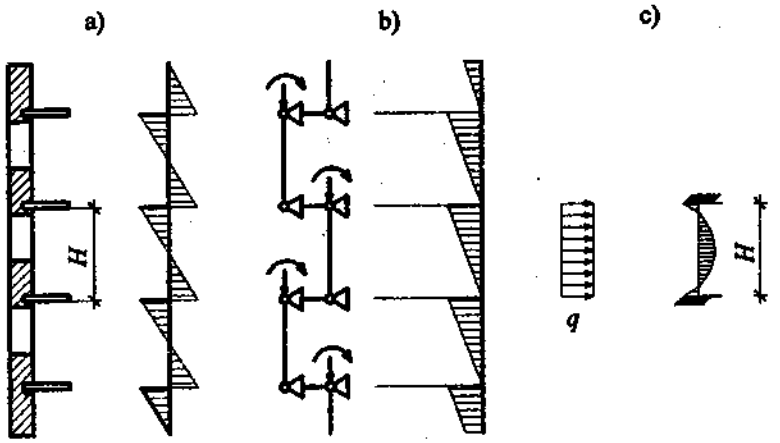
Chiều dày trụ (cm)	*Trụ xây bằng*		*Chiều dày trụ (cm)*	*Trụ xây bằng*	
	Gạch đá có hình dạng quy tắc	*Đá hộc và bêtông đá hộc*		*Gạch đá có hình dạng quy tắc*	*Đá hộc và bêtông đá hộc*
≥90	0,75	0,6	50-69	0,65	0,5
70 - 89	0,7	0,55	≤50	0,6	0,45

Bảng 6.4.Phân nhóm khối xây

Loại khối xây	Nhóm khối xây			
	I	II	III	IV
Khối lớn bằng gạch hoặc đá (rung hoặc không rung)	Với vữa số hiệu ≥25	-	-	-
Khối xây đặc bằng gạch hoặc đá có hình dạng quy tắc, số hiệu ≥50	Với vữa số hiệu ≥10	Với vữa số hiệu 4	-	-
Như trên, số hiệu 35 & 25	-	Với vữa số hiệu ≥10	Với vữa số hiệu 4	-
Như trên, số hiệu 15, 10 & 7	-	-	Với vữa bất kỳ	-
Như trên, số hiệu 4	-	-	-	Với vữa bất kỳ
Khối xây bằng đất không nung	-	-	Với vữa vôi	Với vữa đất sét
Khối xây nhẹ bằng gạch nung hoặc gạch bêtông không có liên kết ngang bằng lớp xây ngang	Với vữa số hiệu ≥25 và nhồi bằng bêtông và vật liệu nhồi số hiệu ≥ 25	Với vữa số hiệu ≥10 và nhồi bằng bêtông và vật liệu nhồi số hiệu ≥10 & 15	Nhồi bằng bêtông hoặc vật liệu nhồi rời rạc	-
Khối xây nhẹ hình giếng (có liên kết bằng tường thẳng đứng)	Như trên	Với vữa số hiệu ≥10 và nhồi bằng bêtông và vật liệu nhồi số hiệu ≤15 hoặc vật liệu nhồi rời rạc	-	-
Khối xây đá hộc hoặc phiến đá	Với vữa số hiệu ≥50	Với vữa số hiệu 25 và 10	Với vữa số hiệu 4	-
Khối xây đá hộc phẳng	-	Với vữa số hiệu ≥25	Với vữa số hiệu 10 & 4	Với vữa đất sét
Khối xây đá hộc thô	-	Với vữa số hiệu ≥50	Với vữa số hiệu 25 & 10	Với vữa số hiệu 4
Bêtông đá hộc	Bêtông số hiệu ≥100	Bêtông số hiệu 75 & 50	Bêtông số hiệu 35	-

6.3. TÍNH TOÁN TƯỜNG, TRỤ NHÀ CÓ SƠ ĐỒ KẾT CẤU CỨNG

Khi khoảng cách giữa các kết cấu ổn định ngang không vượt quá trị số ghi trong bảng 6.1 thì sàn giữa các tầng nhà được xem như gối tựa cố định theo phương nằm ngang của tường và trụ. Lúc này tường nhà nhiều tầng được xem như dầm liên tục nhiều nhịp tựa trên các gối tựa cố định là sàn (h.6.1a). Tuy nhiên để đơn giản hơn, tường và trụ có thể phân thành những dầm đơn giản có liên kết khớp tại các mức sàn (h.6.1b).



Hình 6.1. **Sơ đồ xác định nội lực của tường**

a) Sơ đồ tường; b) Mômen do tải trọng đứng; c) Mômen do tải trọng ngang.

Tải trọng tác dụng lên tường hoặc trụ bao gồm: tải trọng do các tầng trên truyền xuống $\sum N$ đặt tại trung tâm của tường hoặc trụ của tầng trên, còn tải trọng trong phạm vi tầng đang xét truyền vào tường phân bố theo hình tam giác trong phạm vi đoạn sàn kê vào tường, hợp lực của chúng là Q (h.6.2).

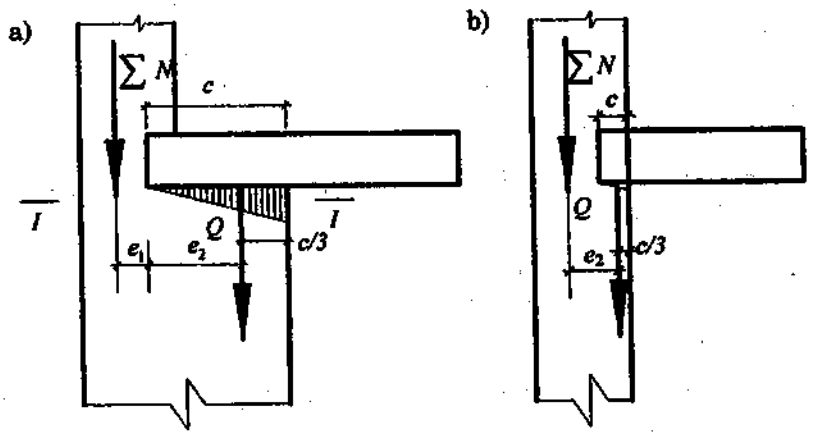
Mômen uốn và lực dọc trong tường tại tiết diện ngang mức mép dưới của sàn (tiết diện I-I) xác định như sau:

$$N_{i-1} = Q + \sum N; \tag{6.1}$$

$$M_{i-1} = Qe_1 + \sum Ne_1. \tag{6.2}$$

trong đó: e_1 - độ lệch tâm giữa trục tường trên và trục tường dưới (h.6.2a), nếu tường tầng trên và tầng dưới có chiều dày như nhau thì $e_1 = 0$;

e_2 - khoảng cách từ trục tường đến hợp lực Q.



Hình 6.2. **Sơ đồ tải trọng đứng tác dụng vào tường**

Dưới tác dụng của tải trọng gió, đoạn tường dọc trong phạm vi một tầng được coi như dầm có hai đầu ngàm ở mức sàn, biểu đồ mômen do gió gây ra như trên hình 6.1c.

Khi tính toán tổng thể của nhà có sơ đồ kết cấu cứng chịu tải trọng gió ta xem các tường ngang và một phần tường dọc cùng làm việc với nhau, tính toán như côngxon thẳng đứng ngàm vào đất có tiết diện hình chữ *I*, *T*... Tải trọng gió truyền qua tường dọc, qua sàn và vào các tường ngang. Chiều dài đoạn nhà để xác định tải trọng gió là:

$$L = 1/2(L_t+L_p), \tag{6.3}$$

trong đó: L_t và L_p – khoảng cách từ bức tường ngang đang xét đến bức tường ngang gần nhất ở bên trái và bên phải (h.6.3).

Chiều dài S của phần tường dọc cùng làm việc với tường khi chịu uốn tổng thể (như phần cánh của tiết diện chữ *I*, *T*...) được xác định như sau:

Với tường đặc không lỗ cửa:

$$S = 0.8H_x. \tag{6.4}$$

Với tường đặc có lỗ cửa:

$$S = 0{,}7\sum H_d \sqrt[3]{\frac{A_{ng}}{A_{th}}}, \tag{6.5}$$

trong đó: H_x - khoảng cách từ đỉnh tường ngang tới cao trình tiết diện đang xét;

$\sum H_d$ - tổng chiều cao của các dải khối xây giữa các hàng lỗ cửa tính từ đỉnh tường ngang tới cao trình tiết diện đang xét;

A_{ng} - diện tích tiết diện ngang của đoạn tường dọc trên chiều dài S (tiết diện nguyên); A_{th} - tổng diện tích tiết diện các mảng tường giữa cửa sổ trên chiều dài S (tiết diện thu hẹp).

Ứng suất trong mảng tường dọc (phần cánh của tiết diện chữ *I*, *T*,...) được xem như phân bố theo quy luật đường thẳng, có giá trị lớn nhất tại trục tường ngang và bằng không ở mút chiều dài *S*.

Lực dọc phụ thêm N_{ph} phát sinh trong tường dọc khi nhà bị uốn do tải trọng gió được tính theo công thức

$$N_{ph} = \frac{M}{J_{th}} yA\left(1-\frac{x}{S}\right), \tag{6.6}$$

trong đó: M - mômen uốn do gió gây ra trong côngxon tại cao trình tiết diện đang xét;

A - diện tích mảng tường đang tính;

y - khoảng cách từ trục tường dọc đến trục trọng tâm của tiết diện ngang hình chữ I, T,...;

x - khoảng cách từ trục tường ngang đến trục mảng tường đang tính;

J_{th} - mômen quán tính của tiết diện ngang thu hẹp.

Sau khi đã có lực dọc phụ thêm N_{ph}, ta cần kiểm tra các mảng tường chịu nén dưới tác dụng của tải trọng đứng và trọng tải gió theo các tổ hợp tải trọng đã quy định đối với nhà.

Để đảm bảo sự làm việc chung giữa tường ngang và tường dọc, tại tiết diện tiếp giáp giữa hai tường đó trong phạm vi một tầng nhà cần được kiểm tra để chịu lực cắt sau đây:

$$T_{gh} = \frac{QA_{th}yH}{J_{th}}, \qquad (6.7)$$

trong đó: Q - lực cắt tính toán do gió gây ra trong côngxon tại giữa chiều cao tầng nhà đang xét;

H - chiều cao tầng nhà.

Khi khả năng chịu lực cắt của tiết diện tiếp giáp giữa tường dọc và tường ngang không được đảm bảo bằng những biện pháp cấu tạo (bắt mỏ khối xây, đặt chi tiết chôn ngầm...) thì không được xét đến sự làm việc liên hợp giữa các bức tường đó.

Đối với tường ngang, ngoài trường hợp tính toán chịu nén do tải trọng thẳng đứng, còn phải tính toán chịu lực dọc, mômen uốn và lực cắt trong mặt phẳng tường do tải trọng gió gây ra.

Tường ngang được tính toán chịu lực cắt theo công thức:

$$Q \le \frac{1}{\mu} R_{sq} hB, \qquad (6.8)$$

trong đó: R_{sq} - cường độ chịu cắt của khối xây khi chịu lực nén tính toán N (với hệ số vượt tải n = 0.9), $R_{sq} = \sqrt{R_t(R_t + \sigma_0)}$;

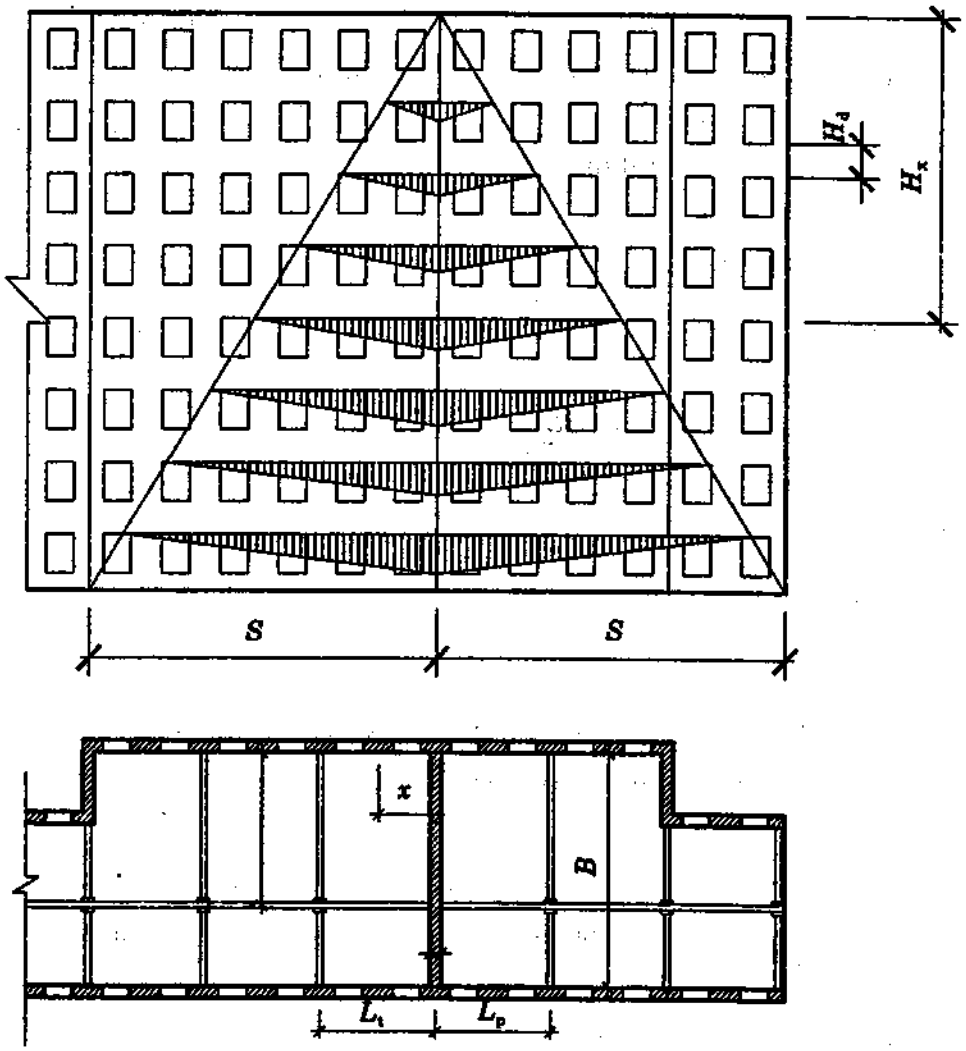
R_t - cường độ chịu kéo tính toán của khối xây;

$\sigma = N/F$;

μ - hệ số xét đến sự phân bố không đều ứng suất tiếp. Đối với tiết diện chữ I, μ = 1,15; đối với tiết diện chữ T, μ = 1,35 và khi không xét đến sự làm việc chung giữa tường ngang và tường dọc, μ = 1,50;

h - chiều dày của tường ngang;

B - chiều dài của tường ngang, khi tường ngang và tường dọc làm việc cùng nhau thì B là khoảng cách giữa trục các tường dọc.

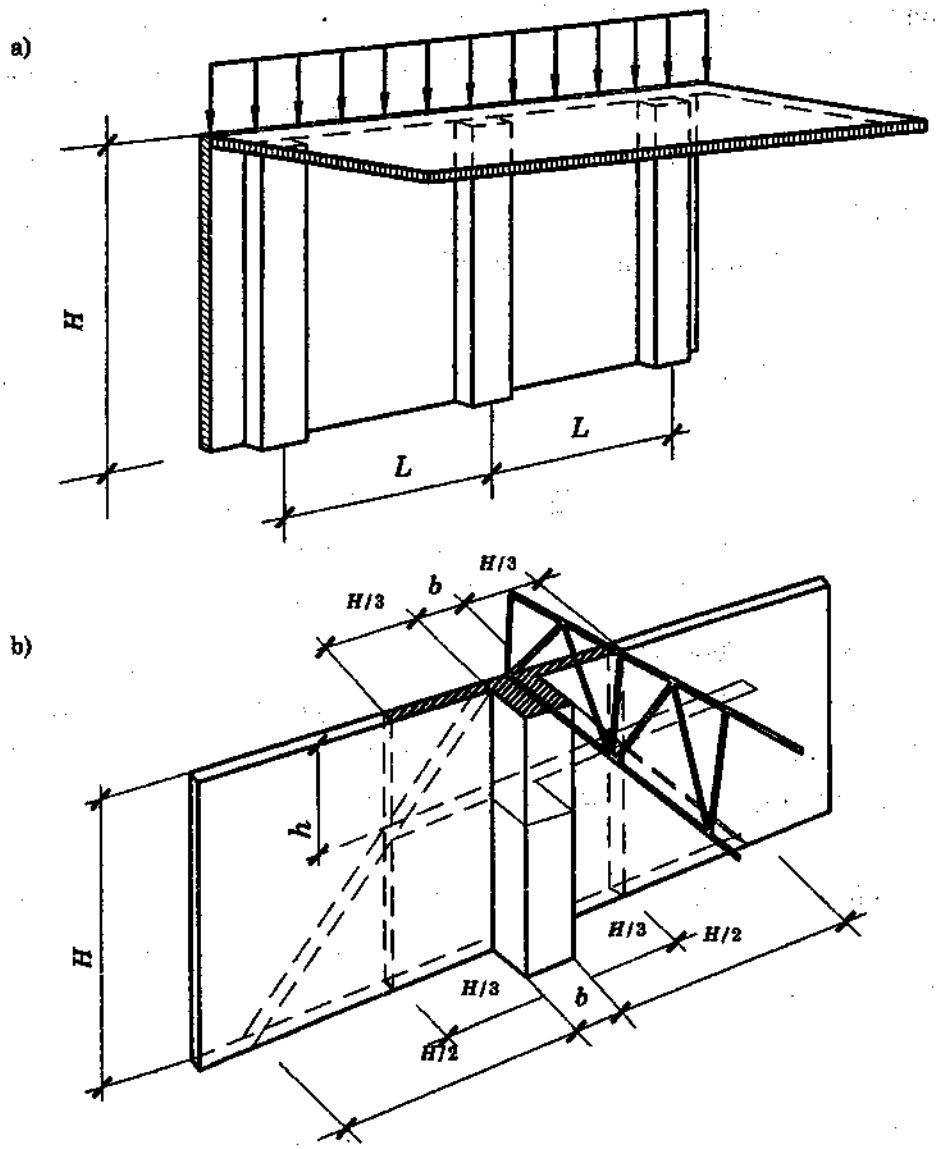


Hình 6.3. Sơ đồ tính uốn tổng thể của nhà

6.4. TÍNH TOÁN TƯỜNG, TRỤ NHÀ CÓ SƠ ĐỒ KẾT CẤU MỀM

Trong những nhà có khoảng cách giữa các kết cấu ổn định ngang lớn hơn trị số ghi trong bảng 6.1 thì khi tính toán tường và trụ, ta cần xét đến tính đàn hồi của gối tựa ở đầu mút trên, nghĩa là nhà được tính theo sơ đồ kết cấu mềm. Thông thường nhà có sơ đồ kết cấu mềm có số tầng không quá một tầng vì nếu không, trong tường có thể phát sinh ra mômen uốn lớn mà khối xây không chịu được.

Tường và trụ nhà có sơ đồ kết cấu mềm được tính như hệ khung khớp có cột là trụ hoặc tường, còn dầm ngang là kết cấu chịu lực mái (dầm, vì kèo...).



Hình 6.4 **Cách xác định tiết diện ngang của nhà có sơ đồ kết cấu mềm**
a) Khi tải trọng truyền đều; b) Khi tải trọng truyền cục bộ.

Tại vị trí gối dầm mái hoặc vì kéo, tường thường được gia cố bằng cách bổ trụ. Do đó, tường chịu lực có tiết diện chữ *T* và chiều rộng tính toán phần cánh của nó được lấy như sau:

a) Khi tải trọng mái được truyền đều lên toàn chiều dài tường (h.6.4a), chiều rộng cánh lấy bằng chiều dài đoạn tường giữa các lỗ cửa; còn khi tường không có lỗ cửa thì lấy bằng khoảng cách giữa trục các bổ trụ đỡ kết cấu mái.

b) Khi tải trọng mái chỉ truyền lên tường qua một tiết diện cục bộ (điểm tựa của dầm hoặc vì kéo) (h.6.4b) thì áp lực truyền xuống sẽ không phân bố đều trên toàn chiều dài phần cánh chữ T. Do đó, trong tính toán, chiều rộng của cánh được lấy thay đổi tăng dần từ trên xuống theo quy luật tam giác, bằng không ở đỉnh tường và bằng $0,5H$ về mỗi phía tính từ mép trụ ở chân tường. Để đơn giản hóa tính toán, cho phép coi gần đúng là tường có tiết diện chữ T với bề rộng cánh không đổi từ đỉnh xuống chân tường, bằng $H/3$ về mỗi phía tính từ mép trụ nhưng không được lớn hơn khoảng cách tới mép lỗ cửa gần nhất.

Khi tính toán tiết diện tường hoặc trụ, ta phải xét hai trường hợp tính toán sau đây:

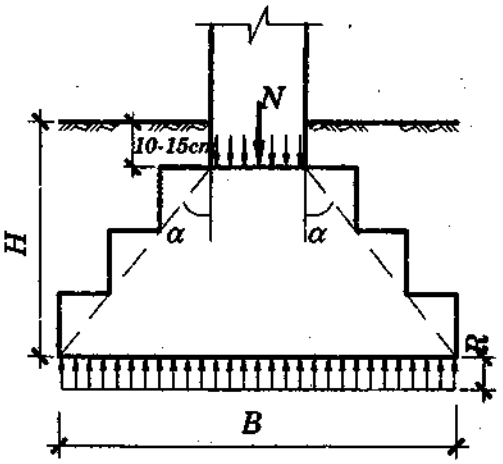
- *Trường hợp chưa thi công xong hệ kết cấu mái*: trong trường hợp này, tường hoặc trụ phải xem như côngxon ngàm trong đất và đầu trên tự do. Tải trọng tác dụng gồm có trọng lượng bản thân, trọng lượng dầm cầu trục (nếu có), tải trọng gió...
- *Trường hợp nhà đã hoàn thành và được đưa vào sử dụng*: trong trường hợp này, tường hoặc trụ được tính toán theo hệ khung khớp có chân ngàm trong đất và đỉnh cột liên kết khớp với dầm mái hoặc vì kèo. Dầm ngang của khung được giả thiết có độ cứng tuyệt đối trong mặt phẳng của nó, còn độ cứng của tường hoặc trụ được tính với môđun đàn hồi $E = 0,8E_0$ (E_0 - môđun đàn hồi ban đầu của khối xây). Việc tính khung sẽ đưa về bài toán giải một hệ khung có một bậc siêu tĩnh.

6.5. MÓNG NHÀ

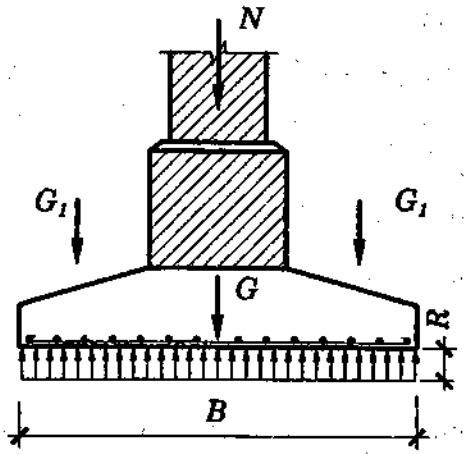
Móng nhà là bộ phận kết cấu dùng để truyền tải trọng của nhà xuống nền. Nhà xây bằng gạch đá, dạng móng thường dùng là móng băng dưới tường. Móng này cũng xây bằng gạch đá hoặc làm bằng bêtông cốt thép.

Thông thường, với nhà có sơ đồ kết cấu cứng, móng được xem như chịu tải trọng trung tâm. Kích thước đáy móng được xác định theo cường độ tính toán và biến dạng của đất nền. Tuy nhiên thực tế cho thấy đối với những nhà bình thường, nếu dưới tác dụng của tải trọng tiêu chuẩn, áp lực trung bình lên đất nền không vượt quá cường độ tính toán của đất nền thì không cần tính toán theo biến dạng. Do đó, diện tích đế móng chịu tải trọng trung tâm được xác định theo biểu thức:

$$F \geq \frac{N_n + G_n}{R}. \qquad (6.9)$$



Hình 6.5. Cấu tạo móng cứng



Hình 6.6. Cấu tạo móng mềm

Và chiều rộng của móng băng được xác định theo biểu thức:

$$B = \frac{F}{L} \geq \frac{N_n + G_n}{RL}, \qquad (6.10)$$

trong đó: F - diện tích đế móng;

N_n - lực dọc do tải trọng tiêu chuẩn;

G_n - trọng lượng bản thân móng và đất đắp trên móng;

R - cường độ chịu nén tính toán của đất nền;

L - chiều dài tường chịu lực (chiều dài móng) của nhà.

Căn cứ vào vật liệu làm móng, ta phân ra hai loại *móng cứng* và *móng mềm*.

1. Móng cứng (h.6.5)

Do cường độ chịu nén của đất nền thường thấp hơn cường độ chịu nén của khối xây nên chiều rộng của đáy móng B phải lớn hơn chiều dày b của tường. Lực nén từ tường xuống đáy móng theo góc α. Trong phạm vi góc α, khối xây không thể bị phá hoại bởi ứng suất kéo hay ứng suất trượt vì tỷ số giữa chiều cao móng và phần vươn ra rất lớn. Do đó móng được gọi là móng cứng, trị số giới hạn của góc α gọi là góc cứng. Để thuận tiện cho thi công, móng gạch đá được xây thành hình bậc thang, tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng bậc không nhỏ hơn trị số $cotg\alpha$. Góc α dao động từ 29 đến 33 độ.

Trị số của góc cứng phụ thuộc vào vật liệu làm móng. Với khối xây đá tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng bậc thường lấy bằng 2.

Để tránh những va chạm có thể làm hư hại móng, đỉnh móng nên thấp hơn mặt đất 10 – 15 cm. Chiều rộng đỉnh móng phải lớn hơn chiều rộng tường 5 – 15 cm.

Về chiều sâu đặt móng, ngoài việc thỏa mãn yêu cầu về góc cứng, còn phải căn cứ vào tình hình địa chất thủy văn cụ thể của nơi xây dựng. Song trong bất cứ trường hợp nào (trừ nền đá và nền gia cố bằng đệm cát), chiều sâu đặt móng không được nhỏ hơn 50 cm so với mặt đất thiên nhiên.

2. Móng mềm (h.6.6)

Nếu vì một lý do nào đó, móng không thể đặt sâu được và đoạn vươn ra của đáy móng vượt ra ngoài phạm vi góc cứng thì biến dạng uốn của móng sẽ lớn, loại móng này gọi là móng mềm. Vì trong móng mềm có ứng suất kéo nên móng phải làm bằng bêtông cốt thép, trong dó cốt thép được đặt ở vùng chịu kéo.

Móng mềm hay được dùng trong nhà có tải trọng lớn và xây trên nền đất yếu. So với giải pháp móng cứng, móng mềm có ưu điểm là giảm bớt nhiều chi phí đào đắp và đảm bảo ổn định theo phương dọc nhà nếu như cốt thép dọc cấu tạo được bố trí một cách hợp lý.

6.6. LANHTÔ, TƯỜNG TREO, BẢN ĐỆM VÀ GIẰNG TƯỜNG

6.6.1. Lanhtô

Thông thường lanhtô trên các lỗ cửa sổ và cửa đi trong nhà xây gạch được làm bằng bêtông cốt thép lắp ghép.

Tuy nhiên người ta cũng có thể làm lanhtô bằng gạch đá: hoặc là loại lanhtô xây bằng dưới dạng những hàng xây nằm ngang với vữa số hiệu cao (không thấp hơn 25) đặt cốt thép, hoặc là loại lanhtô cuốn vòm bằng vỉa gạch đứng.

So với lanhtô bêtông cốt thép lắp ghép, lanhtô gạch đá có nhược điểm là nặng nề và thi công khó hơn.

Đối với loại lanhtô xây bằng, để tránh không cho gạch đá ở hàng xây dưới cùng rơi xuống, người ta đặt cốt thép cấu tạo nằm trong lớp vữa dày 2-3cm trát bên dưới hàng này; theo chiều dày tường, cứ cách 110 mm đặt một thanh thép dọc có đường kính không nhỏ quá 10 mm.

Các lanhtô gạch đá được tính toán với tải trọng do trọng lượng của dải khối xây chưa khô cứng cao bằng 1/3 khẩu độ của lanhtô và tải trọng do sàn hoặc dầm đặt bên trên truyền xuống. Trong trường hợp sàn và dầm đặt cao hơn lanhtô

một khoảng không nhỏ hơn khẩu độ lanhtô (chiều rộng lỗ cửa) thì không cần xét đến tải trọng do sàn và dầm truyền xuống.

Ngoài những tải trọng kể trên, trong trường hợp cần thiết, lanhtô phải tính toán theo lực cắt và mômen uốn có thể sinh ra do tải trọng ngang (gió, động đất, ...) tác dụng vào nhà (xem phần tính nhà theo sơ đồ kết cấu mềm). Đối với loại lanhtô cuốn vòm còn phải kiểm tra chân vòm chịu lực đẩy. Lực đẩy tại chân lanhtô được xác định theo điều kiện bằng không của mômen của tất cả các lực đối với tiết diện đỉnh vòm.

Khẩu độ cho phép lớn nhất của lanhtô xây bằng, lanhtô uốn vòm cho trong bảng 6.5

Bảng 6.5. **Khẩu độ cho phép lớn nhất của lanhtô (m) khi số hiệu gạch đá ≥ 75**

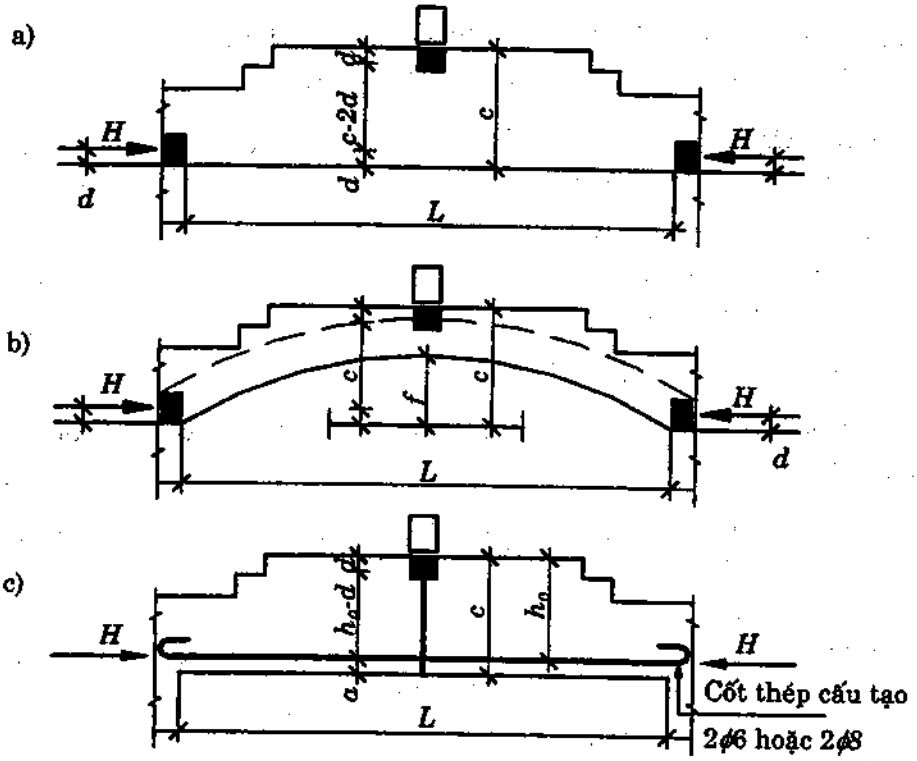
Số hiệu vữa	*Lanhtô*			
	Xây bằng	*Xây cuốn bằng*	*Cuốn vòm khi chiều cao của vòm*	
			1/8 – 1/12 khẩu độ	*1/5–1/8 khẩu độ*
50 – 100	2,0	2,0	3,5	4,0
25	1,75	1,75	2,5	3,0
10	-	1,5	2,0	2,5
4	-	1,25	1,75	2,25

Chiều cao cấu tạo thấp nhất của lanhtô xây bằng, lanhtô uốn vòm (tính theo tỷ số với khẩu độ của lanhtô, cho trong bảng 6.6).

Bảng 6.6. **Chiều cao thấp nhất của lanhtô**

Số hiệu vữa	*Lanhtô*			
	Xây bằng gạch	*Xây bằng đá*	*Cuốn bằng*	*Cuốn vòm*
≥ 25	0,25	0,33	0,12	0,06
25	-	-	0,16	0,08
10	-	-	0,20	0,10

Chiều cao cấu tạo của lanhtô xây bằng là chiều cao của dải khối xây được xây với vữa số hiệu cao (chiều cao này không được thấp hơn bốn hàng khối xây gạch hoặc ba hàng khối xây đá). Đối với lanhtô cuốn bằng và lanhtô cuốn vòm, chiều cao cấu tạo là chiều cao của dải khối xây xây vỉa đứng.



Hình 6.7. **Sơ đồ tính toán lanhtô**
a) Lanhtô xây bằng; b) Lanhtô cuốn vòm;
c) Thép cấu tạo tại đáy lanhtô.

Trị số lực đạp tại chân lanhtô được xác định theo các công thức sau:

- Trong các lanhtô không có thanh kéo (h.6.7a,b)

$$H = \frac{M}{c - 2d}. \qquad (6.11)$$

- Trong các lanhtô có thanh kéo (h.6.7c)

$$H = \frac{M}{h_0 - d}. \qquad (6.12)$$

trong đó: M - mômen uốn lớn nhất trong lanhtô được xác định như với dầm đơn giản của gối khớp;

C - chiều cao tính toán của lanhtô được lấy như sau: đối với lanhtô xây bằng tính bằng khoảng cách từ đáy lanhtô đến cao trình tựa của sàn hoặc dầm (h.6.7a), khi lanhtô chịu tải trọng bản thân, chiều cao tính toán lấy bằng 1/3 khẩu độ. Đối với lanhtô cuốn vòm lấy bằng khoảng cách từ cao trình chân vòm đến cao trình gối tựa của sàn hoặc dầm (h.6.7b);

d - khoảng cách từ hợp lực của áp lực tại khóa vòm đến đỉnh lanhtô và từ hợp lực tại chân vòm đến đáy lanhtô. Khoảng cách d được xác định theo tỷ số với chiều cao tính toán C của lanhtô cho trong bảng 6.5.

***Bảng 6.7.* Tỷ số *d/c* của lanhtô**

Số hiệu vữa	*Lanhtô*	
	≥ 75	≤ 50
100	0,1	-
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,20	0,25
4	0,25	0,30

6.6.2. Tường treo

Tường treo là loại tường cao, bên dưới có dầm đỡ tựa trên cột.

Tường treo thường gặp dưới dạng tường nhà công nghiệp nằm trên dầm móng hoặc ở những nhà có tường ngang chịu lực ở các tầng trên nhưng tầng dưới thông phòng, trong đó tải trọng sàn các tầng trên được truyền qua dầm ngang vào dầm đỡ rồi xuống cột...

Kết quả nghiên cứu cho biết tường treo có thể được xem như một nền đàn hồi chịu tải trọng tập trung là các phản lực gối tựa tác dụng lên dầm đỡ. Khi đó trong đoạn tường gần gối tựa sẽ xuất hiện áp lực phân bố và chiều dày đoạn tường này phụ thuộc vào độ cứng của dầm. Vì vậy tường treo phải được kiểm tra về nén cục bộ tại vùng trên gối tựa.

Trong trường hợp này, ta thay thế dầm đỡ tường bằng một dải khối xây quy ước có độ cứng tương đương với dầm. Chiều cao của dải khối xây quy ước xác định theo công thức:

$$h_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E'J'}{Eb}}, \qquad (6.13)$$

trong đó: $E'J'$ - độ cứng của dầm đỡ, nếu là dầm bêtông cốt thép,

$E'J' = 0{,}85E_bJ'$ (E_b - môđun đàn hồi của bêtông);

E - môđun biến dạng của khối xây;

b - chiều dày tường.

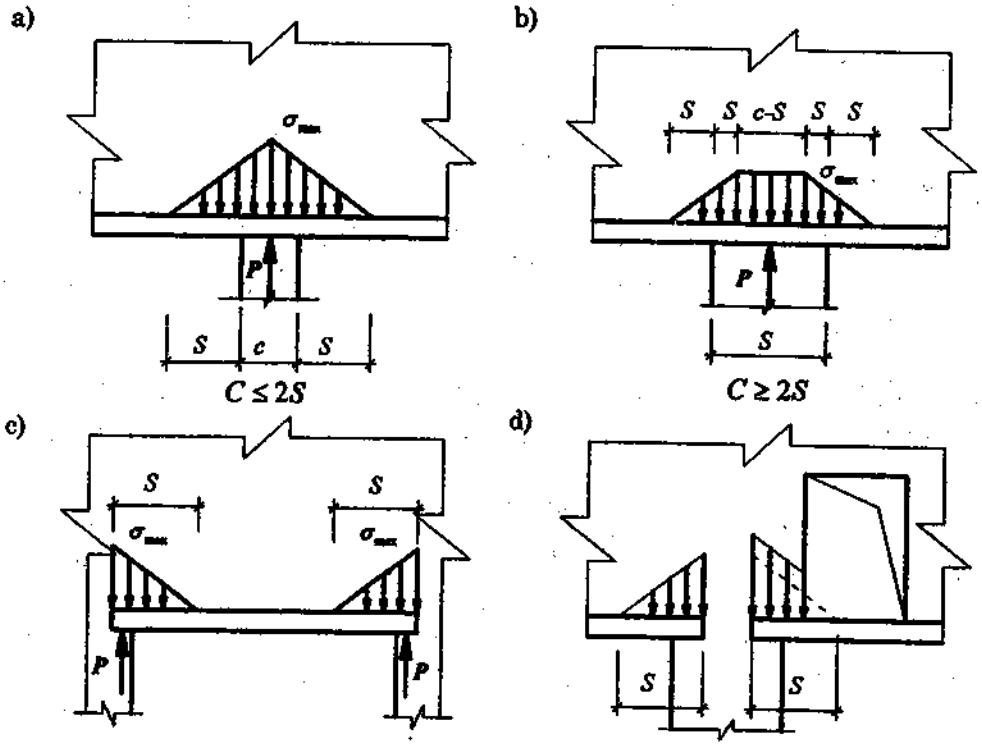
Khi dầm đỡ tường là dầm liên tục, chiều dài của đoạn tường chịu áp lực phân bố lấy bằng $S = 1{,}57h_0$ về mỗi phía của mép gối tựa. Hình dạng của biểu đồ áp lực tùy thuộc vào chiều rộng C của gối tựa và trị số ứng lực lớn nhất có thể xác định theo điều kiện cân bằng của biểu đồ áp lực với phản lực gối tựa.

- Khi $C \le 2S$,biểu đồ áp lực có dạng tam giác (h.6.8a), trị số ứng lực lớn nhất là:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{(c+2S)b}. \qquad (6.14)$$

- Khi $C \le 2S$, biểu đồ áp lực có dạng hình thang (h.6.8b), trị số ứng lực lớn nhất là:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{Cb}. \qquad (6.15)$$



Hình 6.8. **Biểu đồ áp lực trong khối xây của tường treo cho các trường hợp gối tựa khác nhau**

Tại gối biên của dầm liên tục hoặc khi dầm đỡ tường chỉ có một nhịp, biểu đồ áp lực trong khối xây có dạng tam giác vuông (h.6.8c) chiều dài của biểu đồ áp lực $S = 1{,}2h_0$, trị số ứng lực lớn nhất là:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{Sb} = 1{,}67\frac{P}{h_0 b} \qquad (6.16)$$

Nếu trong phạm vi biểu đồ áp lực có lỗ cửa đặt sát mép trên của dầm trị số ứng lực trong khối xây của tường treo sẽ tăng lên (h.6.8d). Biểu đồ áp lực hình tam giác sẽ biến thành hình thang sao cho phần diện tích biểu đồ tam giác bị choán bởi lỗ cửa bằng diện tích biểu đồ áp lực phụ thêm vào phần còn lại của biểu đồ. Điều đó cho thấy việc đặt cửa sổ và cửa đi tại vùng gần gối tựa của dầm đỡ tường là bất lợi đối với sự làm việc của tường treo. Vì vậy lỗ cửa trong các tường treo nên bố trí ở giữa nhịp của dầm đỡ tường.

Sau khi có biểu đồ áp lực, ta cần kiểm tra khối xây ở những vùng gần gối tựa của dầm đỡ tường theo khả năng chịu nén cục bộ. Nếu khả năng chịu nén cục bộ của tường treo không đủ thì khối xây phải gia cố bằng cách đặt cốt thép lưới trong đó.

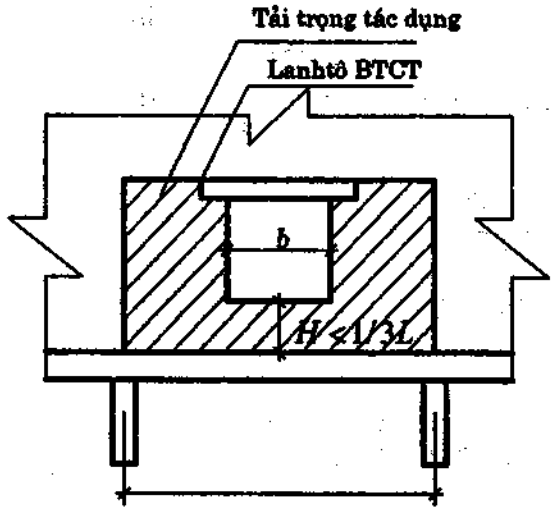
Dầm đỡ tường bêtông cốt thép (có thể dùng dầm đỡ tường bằng thép hình) được tính toán theo hai trường hợp đặt tải trọng như sau:

a. Tải trọng tác dụng trong giai đoạn thi công

Lấy bằng trọng lượng của dải khối xây khi chưa khô cứng cao bằng 1/3 khẩu độ của dầm. Nếu trong tường treo có lỗ cửa và khi chiều cao khối xây dưới lỗ cửa nhỏ hơn 1/3 khẩu độ dầm đỡ tường (h.6.9), ta phải xét đến trọng lượng của mảng tường tính tới cao trình mặt trên của lanhtô bêtông cốt thép trên lỗ cửa.

b. Tải trọng tác dụng sau khi nhà đã xây dựng xong

Những tải trọng này được xác định theo biểu đồ áp lực khi tính tường treo chịu nén cục bộ.



Hình 6.9. **Tải trọng trong tường treo có lỗ cửa**

Thông thường tải trọng tác dụng trong giai đoạn thi công gây ra mômen uốn lớn nhất trong dầm đỡ tường, còn tải trọng tác dụng sau khi nhà đã xây dựng xong gây

ra lực cắt lớn nhất. Để giảm bớt mômen uốn trong giai đoạn thi công, người ta thường bố trí các thanh chống làm gối tựa tạm thời cho dầm đỡ tường và sẽ dỡ bỏ đi sau khi vữa trong khối xây đã đạt được cường độ thiết kế.

6.6.3. Bản đệm

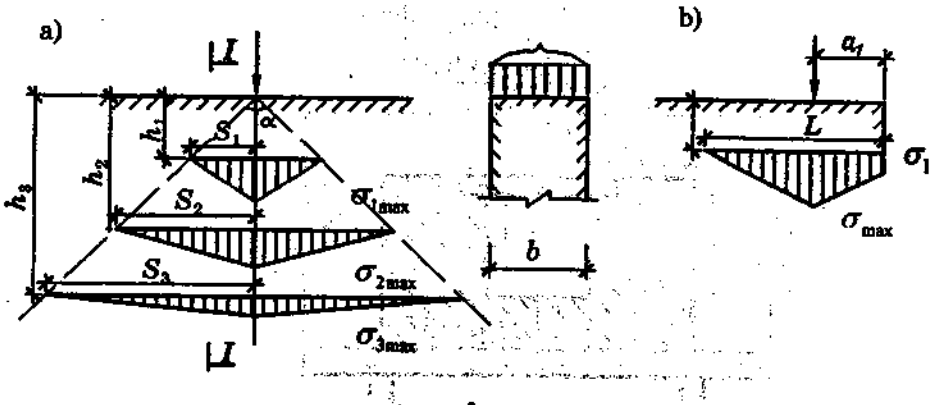
Để tránh cho khối xây bị phá hoại do nén cục bộ bởi các tải trọng tập trung (tại vị trí gối dầm, vì kèo lên tường hoặc trụ), người ta thường bố trí tại đó bản đệm hoặc dầm đệm bằng bêtông cốt thép hoặc thép.

Khi xác định ứng lực trong khối xây dưới đáy bản đệm hay dầm đệm, những kết cấu đệm này được thay thế bằng một dải khối xây tương đương theo độ cứng. Chiều cao của dải khối xây được tính theo công thức đã trình bày trong phần tường treo.

Nếu dầm đệm hoặc bản đệm có tiết diện hình chữ nhật với chiều cao h' và chiều rộng bằng chiều dày tường thì chiều cao của dải khối xây tương đương có thể xác định theo công thức đơn giản hơn dưới đây:

$$h_0 = 0{,}9h'\sqrt[3]{\frac{E'}{e}}. \qquad (6.17)$$

Sau khi đã thay thế kết cấu đệm bằng dải khối xây tương đương có chiều cao h_0 thì ứng lực và hình dạng biểu đồ áp lực trong khối xây tại tiết diện dưới đáy kết cấu đệm có thể xác định theo lời giải lý thuyết đàn hồi đối với trường hợp tải trọng tập trung đặt trên bán mặt phẳng (h.6.10a).



Hình 6.10. **Biểu đồ phân bố áp lực dưới kết cấu đệm**
a) Áp lực tại vùng giữa tường; b) Áp lực tại đầu tường.

Tại các vị trí xa mép biên, ứng lực lớn nhất trong khối xây được tính theo công thức sau:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{\pi hb} - 0{,}64\frac{P}{hb}, \qquad (6.18)$$

trong đó: P- tải trọng tập trung;

h - khoảng cách giữa tải trọng và tiết diện đang xét;

b - chiều dày tường.

Cân bằng biểu đồ áp lực với tải trọng tập trung ta xác định được bán kính ảnh hưởng của tải trọng.

$$s = \frac{\pi h}{2} = 1{,}5h. \qquad (6.19)$$

Góc phân bố áp lực $\alpha = arctg(S/h) = 57{,}5^0$. Ở ngoài góc phân bố áp lực, ảnh hưởng của tải trọng là không đáng kể, có thể bỏ qua.

Nếu lực tập trung đặt gần mép biên của tiết diện khối xây, cách một khoảng $a_1 < S$, thì ứng lực lớn nhất σ_{max}, ứng lực tại mép biên tiết diện σ_1 và chiều dài L của toàn bộ biểu đồ áp lực có thể xác định gần đúng, phụ thuộc vào tỷ số a_1/h, theo bảng 6.6.

Bảng 6.8. **Trị số ứng lực σ_{max}, σ_1 và chiều dài L của biểu đồ áp lực trong khối xây dưới tác dụng của tải trọng tập trung đặt tại mép biên tiết diện (xem hình 6.10b)**

a_1/h	σ_{max}	σ_1	L
0	$2{,}14\frac{P}{hb}$	$2{,}14\frac{P}{hb}$	$0{,}94h$
0,2	$1{,}43\frac{P}{hb}$	$1{,}24\frac{P}{hb}$	$1{,}22\,h$
0,4	$1{,}11\frac{P}{hb}$	$0{,}82\frac{P}{hb}$	$1{,}50\,h$
0,6	$0{,}93\frac{P}{hb}$	$0{,}57\frac{P}{hb}$	$1{,}78\,h$
0,8	$0{,}82\frac{P}{hb}$	$0{,}40\frac{P}{hb}$	$2{,}06\,h$
1,0	$0{,}73\frac{P}{hb}$	$0{,}27\frac{P}{hb}$	$2{,}34\,h$
1,2	$0{,}68\frac{P}{hb}$	$0{,}16\frac{P}{hb}$	$2{,}62\,h$
1,4	$0{,}64\frac{P}{hb}$	$0{,}06\frac{P}{hb}$	$2{,}90\,h$

Ghi chú: Với trị số trung gian của tỷ số a_1/h các giá trị σ_{max}, σ_1, L được xác định theo phép nội suy.

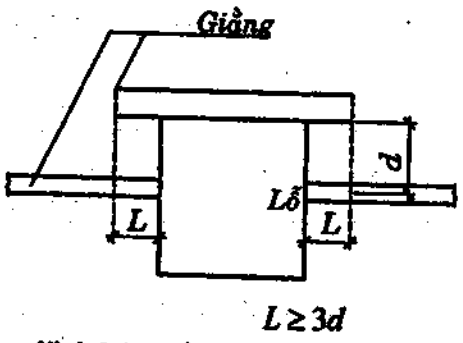
Về phần kết cấu đệm cần phải kiểm tra theo mômen uốn và lực cắt dưới tác dụng của tải trọng cục bộ đặt trên nó và phản lực của khối xây theo biểu đồ áp lực bên dưới kết cấu đệm. Ngoài ra, kết cấu đệm còn phải kiểm tra theo nén cục bộ do tải trọng cục bộ đặt trên nó. Đối với bản đệm bêtông cốt thép tại vị trí gối tựa bản đệm của dầm, vì kèo, xà gồ, bản phải có chiều dày là bội số của chiều cao hàng xây gạch nhưng không nhỏ hơn 14cm và đặt hai lớp lưới thép. Tổng số lượng thép không ít hơn 0.5% thể tích của bản.Khối xây tường đặt trên bản đệm chỉ được thi công sau khi đã đặt bản. Không cho phép đặt bản đệm vào trong những hốc chừa sẵn trong khối xây tường.

6.6.4. Giằng tường

Giằng tường bêtông cốt thép là một biện pháp kỹ thuật có hiệu quả dùng để đảm bảo độ cứng liền khối của kết cấu gạch đá và chịu những ứng lực kéo có thể phát sinh khi nhà bị lún không đều.

Do sự phân bố địa tầng của nền đất yếu rất khác nhau nên công trình có thể bị uốn lên hoặc bị uốn xuống. Do đó, giằng tường phải được bố trí ít nhất là ở trên đỉnh tường và dưới chân tường. Theo kết quả tính toán, khi tường không cao lắm (dưới 10 m), việc bố trí hai giằng tường vừa nêu là đủ. Thông thường, giằng tường được bố trí tại cao trình của sàn các tầng. Nếu sàn nhà làm bằng bêtông cốt thép đổ tại chỗ và phủ bao trùm lên toàn bộ tường ngoài thì có thể không cần thêm giằng tường nữa.

Trên cùng một cao trình, giằng tường nên đổ liền để đảm bảo tính liên kết của nó. Tại góc tường và tại những chỗ nối giằng tường phải gia cố vững chắc để tránh nứt. Nếu vì một lý do nào đấy, trên chiều dài giằng tường không bố trí được trên cùng một cao trình thì phải thiết kế trụ bêtông cốt thép nối liền giằng tường ở hai cao trình khác nhau hoặc bố trí so le như trên hình 6.11, với $L > 3d$.



Hình 6.11. Giằng tường bố trí sole

6.7. TƯỜNG CHẮN ĐẤT

Tường chắn đất là loại kết cấu dùng để chắn đỡ áp lực đẩy của đất hoặc các loại vật liệu rời, ngăn ngừa không cho chúng sụt lở ra phía bên ngoài. Trong xây dựng dân dụng và công nghiệp tường chắn đất được dùng khi xây dựng công

trình ở vùng đồi núi, vùng bờ biển. Tường chắn đất được xây bao quanh công trình để đề phòng đất nền bị trượt hoặc sụt lở. Ngoài ra tường chắn đất còn được dùng nhiều trong các công trình thủy lợi, các cầu tầu, bến cảng, các công trình giao thông.

Ưu điểm của tường chắn đất bằng gạch đá là rất ổn định (do trọng lượng bản thân lớn).

6.7.1. Cấu tạo chung của tường chắn đất bằng gạch đá (tường trọng lực)

So với tường chắn đất bằng bêtông cốt thép, tường chắn đất bằng gạch đá thích hợp khi chiều cao tường không quá lớn, vì nếu chiều cao lớn quá, thể tích khối xây sẽ tăng rất nhiều. Khi lựa chọn phương án, ngoài điều kiện kinh tế còn phải xét đến tình hình vật liệu địa phương và những điều kiện kĩ thuật khi thi công tại hiện trường.

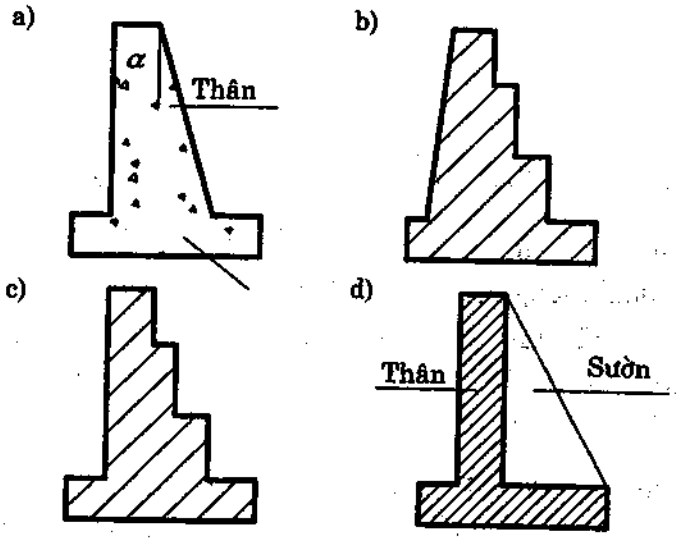
Tường chắn đất thường trực tiếp ở ngoài trời, chịu tác động của biến thiên nhiệt độ, của mưa gió đồng thời tường chắn đất thường có chiều dài nhất định nên phải thiết kế khe biến dạng. Khoảng cách giữa các khe biến dạng lấy từ 20 đến 30m. Nếu tường chắn đất nằm trên nền đất có tình trạng địa chất thay đổi thì phải thiết kế khe lún.

Vật liệu làm tường chắn thường là gạch đá hoặc bêtông. Những vật liệu này có đặc điểm là chịu nén tốt nhưng chịu nén kém, cho nên phải chọn hình dạng của tường sao cho không xuất hiện lực kéo và lực cắt lớn trong tường. Khi thiết kế thường nhằm lợi dụng trọng lượng bản thân của tường chắn đất để đảm bảo ổn định. Loại tường chịu lực nhờ vào trọng lượng bản thân gọi là tường chắn đất dạng trọng lực.

Tường chắn đất dạng trọng lực thường được cấu tạo gồm hai phần: *thân tường* và *móng tường* (h.6.12).

Thân tường thường chọn có chiều dày thay đổi, phía trên có tiết diện nhỏ, phía dưới tiết diện được mở rộng. Đối với tường bằng bêtông, mặt trong thân tường thường làm dốc nghiêng (h.6.12a). Đối với tường bằng gạch đá để thuận tiện thi công, mặt ngoài thường xây thành dốc nghiêng hoặc thẳng đứng, mặt trong xây giật cấp thành bậc thang tạo thành những bệ chứa đất làm tăng ổn định cho tường (h.6.12b,c). Khi chiều cao của tường chắn đất không lớn, thân tường có thể chọn chiều dày không đổi, để tăng cường khả năng chịu lực có thể bố trí thêm sườn đứng (h.6.12d). Chiều rộng đỉnh tường xác định theo điều kiện thi công và vật liệu. Với tường xây bằng đá hộc, chiều rộng đỉnh tường thường là 0,5 m.

Chiều rộng chân tường thường được xác định theo khả năng chịu lực của tiết diện nằm trên mặt móng. Trong trường hợp thông thường khi không cho phép xuất hiện ứng suất kéo thì chiều rộng chân tường có thể lấy bằng 1/2 chiều cao tường.

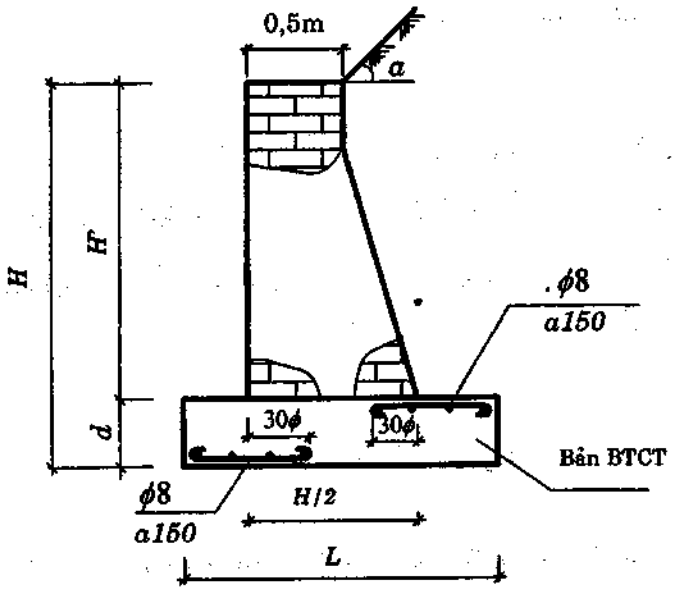


Hình 6.12. **Các dạng tường chắn đất**

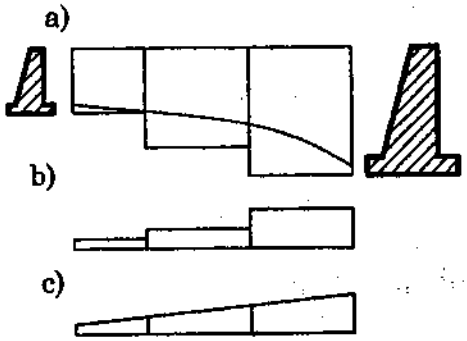
Kích thước của móng tường chắn đất được chọn sao cho ứng suất dưới đáy móng không lớn hơn cường độ của nền. Khi khả năng chịu lực của nền tương đối yếu, do sự chênh lệch áp lực đất nền tại hai mép trong và ngoài của móng có thể sinh ra lún không đều, tường có thể bị nghiêng. Trong trường hợp này có thể dùng bản bêtông cốt thép để làm móng. Bản đế móng được mở rộng ra phía trước để áp lực nền phân bố đều hơn. Cốt thép đặt trong bản đế phải được tính toán và neo sâu vào thân tường một đoạn bằng 30 lần đường kính (h.6.13).

Do sự thay đổi của địa hình, dọc theo chiều dài của tường chắn đất đôi khi phải thiết kế tường có chiều cao khác nhau và tiết diện ngang của tường cũng phải thay đổi tương ứng (h.6.13). Thường giải quyết bằng hai cách.

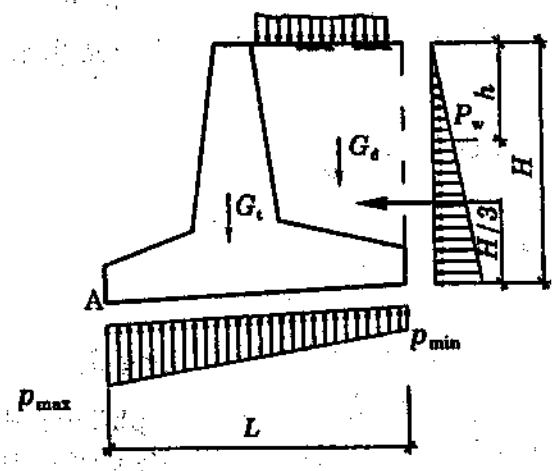
- *Cách thứ nhất:* chia chiều dài của tường thành một số đoạn có chiều cao khác nhau (h.6.14a) hoặc thành những đoạn tường có cùng chiều cao đáy, như vậy tường có dạng bậc thang (h.6.14b).
- *Cách thứ hai:* thay đổi chiều cao tường dần dần, mặt bằng tường có dạng đường nghiêng không biến đổi đột ngột (h.6.14c).



Hình 6.13. **Bản đế móng**



Hình 6.14. **Bố trí tường theo địa hình thay đổi**
a) Cùng chiều cao b) Khác chiều cao
c) Chiều cao thay đổi từ từ



Hình 6.15. **Sơ đồ tải trọng tác dụng lên tường chắn đất**

6.7.2. Tính toán tường chắn đất

a. Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên tường chắn đất (h.6.15) bao gồm:

- Trọng lượng bản thân của tường G_t đặt tại trọng tâm của tường.
- Áp lực ngang của đất tác dụng lên lưng tường phân bố theo quy luật tam giác, xác định theo các công thức cơ học đất.

Tại tiết diện h bất kỳ

$$p_h = \gamma h tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (6.20)$$

trong đó: p_h - áp lực ngang tại tiết diện h tính trên một đơn vị diện tích, (xem hình 6.15);

γ - trọng lượng thể tích của đất;

h - khoảng cách từ mặt đất đến tiết diện tính toán;

φ - góc ma sát trong của đất.

Tổng áp lực bên chính là diện tích hình tam giác, bằng

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (6.21)$$

trong đó: E (kG/m) - tổng áp lực bên tính trên đơn vị dài đặt tại trọng tâm biểu đồ áp lực;

H - chiều cao của tường chắng đất tính từ đỉnh tường đến đáy móng.

Khi trên mặt đất còn có hoạt tải q tác dụng, các công thức (6.20), (6.21) sẽ có dạng:

$$p_h = (\gamma h + q)tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (6.22)$$

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2 + q\right)tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (6.23)$$

- Trọng lượng bản thân khối đất đè lên bản đáy móng G_d.

Dưới tác dụng của tải trọng, tường chắn đất có thể bị phá hoại hoặc mất khả năng sử dụng theo các dạng sau: trượt theo nền về phía trước, lật xung quanh mép trước của đáy móng, bị nghiêng do nền đất đáy móng bị phá hoại, bản

thân tường chắn bị phá hoại do không đủ khả năng chịu lực. Khi thiết kế phải đảm bao sao cho không xảy ra một dạng phá hoại nào.

b. Tính toán kiểm tra ổn định và trượt

Dưới tác dụng của các loại tải trọng đứng tại mặt tiếp xúc giữa đáy móng của tường chắn và đất nền sẽ phát sinh lực ma sát. Lực ma sát này chống lại sự trượt do áp lực ngang gây ra. Điều kiện để tường chắn đất khỏi bị trượt là

$$\frac{\sum Gf}{E} \geq 1{,}2, \tag{6.24}$$

trong đó: $\sum G$ - tổng các tải trọng đứng tính trên một đơn vị dài bao gồm trọng lượng tường G_t, trọng lượng đất $G_đ$ và hoạt tải bên trên nếu có;

f - hệ số ma sát giữa đáy móng và đất nền lấy trong khoảng 0,3-0,6 tùy thuộc vào nền đất.

c. Tính toán kiểm tra chống lật

Dưới tác dụng của áp lực ngang, tường chắn đất có thể bị lật quanh mép trước của đáy móng (điểm A hình 6.15). Điều kiện để tường chắn đất khỏi bị lật là:

$$\frac{M_g}{M_1} > 1{,}5, \tag{6.25}$$

trong đó: M_g - mômen chống lật do mọi tải trọng đứng lấy đối với điểm A;

M_1 - mômen lật do áp lực ngang E gây ra đối với điểm A.

d. Tính toán kiểm tra áp lực nền lên đáy móng

Các loại tải trọng đứng và tải trọng ngang gây nên phản lực nền tác dụng lên đáy móng tường chắn đất. Biểu đồ áp lực có dạng hình thang hoặc tam giác. Điều kiện cường độ đảm bảo cho nền đất không bị phá hoại là:

$$p_0 = \frac{\sum G}{F} \leq R; \tag{6.26}$$

$$p_{max} = \frac{\sum G}{F} + \frac{\sum M}{W} \leq 1{,}2R; \tag{6.27}$$

$$p_{min} = \frac{\sum G}{F} - \frac{\sum M}{W} > 0, \tag{6.28}$$

trong đó: p_0 - áp lực trung bình;

p_{max} - áp lực lớn nhất tại mép ngoài của móng;

p_{min} - áp lực nhỏ nhất tại mép trong của móng;

$\sum G$ - tổng các tải trọng thẳng đứng;

$\sum M$ - tổng mômen của các lực tác dụng lấy đối với tâm đáy móng;

F, W - diện tích và mômen quán tính tiết diện đáy móng tính trên một đơn vị dài;

R - cường độ tính toán của đất nền.

e. Kiểm tra khả năng chịu lực của tường

Tính toán khả năng chịu lực của tường chắn đất dạng trọng lực chủ yếu là kiểm tra cường độ của thân tường và của móng. Dưới tác dụng của các tải trọng đứng và tải trọng ngang, tường chịu nén lệch tâm.

Theo chiều cao tường, tiết diện ngang và tải trọng tác dụng đều thay đổi. Trong thực tế chỉ cần kiểm tra tiết diện đáy thân tường và tiết diện ở một vài cao trình khác.

Việc kiểm tra cường độ tiến hành theo trường hợp cấu kiện gạch đá chịu nén lệch tâm (đã trình bày ở chương 4)

Khi độ lệch tâm của lực dọc $e_0 \geq 0,7y$ còn phải kiểm tra tiết diện theo mở rộng khe nứt (y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu nén nhiều). Ngoài ra, để đảm bảo sự làm việc an toàn của tường cần phải hạn chế độ lệch tâm như sau:

$e_0 \leq 0,9y$ khi tính toán với tổ hợp cơ bản;

$e_0 \leq 0,95y$ khi tính toán với tổ hợp phụ.

Trong mọi trường hợp, khoảng cách từ điểm đặt của lực dọc đến mép tiết diện chịu nén nhiều nhất không được nhỏ hơn 2 cm.

Tính toán móng tường chắn cũng giống như tính toán móng dưới tường của nhà. Khi dùng bản bêtông cốt thép làm đế móng, phần đua ra của móng tính như cấu kiện côngxon, từ đó xác định lượng cốt thép cần thiết.

7 KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP CHÈN GẠCH

7.1. KHÁI NIỆM CHUNG

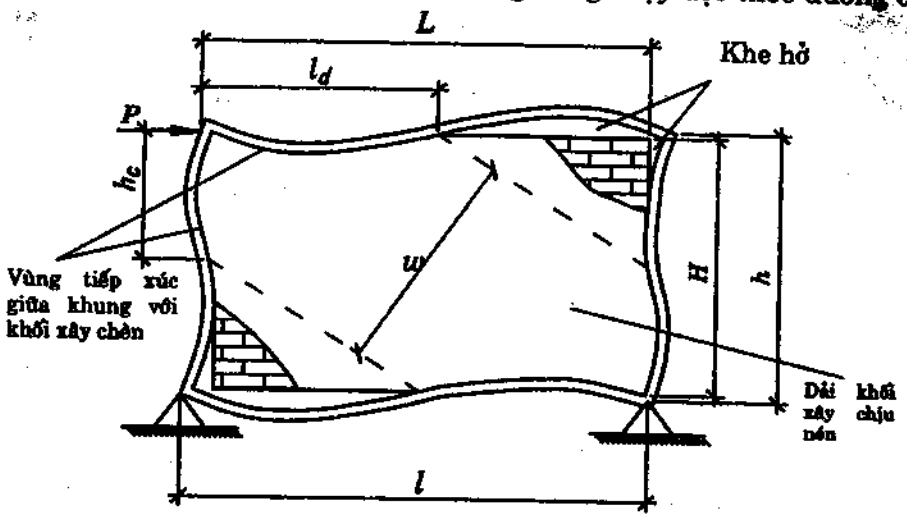
Trong thực tế xây dựng hiện nay ở nước ta cũng như ở nước ngoài khối xây chèn trong khung bêtông cốt thép (BTCT) được sử dụng khá phổ biến. Trên cơ sở các kết qủa nghiên cứu thực nghiệm của các nước cũng như ở trong nước cho thấy độ cứng của khung BTCT chèn gạch chịu lực trong mặt phẳng của nó lớn hơn khung không chèn gạch nhiều lần [3]. Từ những kết quả nghiên cứu thực nghiệm này người ta thấy khung BTCT với khối xây chèn có thể sử dụng làm vách cứng cho nhà có chiều cao không quá 20 tầng để chịu lực ngang như gió và động đất. Các lồng thang máy có thể cấu tạo hệ khung BTCT chèn gạch để trở thành các lõi cứng cho nhà. Sau các cuộc động đất ở nước ta cũng như các nước khác, tổng số nhà và các công trình bị sụp đổ có đến hơn 80% là nhà xây bằng gạch thông thường. Từ những thực tế này đã có nhiều nghiên cứu của nhiều tác giả ở các nước khác nhau để đánh giá về sự chịu lực của hệ kết cấu khung BTCT chèn gạch. Ngoài ưu điểm về sự chịu lực của hệ nó còn làm tăng khả năng cách âm cách nhiệt của vật liệu đặc biệt khi dùng các loại gạch rỗng để xây chèn, hơn nữa gạch rỗng còn làm giảm đáng kể trọng lượng bản thân của khối xây, như vậy khi chịu động đất thì lực quán tính cũng được giảm đi.

7.2. XÁC ĐỊNH ĐỘ CỨNG CỦA KHỐI XÂY TƯƠNG ĐƯƠNG

Quan sát quá trình chịu lực của một khung BTCT có khối xây chèn dưới tác dụng của tải trong ngang (h.7.1) cho tới khi phá hoại ta nhận thấy:

Khi tải trọng ngang tác động còn bé thì khối xây chèn và khung cùng nhau chịu lực, giữa khung và khối xây chưa tách ra, dần dần khi tải trọng P tăng lên, khung và khối xây bắt đầu biến dạng không đều, tới một lúc nào đó tại hai đầu đường chéo chịu kéo khung tách hẳn khỏi khối xây. Khi thí nghiệm bật đèn phía đối diện ánh sáng chiếu ra từ khe nứt thấy rất rõ như mô tả trên hình (h.7.1). Như vậy vùng tiếp xúc còn lại giữa khung và khối xây chèn hình thành

một dải đường chéo chịu nén. Dải đường chéo chịu nén gọi là dải khối xây tương đương. Tải trọng P tiếp tục tăng lên thì tới một lúc nào đó trong dải khối xây chịu nén xuất hiện các vết nứt nghiêng chạy dọc theo đường chéo chịu nén.



Hình 7.1. **Biến dạng của khung BTCT chèn gạch chịu lực ngang**

Lúc này ta nói rằng hệ kết cấu này rơi vào trạng thái giới hạn về mặt chịu lực. Từ các quan sát trên ta rút ra các nhận xét sau:

1) Độ cứng của dải khối xây tương đương này phụ thuộc vào giá trị của tải trọng ngang tác động lên khung chèn và độ cứng của khung và khối xây.

2) Bề rộng w của dải khối xây càng nhỏ khi lực ngang P tác động vào khung càng lớn.

3) Đặc trưng cơ học của vật liệu khung và khối xây chèn được thể hiện qua môđun đàn hồi của chúng.

Từ đây ta thấy để xác định độ cứng của dải khối xây chịu nén cần dựa vào các yếu tố sau:

a) Phải xác định được đoạn tiếp xúc giữa khối xây với cột là h_c và giữa khối xây với dầm là l_d.

b) Giả thiết nút khung trước và sau biến dạng vẫn vuông góc. Các biến dạng của hệ là bé.

c) Khối xây là nền đàn hồi cho dầm và cột khung tựa vào.

d) Hệ kết cấu sẽ rơi vào trạng thái giới hạn khi vết nứt nghiêng trong dải khối xây chịu nén xuất hiện.

Muốn xác định được bề rộng w của dải khối xây chịu nén khi kết cấu rơi vào trạng thái giới hạn ta phải xác định được đoạn tiếp xúc h_c và l_d. Gắn vào một hệ trục tọa

độ *Oyz* cho dầm và cột như thể hiện trong hình 7.2. Lần lượt coi dầm và cột khung là các dầm nằm trên dầm đàn hồi là khối xây chèn. Các dầm này thực tế luôn luôn thỏa mãn điều kiện là dầm dài vô hạn khi:

$$ml \geq 3, \tag{7.1}$$

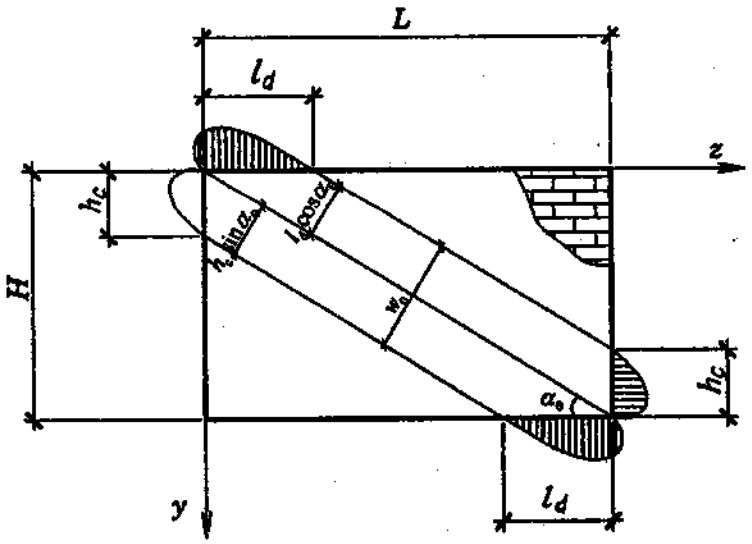
trong đó: m - đặc trưng độ cứng của dầm, cột trên nền đàn hồi;

l - chiều dài dầm, cột.

Và thực tế có thể coi dầm dài vô hạn khi $ml = 2{,}7 \div 3{,}0$..

Trên cơ sở đường biến dạng của trục dầm và trục cột trên hình 7.2 sử dụng phương trình vi phân tổng quát biểu diễn biến dạng đàn hồi của trục dầm và cột là:

$$y^{IV}(z) + 4m^4 y(z) = \frac{q(z)}{EJ}. \tag{7.2}$$



***Hình 7.2.* Cách xác định bề rộng w_0 của dải khối xây**

Từ phương trình (7.2) trên hình 7.2 ta thấy khi $z = 0$ thì $y = 0$.

Khi $z = \infty$ thì $y = 0$.

Đường đàn hồi của dầm có dạng:

$$y = e^{-mz\left(\frac{3}{2mh}\right)\sin mz} \tag{7.3}$$

Từ đây ta xác định được chiều dài tiếp xúc của dầm với khối xây chèn từ điều kiện cho $y = 0$ ta có:

$$l_d = \frac{\pi}{m_d}, \tag{7.4}$$

ở đây: l_d - đoạn tiếp xúc của dầm với khối xây;

m_d - hệ số độ cứng của dầm trên nền đàn hồi.

$$m_d = \sqrt[4]{\frac{k_0 b_d}{4(EJ)_d}}, \qquad (7.5)$$

trong đó : k_0 - hệ số nền winkler của khối xây chèn khi chưa có xác định bằng thí nghiệm thì có thể lấy $k_0 = 150 \div 250$ kG/cm^3.

b_d - bề rộng dầm;

$(EJ)_d$ - độ cứng chống uốn của dầm.

Tương tự như vậy ta áp dụng cho cột. Hệ tọa độ cho cột ở đây trục Oz chạy dọc cột từ trên xuống, trục Oy vuông góc với cột tại gốc tọa độ O và điều kiện là:

Khi $z=\infty$ thì $y(z)=0$

Khi $z = 0$ thì $y(z) = \Delta = 1$

và $y' = \varphi = \frac{3}{2h}$.

Đường đàn hồi của cột với hệ tọa độ này có dạng:

$$y = e^{-mz} \times \cos mz + \left(1 + \frac{3}{2mh}\right)\sin mz. \qquad (7.6)$$

Tương tự như ở dầm ta xác định đoạn tiếp xúc của cột với khối xây bằng cách cho phương trình (7.6) bằng không, ta có:

$$z = \frac{1}{m_c} arctg\left(\frac{-1}{\frac{3}{2m_c h} + 1}\right), \qquad (7.7)$$

trong đó: m_c - độ cứng của cột trên nền đàn hồi,

$$m_c = \sqrt[4]{\frac{k_0 b_c}{4(EJ)_c}}; \qquad (7.8)$$

b_c - bề rộng cột;

$(EJ)_c$ - độ cứng chống uốn của cột.

Dựa vào l_d và h_c vừa xác định và kích thước khối xây chèn trong khung như trên hình 7.2. Ta xác định được bề rộng dải khối xây chịu nén gọi là dải khối xây tương đương có bề rộng W_0 khi kết cấu rơi vào trạng thái giới hạn thì:

$$W_0 = h_c \cos\alpha_0 + l_d \sin\alpha_0. \qquad (7.9)$$

Sau khi biến đổi ta có:

$$W_0 = (h_c L + l_d H)\sqrt{\frac{\sin 2\alpha_0}{2LH}}, \qquad (7.10)$$

trong đó: L; H - chiều dài và chiều cao của khối xây chèn;

W_0 - bề rộng dải khối xây chịu nén khi rơi vào trạng thái giới hạn;

α_0 - góc nghiêng của đường chéo chịu nén.

Điều kiện để áp dụng các công thức trên là:

$$\text{Khi} \quad \begin{cases} m_d l > 3 \\ m_c h > 3 \end{cases} \tag{7.11}$$

trong đó: l - chiều dài dầm;

h - chiều cao cột.

Như vậy độ cứng C của dải khối xây chịu nén có bề rộng W_0 được xác định như sau:

$$C = W_0 t E_0 \eta \gamma_{lỗ} \tag{7.12}$$

trong đó: C - độ cứng kéo nén của thanh xiên;

W_0 - bề rộng giới hạn của dải khối xây chịu nén;

t - chiều dày khối xây;

E_0 - môđun đàn hồi của khối xây;

$\gamma_{lỗ}$ - hệ số xét tới vị trí lỗ cửa trong khối xây;

η - hệ số thay đổi độ cứng của dải khối xây chịu nén khi tải trọng ngang tác động thay đổi.

$$\eta = 1 - \frac{\sigma}{1{,}1kR}, \tag{7.13}$$

trong đó: k - hệ số an toàn của khối xây chịu nén, thường k=2;

σ - ứng suất khối xây chịu nén do ngoại lực gây ra;

R - cường độ chịu nén tính toán của khối xây;

$$\gamma_{lỗ} = \sqrt[3]{\left(\frac{L_1 \times H_1}{LH}\right)^2} \times \lambda, \tag{7.14}$$

trong đó: L_1 - bề rộng $\leq 0{,}65L$;

H_1 - chiều cao lỗ;

λ - Hệ số xét bởi vị trí lỗ cửa xác định như sau:

- Khi $L/H = 1$ và lỗ cửa ở sát mép trái hoặc mép phải:

$$\lambda = 1 + 0{,}5\frac{L_1}{H_1}. \tag{7.15}$$

- Khi $L/H = 1$ lỗ cửa ở giữa hoặc sát mép bên trên hoặc mép dưới:

$$\lambda = 1 + 0{,}3\frac{L_1}{H_1}. \tag{7.16}$$

- Khi $L/H = 1,5$ cửa ở vị trí bất kỳ:

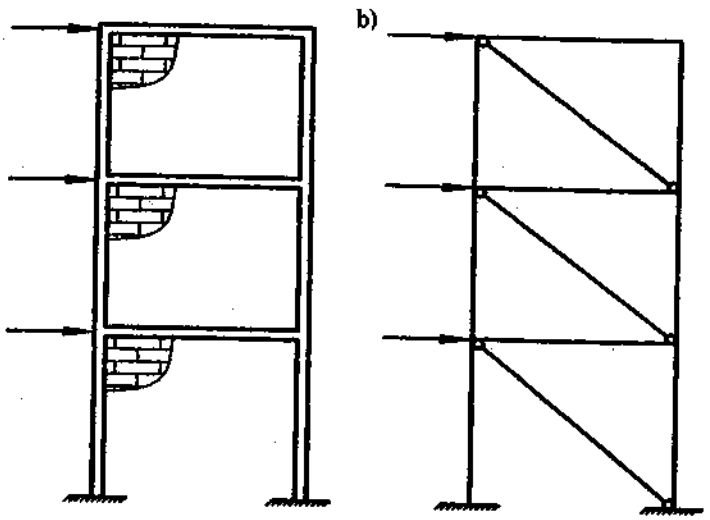
$$\lambda = 0,8 + 0,05\frac{L_1}{H_1}. \qquad (7.17)$$

- Khi $L/H = 2$ và cửa ở vị trí bất kỳ:

$$\lambda = 0,7 + 0,05\frac{L_1}{H_1}. \qquad (7.18)$$

7.3. CÁC BƯỚC TÍNH TOÁN KHUNG CHÈN GẠCH CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

Để thuận tiện cho việc ứng dụng thuật toán này vào tính toán các khung BTCT chịu tải trọng ngang như gió hoặc động đất chúng ta có thể thay khung BTCT có khối xây chèn đặc hoặc có các lỗ cửa khác nhau trong từng khoang của khung BTCT bằng một thanh đường chéo chịu nén.Thanh đường chéo chịu nén này có liên kết khớp tại hai đầu với khung BTCT (xem hình 7.3) và nó thay đổi vị trí theo phương tác động của lực ngang.



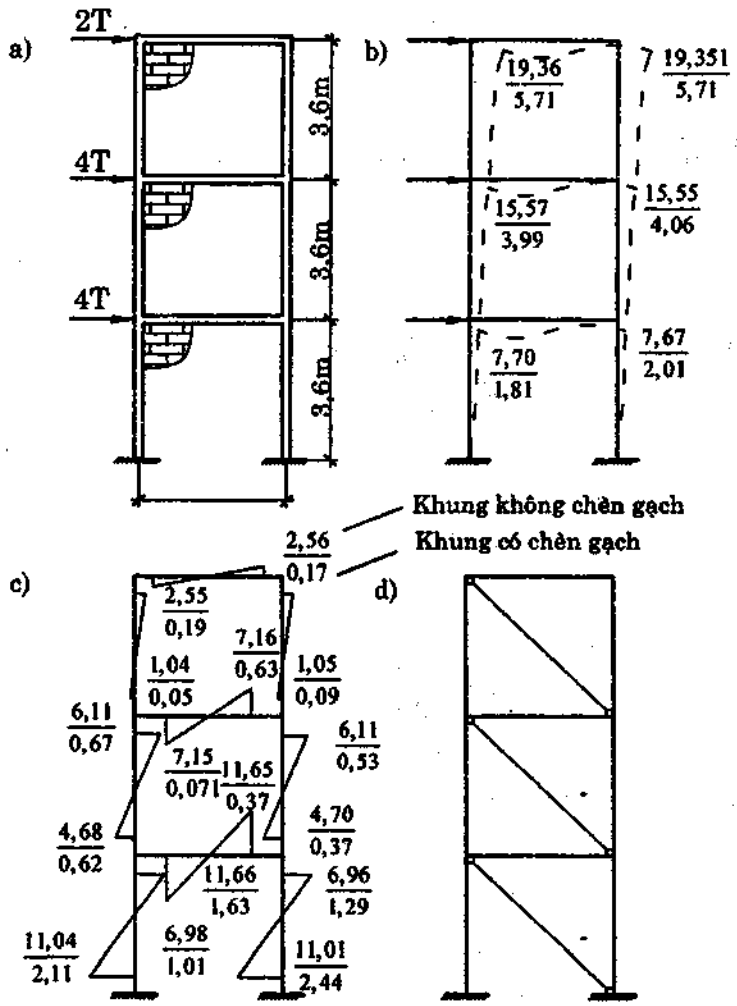
Hình 7.3. Sơ đồ tính khung chèn gạch
a) Sơ đồ khung thật; b) Sơ đồ tính toán.

Tải trọng ngang tác động vào khung có thể là tải tập trung hoặc tải trọng phân bố đều dọc theo chiều cao khung. Đối với thanh đường chéo chịu nén ta phải xác định được độ cứng kéo nén C của nó theo (7.12) là:

$$C = W_0 t E_0 \eta \gamma_{tl}.$$

Thí dụ 7.1. **Hãy tính toán nội lực và chuyển vị của khung BTCT 3 tầng 1 nhịp có các số liệu sau: Khung có tiết diện dầm và cột như nhau là $b \times h = 30 \times 40$ cm, chịu tải trọng ngang tại nút khung như hình vẽ. Tường xây chèn trong khung gạch mác 35, vữa tam hợp mác 25. Bêtông mác 200.**

có $E_b = 2,65 \times 10^5$ kG/cm^2 (daN/cm^2). Nội lực và chuyển vị của khung được tính toán cho 2 trường hợp: Trường hợp khung không có khối xây chèn và trường hợp khung có khối xây chèn. Kết quả tính toán cho trên hình 7.4.



Hình 7.4. **Kết quả tính toán chuyển vị và nội lực trong thí dụ 7.1**
a) Sơ đồ chất tải khung; b) Chuyển vị ngang của khung (mm);
c) Mômen trong khung (t.m);d) Lực dọc trong thanh xiên chịu nén (t).

7.4. ỨNG DỤNG ĐỂ TÍNH KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP CHÈN GẠCH CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

Để xác định nội lực và chuyển vị trong khung bêtông cốt thép có khối xây chèn chịu tải động đất chúng tôi đã tiến hành tính toán một khung ba tầng một nhịp với tải động đất cấp 8 theo thang MSK-64. khung đổ liền khối, bêtông mác 200, khối xây chèn có γ = 1800 kG/m^3, bước khung là 3,3 m. Kích thước và tiết diện khung ở hình 7.5a. Tĩnh tải trên sàn g_2 = 200 kG/m^2, hệ số vượt tải n = 1,1. Tĩnh tải mái g_1 = 310 kG/m^3, n = 1,1. Hoạt tải trên mái p_1 = 75 kG/m^2, hệ số vượt tải n =1,4, hoạt tải trên sàn p_2 = 200 kG/m^2 và n = 1,4. Tường chèn khung dày 22 cm.

Theo số liệu đã cho, các lực tập trung Q_i tại mỗi mức sàn được xác định là:

Q_1 = 14,5t;Q_2 = 14,5t và Q_3 = 10t. Thứ tự từ dưới lên trên.

Xác định khối lượng tương ứng của mỗi tầng

$$m_i = \frac{Q_i}{g}. \tag{7.19}$$

trong đó: g - gia tốc trọng trường, ta có: $g = 9,18 m/s^2$

$$m_1 = 1,48;$$

$$m_2 = 1,48;$$

$$m_3 = 1,02.$$

Xác định độ cứng của 1m dài của dầm và cột khung:

$$f_i = \frac{4EJ_{iK}}{h_i}. \tag{7.20}$$

Ta có:

$$f_1 = 0,471 tm;$$

$$f_2 = 0,471 tm;$$

$$f_3 = 0,471 tm; \tag{7.21}$$

Ta có:

$$r_1 = 0,353.10^4 tm;$$

$$r_2 = 0,353.10^4 tm;$$

$$r_3 = 0,353.10^4 tm;$$

Xác định các chuyển vị đơn vị:

$$\delta_{11} = 2,983.10^{-4} m/t;$$

$$\delta_{22} = 8,1.10^{-4} m/t;$$

$$\delta_{33} = 13,46.10^{-4} m/t;$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 3,67.10^{-4} m/t;$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 3,67.10^{-4} m/t;$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = 8,865.10^{-4} m/t.$$

Xác định các hệ số của phương trình:

$$\frac{1}{p^6} + A\frac{1}{p^4} + B\frac{1}{p^2} + D = 0; \tag{7.22}$$

$$A = -30,132.10^{-4}; B = 0,011.10^{-4}; D = -87,53.10^{-12}.$$

Ta đặt $Z = \frac{10^6}{p^2}$ thay vào (7.22) ta có phương trình sau:

$$Z^3 - 3,013Z^2 + 1,1Z - 0,088 = 0. \tag{7.23}$$

Giải phương trình (7.23) ta được:

$$Z_1 = 2,61; Z_2 = 0,282; Z_3 = 0,121.$$

Tần số và chu kỳ dao động riêng của khung là:

$$p_1 = 19,574 (1/s); T_1 = 0,321 (s);$$

p_2 = 59,549 (1/s); T_2 = 0,105 (s);

p_3 = 90,910 (1/s); T_3 = 0,069 (s);

Dạng dao động riêng thứ nhất:

x_{12} = 2,124; x_{13} = 2,712.

Dạng dao động riêng thứ hai:

x_{22} = 0,4; x_{23} = -1,007.

Dạng dao động riêng thứ ba:

x_{32} = -0,988; x_{33} = 0,577.

Xác định η cho dạng dao động riêng thứ nhất:

η_1 = 0,472; η_2 = 1,003; η_3 = 1,28,

cho dạng dao động riêng thứ hai:

η_1 = 0,384; η_2 = 0,154; η_3 = -0,384,

cho dạng dao động riêng thứ ba:

η_1 = 0,186; η_2 = -0,184; η_3 = 0,107.

Xác định hệ số động :

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}, \tag{7.24}$$

β_1 = 3,12 > 3nên lấy là $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 3$ (theo quy phạm)

Lực động đất tính toán cho dạng dao động riêng thứ nhất:

S_1 = 1,03t; S_2 = 2,18t; S_3 = 2,78t;

cho dạng dao động riêng thứ hai:

S_1 = 0,84t; S_2 = 0,33t; S_3 = -0,84t;

cho dạng dao động riêng thứ ba:

S_1 = 0,4t; S_2 = -0,4t; S_3 = 0,23t;

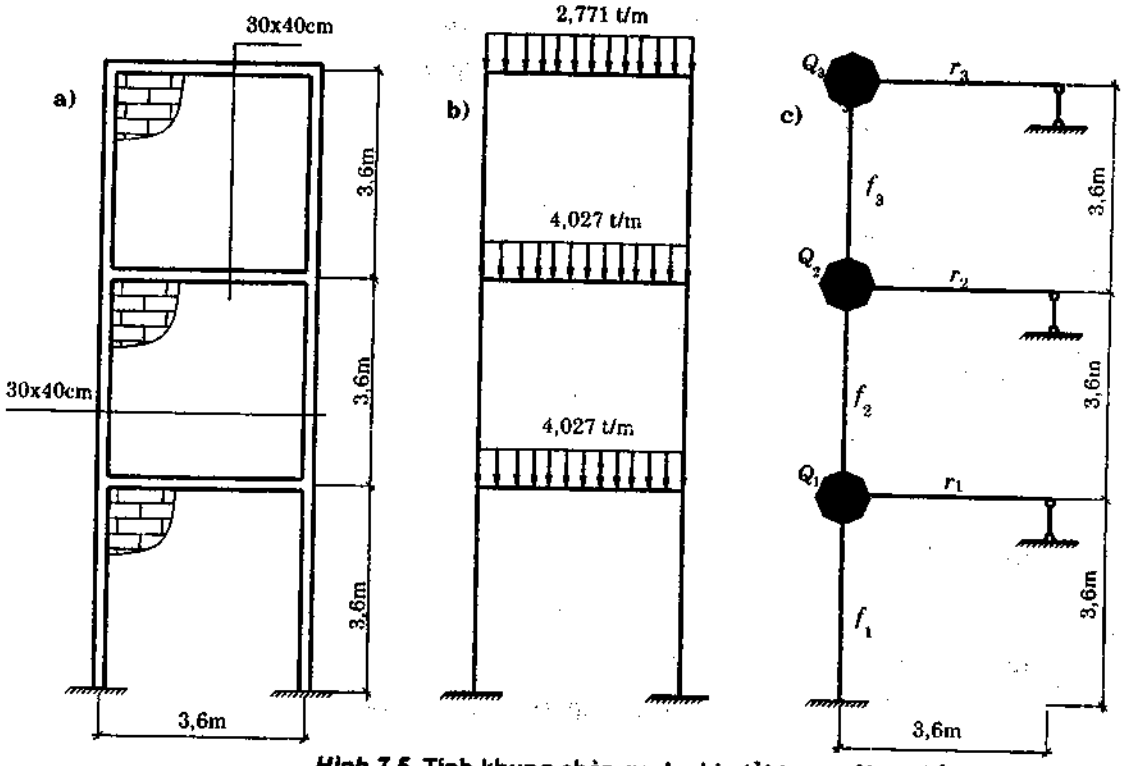
Nội lực và chuyển vị trong khung được xác định theo công thức sau:

$$M = \sqrt[3]{\sum_{i=1}^{3} M_i^2}, \tag{7.25}$$

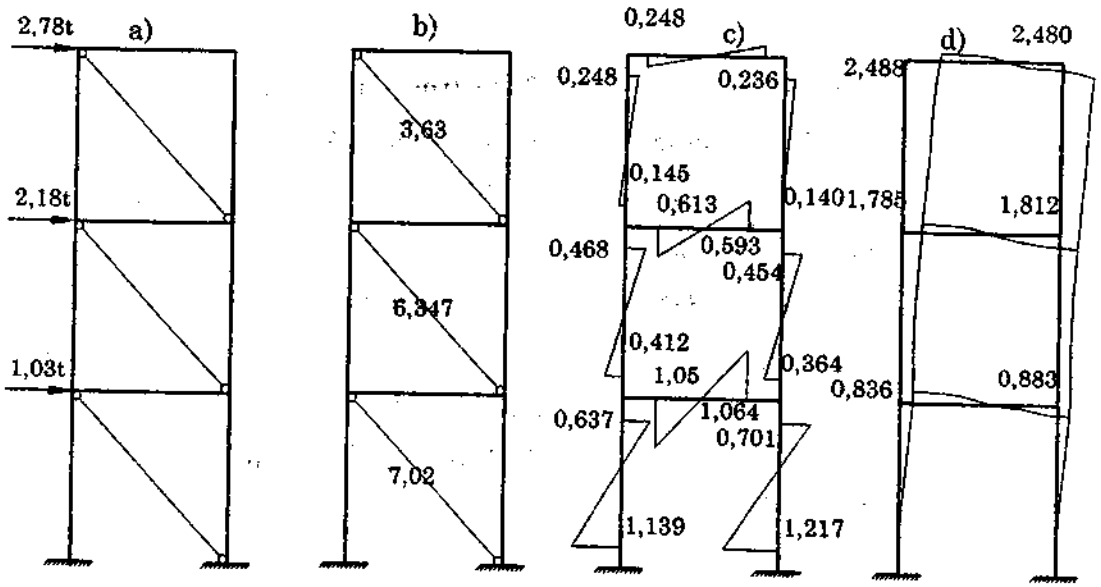
trong đó: M - nội lực, chuyển vị trong khung;

M_i - là nội lực, chuyển vị của dạng dao động thứ i.

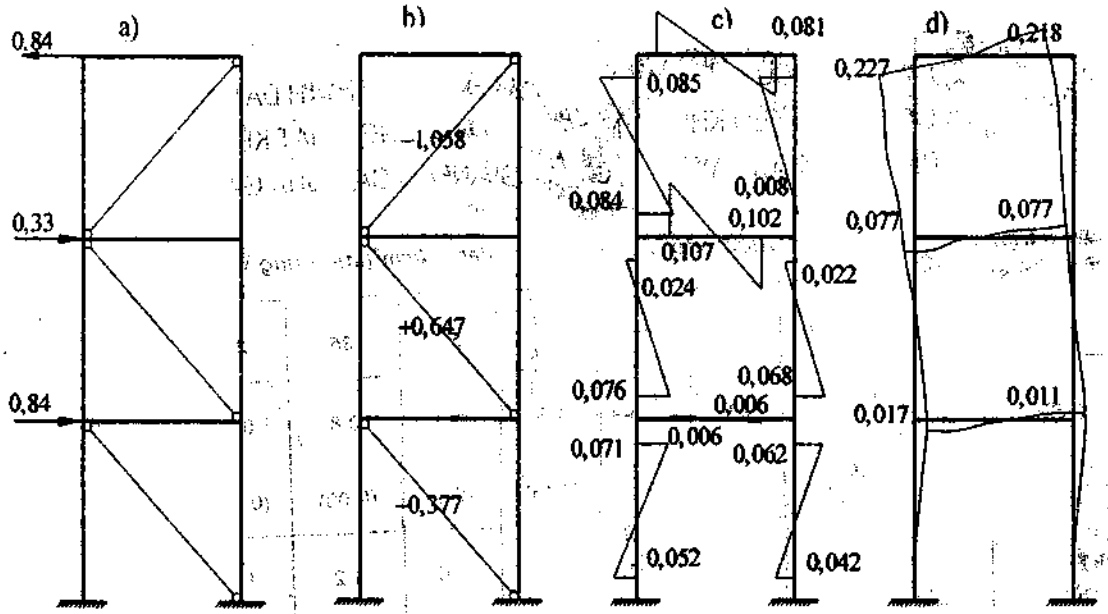
Các tính toán thực hiện bằng chương trình "LIRA" tại Viện tự động hóa thiết đế xây dựng Kiep-Liên Xô 6/1990. Kết quả tính toán cho trên hình 7.5 đến 7.9. Lực động đất S_i có chiều là dương khi nó hướng từ trái qua phải.



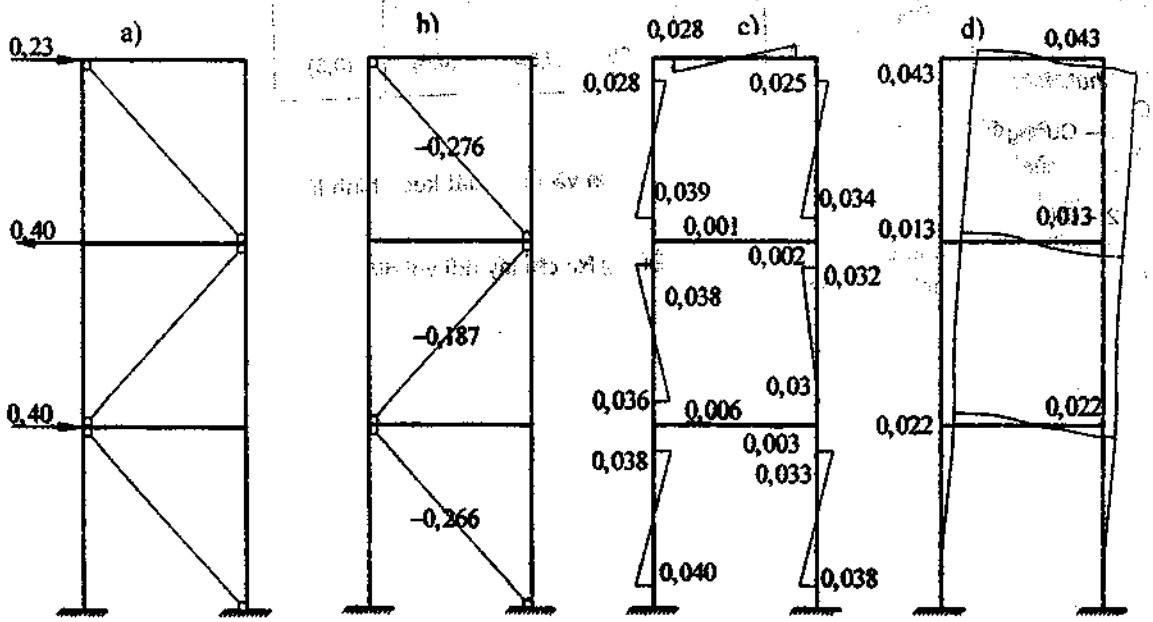
Hình 7.5. **Tính khung chèn gạch chịu tải trọng động đất**
a) Khung với khối xây chèn; b) Tải trọng thẳng đứng; c) Sơ đồ tính



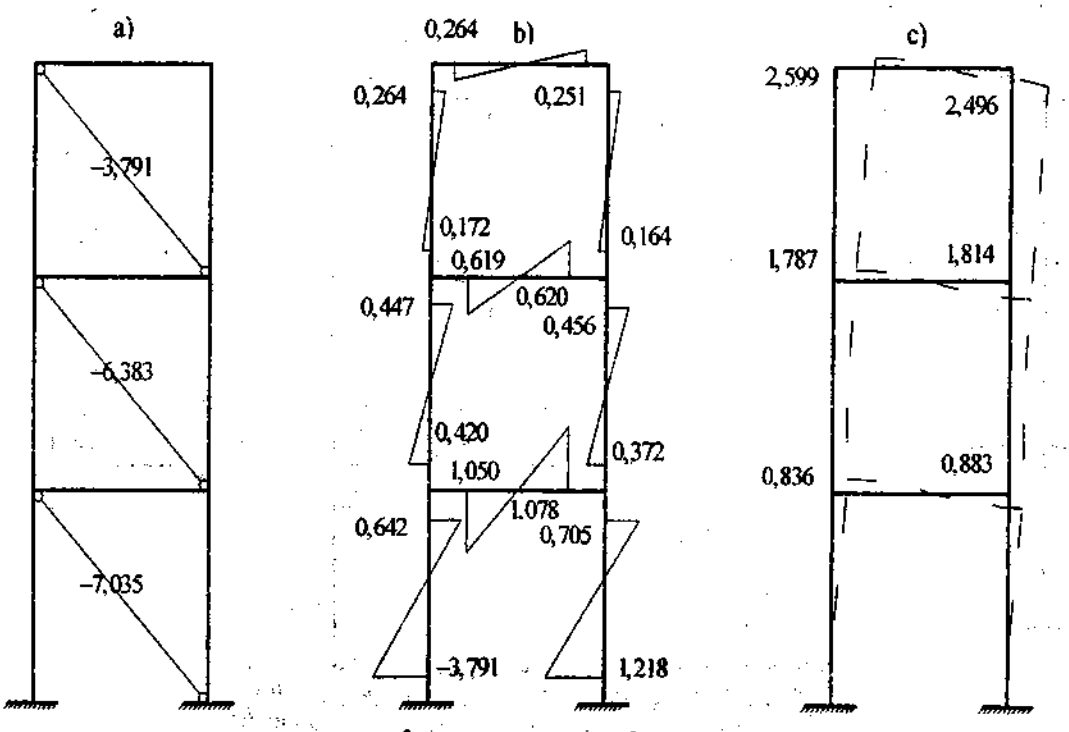
Hình 7.6. **Tính toán dạng dao động thứ nhất của khung**
a)-Sơ đồ tính; b) Lực dọc trong dải khối xây chèn tương đương, t;
c) Mômen trong khung, tm; d) Chuyển vị ngang, mm.



Hình 7.7. **Tính toán dạng dao động thứ hai của khung**
a) Sơ đồ tính; b) Lực dọc trong dải khối xây chèn tương đương, T;
c) Mômen trong khung, Tm; d) Chuyển vị ngang, mm.



Hình 7.8. **Tính toán dạng dao động thứ ba của khung**
a) Sơ đồ tính; b) Lực dọc trong dải khối xây chèn tương đương, T;
c) Mômen trong khung, Tm; d) Chuyển vị ngang, mm.



Hình 7.9. **Tổng nội lực và chuyển vị trong khung**
a) Lực dọc trong dải khối xây chèn tương đương;
b) Mômen trong khung, Tm;
c) Chuyển vị ngang của khung, mm.

8 GIA CƯỜNG KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

8.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Trong thực tế sản xuất, khi có nhu cầu mở rộng nhà xưởng hoặc cải tạo nâng cấp công trình bằng gạch đá thì người ta phải gia cường các kết cấu gạch đá hiện có để chịu được những tải trọng mới do quá trình mở rộng nhà, xưởng tác động lên kết cấu... Việc chọn giải pháp gia cường phải dựa trên cơ sở so sánh tính kinh tế của phương án gia cường và phương án làm mới. Dưới đây sẽ đề cập tới một số phương án gia cường phổ biến đối với kết cấu gạch đá: cho tường, trụ.

8.2. GIA CƯỜNG CHO TƯỜNG

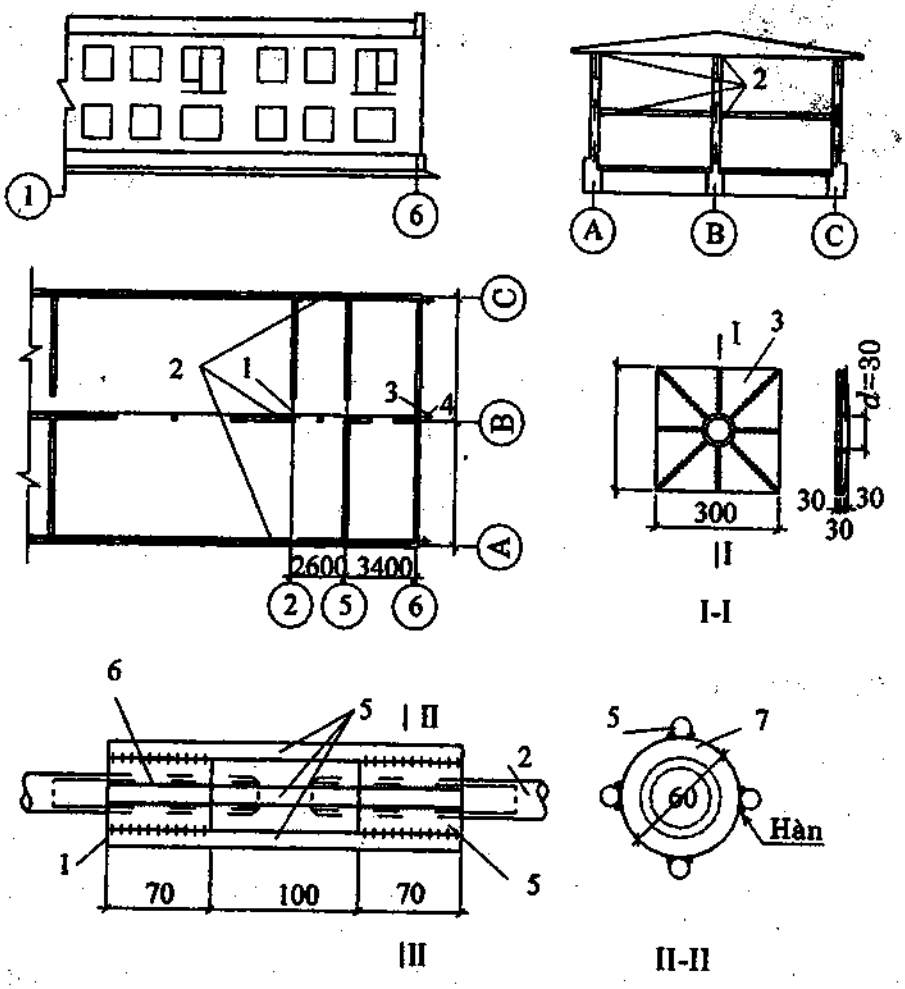
Trong quá trình khai thác ngôi nhà hoặc công trình đôi khi xuất hiện những vết nứt nghiêng dọc theo chiều dài tường. Nguyên nhân của vết nứt này có nhiều nhưng nguyên nhân phổ biến là do sự lún không đều của nền đất, do rò rỉ ống nước hoặc khi thi công nền không đúng kỹ thuật. Đặc trưng mở rộng vết nứt phụ thuộc vào nguyên nhân hình thành ra vết nứt. Vết nứt có thể mở rộng ở phía trên và thu nhỏ lại tại phía sát móng nhà hoặc là có bề rộng gần như không thay đổi theo suốt chiều cao ngôi nhà, kể cả ở trong móng.

Trước khi gia cường cho tường phải xác định được nguyên nhân gây ra vết nứt. Để xác định nguyên nhân nứt phải tiến hành quan sát đo đạc, đắp các mốc bằng thạch cao để kiểm tra bề rộng vết nứt từ đó có thể xác định rõ nguyên nhân gây ra vết nứt.

Nếu tường bị nứt do lún không đều thì có thể sử dụng giằng thép giữ cho ngôi nhà như "Con tầu đang bơi". Các giằng thép này tiếp nhận các nội lực phát sinh và ngăn chặn sự phát triển của vết nứt. Cách gia cường như vậy có thể xem ở hình 8.1.

Đường kính thanh căng có thể chọn từ $\phi 20$ đến $\phi 40$. Việc chọn đường kính thanh căng là phụ thuộc vào tình trạng vết nứt và thực trạng ngôi nhà. Tại hai đầu các thanh căng người ta chế tạo các bulông và các bản đệm bằng thép. Nếu nhà dài thì

tại giữa thanh căng lắp thêm tăngđơ để kéo trong quá trình thi công gia cường. Sau khi kéo và giữ ổn định thanh căng người ta tiến hành sửa chữa các vết nứt bằng vữa và hoàn thiện công trình.



Hình 8.1. **Gia cường tường gạch**

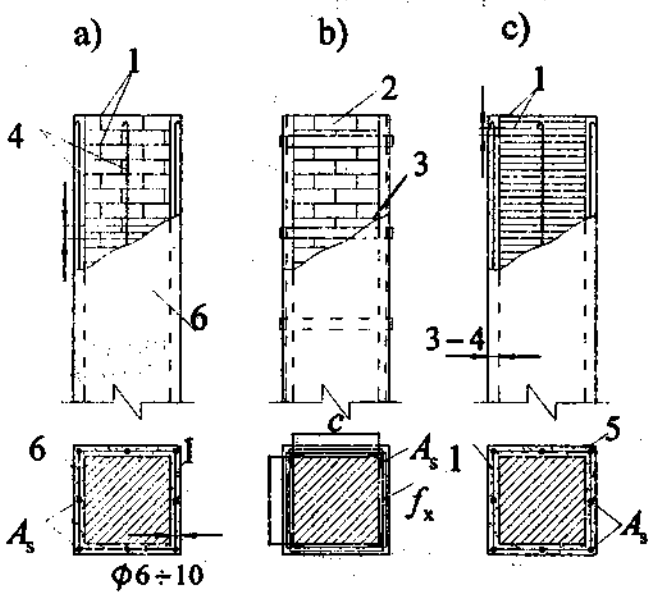
1 - tăngđơ; 2- các thanh thép ϕ 25 AI; 3- tấm gối tựa; 4- bulông M25;
5- các thanh liên kết ϕ 14 AI; 6 - bulông với giằng trái M-25;
7- bulông với giằng phải M-25.

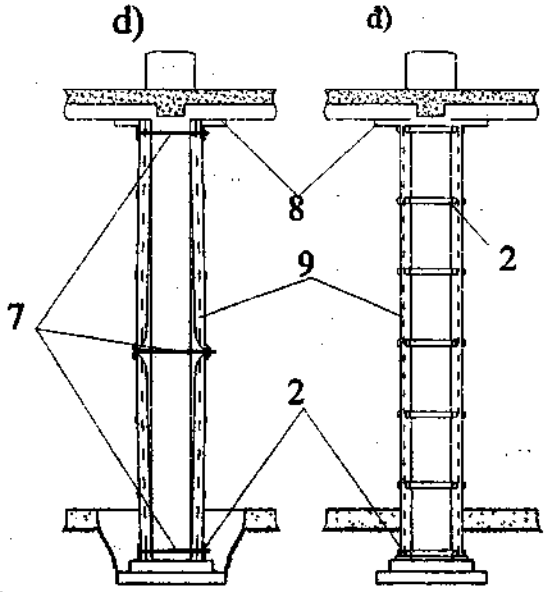
8.3. GIA CƯỜNG TRỤ GẠCH

Để nâng cao khả năng chịu tải của trụ gạch người ta bọc trụ bằng lưới thép sau đó vẩy vữa ximăng cát vàng (xem hình 8.2). Nếu tải trọng tác động lớn hơn lên trụ gạch thì người ta gia cường bằng thép góc như hình 8.2b.

Gia cường trụ gạch bằng lưới thép trát vữa ximăng cát thường được áp dụng cho các dạng trụ xây có tiết diện chữ nhật, đa giác đều hoặc tròn và gia cường các trụ này chịu tải trọng không lớn. Ưu điểm của cách gia cường này là chiều dày lớp gia

cường cũng không lớn. Gia cường bằng bê tông cốt thép cho trụ chịu được lực lớn hơn và nó cũng dùng để gia cường cho các tiết diện khác nhau. Gia cường bằng thép hình là cho phép nâng cao khả năng chịu lực của trụ gạch hơn cả và phương án này thường dùng cho tiết diện chữ nhật, hoặc tiết diện vuông và chi phí thép của phương án này là nhiều hơn cả.





Hình 8.2. **Gia cường trụ gạch**

a) Bằng bê tông cốt thép; b) Bằng thép hình; c) Bằng lưới thép trát vữa;
d) Quá trình gia công thép hình; đ) Trụ sau khi gia công bằng thép hình;
1- cốt đai $\phi 4 \div \phi 10$; 2- thép tấm 35x5÷60x12mm; 3- hàn; 4- cốt thép $\phi 6 \div \phi 12$; 5- vữa trát ximăng cát từ mác 50 ÷100; 6- bêtông mác 100÷200
7- bulông kéo; 8- tấm đệm; 9- cột từ thép góc.

Tất cả các biện pháp gia cường trên nhằm cản trở biến dạng ngang của khối xây chịu nén do vây làm tăng khả năng chịu lực cho khối xây. Ngoài ra phần kết cấu gia cường cũng tham gia chịu một phần tải trọng.

Cốt thép sử dụng cho phương án gia cường bằng vữa ximăng cát vàng với cốt dọc dùng $\phi 5 \div \phi 10$ đặt cách nhau khoảng 40cm, cốt đai dùng thép $\phi 3 \div \phi 6$ đặt cách nhau 15 ÷ 20 cm. Toàn bộ lưới thép này được phủ một lớp vữa ximăng cát vàng mác 50 ÷100 dày khoảng 3 ÷ 4 cm.

Cấu tạo gia cường trụ gạch bằng bêtông cốt thép giống như cấu tạo gia cường bằng vữa chỉ khác là thay vữa bằng bêtông mác tối thiểu 150, chiều dày lớp bêtông 4 ÷ 10 cm, thép dọc tối đa nên dùng tới $\phi 12$.Khi gia cường trụ gạch bằng thép bình thường người ta sử dụng thép góc đều số hiệu tối thiểu L 50x50x4 đặt tại góc của trụ. Liên kết các thép góc này bằng các thép bản lập là hoặc bằng các thanh thép $\phi 6$, $\phi 8$ hàn với nhau với khoảng cách không quá 50 cm. Để thép góc cùng tham gia chịu lực ngang người ta tạo ra lực nén trước trong thanh thép góc bằng cách dùng các bulông ép nó (xem hình 8.2d). Thép hình phải được bảo vệ khỏi bị gỉ bằng cách phủ lên nó một lớp vữa ximăng cát mác ≥ 50 và có chiều dày tối thiểu 30 ÷ 35 mm.

Việc tính toán các cột gạch được gia cường khi chịu nén đúng tâm hoặc nén lệch tâm bé được tiến hành theo các công thức dưới đây:

a) Trường hợp gia cường bằng cốt thép tròn và trát vữa

Điều kiện cường độ là:

$$N \le \psi \varphi m_g \left(m_k R + \eta \frac{2{,}8\rho}{1+2\rho} \frac{R_{sc}}{100} \right) A \,. \qquad (8.1)$$

b) Trường hợp gia cường bằng bêtông cốt thép

$$N \le \psi \varphi m_g \left[\left(m_k R + \eta \frac{3\rho}{r+\rho} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A_{sc} + m_b R_{bA_b} \right]. \qquad (8.2)$$

c) Trường hợp gia cường bằng thép góc

$$N \le \psi \varphi m_g \left[\left(m_k R + \eta \frac{2{,}5\rho}{1+2{,}5\rho} \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A_{sc} \right]. \qquad (8.3)$$

trong các công thức trên ta có: N - Lực dọc do ngoại tải gây ra;

$\psi = 1$ và $\eta = 1$ khi chịu nén đúng tâm,

Trường hợp chịu nén lệch tâm thì lấy theo:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \qquad (8.4)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}. \qquad (8.5)$$

trong các công trức trên:

ρ - hàm lượng cốt thép khi gia cường được xác định theo công thức sau:

$$\rho = \frac{2A_s(b+h}{bhs}100; \qquad (8.6)$$

A- diện tích tiết diện khối xây được gia cường;

A_{sc}- điện tích tiết diện thép góc hoặc cốt thép tròn;

A_s- ddiện tích tiết diện cốt đai hoặc thép bản liên kết các thép góc;

A_b- diện tích lớp bêtông gia cường, không kể lớp trát bảo vệ;

m_k - Hệ số điều kiện làm việc của khối xây,

m_k = 1 khi khối xây gia cường chưa bị hư hại;

m_k = 0,7 khi khối xây gia cường bị nứt hoặc hư hại;

m_b - hệ số điều kiện làm việc của bêtông,

m_b = 1 khi lực truyền lên phần bêtông gia cường trực tiếp qua các đầu dầm phía trên và phía dưới;

m_b =0,7 khi lực truyền lên phần bêtông gia cường chỉ ở gối tựa phía dưới;

m_b =0,35 khi lực truyền lên phần bêtông gia cường không có dầm đè phía trên và không có dầm đỡ phía dưới.

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

Khi dùng AI: R_{sw} = 1500 kG/cm^2(daN/cm^2);

AII: R_{sw} = 1900 kG/cm^2 (daN/cm^2).

Thép thường nhóm BI khi $d \le 5,5$ mm là 2000 kG/cm^2 (daN/cm^2);

$d \ge 6,0$ mm là 1800 kG/cm^2 (daN/cm^2);

$R_a^{'}$ - cường độ tính toán cho cốt thép dọc chịu nén hoặc thép góc.

Nếu truyền lực trực tiếp lên phần kết cấu gia cường từ hai phía (xem h.8.2d) thì cường độ R_{sc} lấy như sau:

Cho thép AI là 1900 kG/cm^2 (daN/cm^2);

Cho thép AII là 2400 kG/cm^2 (daN/cm^2).

Nếu truyền lực trực tiếp lên phần kết cấu gia cường từ một phía thì:

Cho thép AI là 1300 kG/cm^2 (daN/cm^2);

Cho thép AII là 1600 kG/cm^2 (daN/cm^2).

Nếu không truyền lực trực tiếp lên phần kết cấu gia cường thì:

Cho thép AI là 430 kG/cm^2 (daN/cm^2);

Cho thép AII là 550 kG/cm² (daN/cm²).

Hệ số uốn dọc φ được xác định như đối với khối xây không được gia cường lấy theo phụ lục 10.

Khi độ lệch tâm $e_0 > \frac{h}{6}$ thì gia cường không hiệu quả.

Thí dụ 8.1. Cần gia cường một trụ gạch nhà dân dụng có tiết diện 64 × 64 cm. Trụ được xây bằng gạch đất sét ép dẻo mác 75, vữa ximăng cát mác 25. Chiều cao trụ là 2,8 m, khối xây chưa bị hỏng. Trụ chịu một lực nén N = 800 kN đặt lệch tâm e_0 = 5 cm.

1) Theo trên hình 8.2đ trụ được gia cường bằng thép góc nhóm AI và chịu tải ngang sau khi gia cường.

2) Chọn các hệ số m_k = 1; m_{db} = 1; R_{aw} = 1500 kG/cm² (daN/cm²); R_{ac} = 2900 kG/cm² (daN/cm²); R = 11 kG/cm² (daN/cm²)và α = 1000.

3) Xác định các hệ số:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2,5}{64} = 0,844;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4,5}{64} = 0,688.$$

Độ mảnh $$\lambda_h = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{280}{64}\sqrt{\frac{1000}{1000}} = 4,4.$$

Tra ra $\varphi = 0,922$

Tính $$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0,06\frac{l_0}{h_{td}} - 0,2\right)\right] = 0,992\left[1 - \frac{5}{64}\left(0,06\frac{280}{64} - 0,2\right)\right] = 0,994.$$

4) Chọn bốn thép góc 50 × 50 có A_{ac} = 19,2 cm².

5) Phần nội lực mà cốt đai phải chịu là:

$$N_{aw} = \eta\frac{2,5\rho}{1+2,5\rho}\times\frac{R_{aw}}{100}F = \frac{N}{\psi\varphi m_g} - m_k RA - R_{ac}A_{ac} =$$

$$= \frac{80000}{0,844\times0,99\times1} - 1\times11\times64\times64 - 1900\times19,2 = 13150\text{daN}$$

6) Xác định hàm lượng cốt đai:

$$13150 = 0,68\frac{2,5\rho}{1+2,5\rho}\frac{1500}{100}\times64\times64.$$

Giải ra p = 0,18%. Chọn bước đai là S = 50 cm

7) Diện tích tiết diện của một thanh lập là (bản):

$$A_a = \frac{\rho hbS}{2\times100(b+h)} = \frac{0,18\times64\times64\times50}{2\times100(64+64)} = 1,4\text{ cm}^2$$

Chọn cốt đai là thép lập là (bản) 30 × 3 mm có A_a = 1,5 cm² cách nhau 50 cm. Bố trí cốt thép gia cường tương tự hình 8.2b.

Phụ lục 1

ĐẶC TRƯNG ĐÀN HỒI CỦA KHỐI XÂY α

Loại khối xây	*Trị số đặc trưng đàn hồi α ứng với số hiệu vữa*				
	200-25	*10*	*4*	*2*	*0*
Khối xây tảng lớn bằng bêtông nặng, bêtông có lỗ rỗng lớn, bằng đá thiên nhiên nặng	1500	1000	750	750	500
Khối xây bằng đá thiên nhiên, gạch bêtông ximăng, và đá hộc.	1500	1000	750	500	300
Khối xây tảng lớn bằng bêtông nhẹ, bêtông silicát, bêtông tổ ong, đá thiên nhiên nhẹ.	750	750	500	500	350
Khối xây bằng gạch gốm, gạch đất sét nung ép dẻo thường và có lỗ rỗng, gạch bêtông nhẹ, đá tự nhiên nhẹ.	1000	750	500	350	200
Khối xây bằng gạch silicát	750	500	350	350	200
Khối xây bằng gạch đất sét nung ép nửa khô thường và có lỗ rỗng.	500	500	350	350	200

Chú thích:

Giá trị α ghi trong bảng với khối xây bằng gạch đất sét và gạch silicát cũng dùng cho các tấm lớn và tấm gạch rung.

Với bêtông đá hộc α = 1500.

Với khối xây dùng vữa nhẹ giá trị α lấy theo bảng trên phải nhân với hệ số 0,7.

Phụ lục 2

CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN TÍNH TOÁN kG/cm² – daN/cm²(MPa) CỦA KHỐI XÂY BẰNG GẠCH CÁC LOẠI VÀ GẠCH GỐM CÓ LỖ RỖNG ĐỨNG, BỀ RỘNG LỖ DƯỚI 12mm. CHIỀU CAO MỖI LỚP KHỐI XÂY 50 – 150mm. XÂY BẰNG VỮA NẶNG

Số hiệu gạch	*Số hiệu vữa*									
	200	*150*	*100*	*75*	*50*	*25*	*10*	*4*	*2*	*0*
300	39(3,9)	36(3,6)	33(3,3)	30(3,0)	28(2,8)	25(2,5)	22(2,2)	18(1,8)	17(1,7)	15(1,5)
250	36(3,6)	33(3,3)	30(3,0)	28(2,8)	25(2,5)	22(2,2)	19(1,9)	16(1,6)	15(1,5)	13(1,3)
200	32(3,2)	30(3,0)	27(2,7)	25(2,5)	22(2,2)	18(1,8)	16(1,6)	14(1,4)	13(1,3)	10(1,0)
150	26(2,6)	24(2,4)	20(2,0)	20(2,0)	18(1,8)	15(1,5)	13(1,3)	12(1,2)	10(1,0)	8(0,8)
125	-	22(2,2)	22(2,2)	19(1,9)	17(1,7)	14(1,4)	12(1,2)	11(1,1)	9 (0,9)	7(0,7)
100	-	20(2,0)	18(1,8)	17(1,7)	15(1,5)	13(1,3)	10(1,0)	9(0,9)	8 (0,8)	6(0,6)
75	-	-	15(1,5)	14(1,4)	13(1,3)	11(1,1)	9(0,9)	7(0,7)	6 (0,6)	5(0,5)
50	-	-	-	11(1,1)	10(1,0)	9(0,9)	7(0,7)	6(0,6)	5 (0,5)	3,5(0,35)
35	-	-	-	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)	4,5(0,45)	4 (0,4)	2,5(0,25)

Chú thích:

Cần phải giảm cường độ tính toán của khối xây chịu nén bằng cách nhân với hệ số 0.85 khi dùng vữa ximăng cứng (không có vôi hoặc đất sét), dùng vữa nhẹ và vữa vôi với tuổi dưới ba tháng; nhân với hệ số 0,9 khi dùng vữa ximăng không có vôi hoặc đất sét nhưng có chất phụ gia hóa dẻo hữu cơ.

Cường độ tính toán của gạch gốm có lỗ rỗng với bề rộng lỗ trên 12mm lấy theo số liệu thực nghiệm.

Phụ lục 3

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA KHỐI XÂY BẰNG GẠCH ĐÁ ĐẶC DÙNG VỮA XIMĂNG VÔI, XIMĂNG ĐẤT SÉT VÀ VỮA VÔI CHỊU KÉO DỌC TRỤC R_t KÉO KHI UỐN R_{tb} CẮT R_{sq} VÀ VỀ ỨNG SUẤT KÉO CHÍNH KHI UỐN R_{tw} KHI TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN KHỐI XÂY ĐI QUA MẠCH VỮA NGANG VÀ ĐỨNG

Loại trạng thái ứng suất	*Ký hiệu*	*Cường độ tính toán kG/cm² – daN/cm²(Mpa) khi số hiệu vữa*				
		50 và hơn	*25*	*10*	*4*	*2*
A. Kéo dọc trục	R_t					
1 – Theo tiết diện không giằng đối với mọi loại khối xây.		0,8(0,08)	0,5(0,05)	0,3(0,03)	0,1(0,01)	0,05(0,005)
2 – Theo tiết diện giằng						
a) Đối với khối xây bằng gạch đá có quy cách		1,6(0,16)	1,1(0,11)	0,5(0,05)	0,2(0,02)	0,1 (0,01)
b) Đối với khối xây đá hộc		1,2(0,12)	0,8(0,08)	0,4(0,04)	0,2(0,02)	0,1 (0,01)
B. Kéo khi uốn	R_{tb} (R_{tw})					
3 – Theo tiết diện không giằng đối với mọi loại khối xây và theo phương nghiêng (ứng suất kéo chính khi uốn)		1,2(0,12)	0,8(0,08)	0,4(0,04)	0,2(0,02)	0,1 (0,01)
4 – Theo tiết diện giằng						
a) Đối với khối xây bằng gạch có quy cách		2,5(0,25)	1,6(0,16)	0,8(0,08)	0,4(0,04)	0,2 (0,02)
b) Đối với khối xây đá hộc		1,8(0,18)	1,2(0,12)	0,6(0,06)	0,3(0,03)	0,15(0,015)
C. Cắt	R_{sq}					
5 – Theo tiết diện không giằng đối với mọi loại		1,6(0,16)	1,1(0,11)	0,5(0,05)	0,2(0,02)	0,1 (0,01)
6 – Theo tiết diện giằng đối với khối xây đá hộc		2,4(0,24)	1,6(0,16)	0,8(0,08)	0,4(0,04)	0,2 (0,02)

Chú thích:

1 – Cường độ tính toán lấy trên toàn bộ tiết diện của khối xây vuông góc hoặc song song (khi chịu cắt) với phương của lực.

2 – Cường độ tính toán của khối xây cho trong phụ lục 2 cần phải nhân với các hệ số sau:

- Đối với khối xây gạch rung bằng gạch đất sét nung ép dẻo cũng như đối với khối xây thường dùng gạch có lỗ và rãnh và gạch bêtông có lỗ rỗng – 1,25.
- Đối với khối xây gạch không nung dùng vữa ximăng cứng không có đất sét hoặc vôi – 0,75.
- Đối với khối xây gạch xilicát thông thường -0,7. Còn nếu dùng gạch silicát sản xuất bằng cát mịn thì lấy theo số liệu thí nghiệm.

Khi tính theo sự mở rộng khe nứt, theo công thức (7.10) – cường độ tính toán về chịu kéo khi uốn Rtb của khối xây bằng mọi loại gạch silicát, không nhân với 0,7.

3 – Khi tỷ số giữa độ sâu cài vào nhau so với chiều cao mỗi lớp (của các viên gạch (đá) có quy cách) mà bé hơn đơn vị thì cường độ tính toán về kéo dọc trục, kéo khi uốn theo tiết diện giằng lấy theo trị số cho trong bảng nhân với tỷ số cài vào nhau với chiều cao mỗi lớp.

Phụ lục 4

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA KHỐI XÂY BẰNG GẠCH ĐÁ CÓ HÌNH DÁNG QUY CÁCH VỀ KÉO DỌC TRỤC R_t, KÉO KHI UỐN R_{tb}, CẮT R_{cq} VÀ ỨNG SUẤT KÉO CHÍNH R_{tw} KHI TÍNH TOÁN KHỐI XÂY THEO TIẾT DIỆN GIẰNG CẮT QUA GẠCH ĐÁ

Loại trạng thái ứng suất	*Ký hiệu*	*Cường độ tính toán kG/cm² – daN/cm²(MPa) ứng với số hiệu gạch*								
		200	*150*	*100*	*75*	*50*	*35*	*25*	*15*	*10*
1. Kéo dọc trục	R_t	2,5 (0,25)	2,0 (0,2)	1,8 (0,18)	1,3 (0,13)	1,0 (0,1)	0,8 (0,08)	0,6 (0,06)	0,5 (0,05)	0,3 (0,03)
2. Kéo khi uốn và ứng suất kéo chính	R_{tb} (R_{tw})	4,0 (0,4)	3,0 (0,3)	2,5 (0,25)	2,0 (0,2)	1,6 (0,16)	1,2 (0,12)	1,0 (0,1)	0,7 (0,07)	0,5 (0,05)
3. Cắt	R_{cq}	10,0 (1,0)	8,0 (0,8)	6,5 (0,65)	5,5 (0,55)	4,0 (0,4)	3,0 (0,3)	2,0 (0,2)	1,4 (0,14)	0,9 (0,09)

Chú thích:

1 – Cường độ tính toán về kéo dọc trục, kéo khi uốn và ứng suất kéo chính lấy cho toàn bộ tiết diện bị phá hỏng của khối xây.

2 – Cường độ tính toán chịu cắt theo tiết diện giằng Rc chỉ lấy đối với diện tích tiết diện của gạch, đá, trừ bỏ diện tích tiết diện mạch vữa đứng.

Phụ lục 5

CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN R TÍNH TOÁN kG/cm² – daN/cm²(MPa) CỦA KHỐI XÂY BẰNG GẠCH BÊTÔNG ĐẶC VÀ ĐÁ THIÊN NHIÊN CƯA HOẶC ĐẼO KỸ, KHI CHIỀU CAO MỖI HÀNG XÂY 200 – 300 mm

Số hiệu gạch đá	*Số hiệu vữa*									
	200	*150*	*100*	*75*	*50*	*25*	*10*	*4*	*2*	*0*
1000	130(13)	125(12,5)	120(12)	115(11,5)	110(11)	105(10,5)	95(9,5)	85(8,5)	83(8,3)	80(8)
800	110(11)	105(10,5)	100(10)	95(9,5)	90(9)	85(8,5)	80(8)	70(7)	68(6,8)	65(6,5)
600	90(9)	85(8,5)	80(8)	78(7,8)	75(7,5)	70(7,0)	60(6)	55(5,5)	53(5,3)	50(5)
500	78(7,8)	73(7,3)	69(6,9)	67(6,7)	64(6,4)	60(6)	53(5,3)	48(4,8)	46(4,6)	43(4,3)
400	65(6,5)	60(6)	58(5,8)	55(5,5)	53(5,3)	50(5)	45(4,5)	40(4)	38(3,8)	35(3,5)
300	53(5,3)	49(4,9)	47(4,7)	45(4,5)	43(4,3)	40(4)	37(3,7)	33(3,3)	31(3,1)	28(2,8)
200	40(4)	38(3,8)	36(3,6)	35(3,5)	33(3,3)	30(3)	28(2,8)	25(2,5)	23(2,3)	20(2)
150	33(3,3)	31(3,1)	29(2,9)	28(2,8)	26(2,6)	24(2,4)	22(2,2)	20(2)	18(1,8)	15(1,5)
100	25(2,5)	25(2,5)	23(2,3)	22(2,2)	20(2)	18(1,8)	17(1,7)	15(1,5)	13(1,3)	1(0,1)
75	-	-	19(1,9)	18(1,8)	17(1,7)	15(1,5)	14(1,4)	12(1,2)	11(1,1)	8(0,8)
50	-	-	15(1,5)	14(1,4)	13(1,3)	12(1,2)	1(0,1)	9(0,9)	8(0,8)	6(0,6)
35	-	-	-	-	1(0,1)	9,5(0,95)	8,5(0,85)	7(0,7)	6(0,6)	4,5(0,45)
25					8(0,8)	7,5(0,75)	6,5(0,65)	5,5(0,55)	5(0,5)	3,5(0,35)

Chú thích:

1– Đối với khối xây bằng gạch bêtông xỉ than nâu hoặc xỉ than hỗn hợp, *R* bằng trị số trong bảng nhân với 0,8.

2– Đối với khối xây bằng gạch bêtông thạch cao, *R* bằng trị số trong bảng nhân với:

0,5 – nếu khối xây làm tường ngoài ở những vùng khí hậu ẩm ướt;

0,7 – nếu khối xây làm tường ngoài ở những vùng khí hậu ẩm khô.

0,8 – nếu khối xây làm tường trong ở tất cả các vùng.

3– Đối với khối xây bằng đá thiên nhiên có mặt đáy đẽo kỹ, *R* bằng trị số trong bảng nhân với:

0,8 – với khối xây bằng đá đẽo nhẵn (lồi lõm đến 10mm);

0,7 – với khối xây bằng đá đẽo thô (lồi lõm đến 20mm);

0,6 – với khối xây bằng đá đập thô theo thớ và đá hộc phiến mỏng.

Phụ lục 6

CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN TÍNH TOÁN *R*kG/cm² – daN/cm²(MPa) CỦA KHỐI XÂY BẰNG GẠCH BÊTÔNG CÓ LỖ RỖNG KHI CHIỀU CAO MỖI HÀNG 200 – 300 mm

Số hiệu gạch	*Số hiệu vữa*							
	100	***75***	***50***	***25***	***10***	***4***	***2***	***0***
100	20(2)	18(1,8)	17(1,7)	16(1,6)	14(1,4)	13(1,3)	11(1,1)	9(0,9)
75	16(1,6)	15(1,5)	14(1,4)	13(1,3)	11(1,1)	10(1,0)	9(0,9)	7(0,7)
50	12(1,2)	11,5(0,115)	11(1,1)	10(1,0)	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)	5(0,5)
35		10(1,0)	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)	5,5(0,55)	4(0,4)
25			7(0,7)	6,5(0,65)	5,5(0,55)	5(0,5)	4,5(0,55)	3(0,3)

Chú thích: Theo các chú thích ở phụ lục 5

Phụ lục 7

CƯỜNG ĐỘ CHỊU NÉN TÍNH TOÁN *R* kG/cm² – daN/cm²(MPa) CỦA KHỐI XÂY BẰNG ĐÁ HỘC ĐẬP THÔ

Số hiệu đá	*Số hiệu vữa*							
	100	*75*	*50*	*25*	*10*	*4*	*2*	*0*
1000	25(2,5)	22(2,2)	18(1,8)	12(1,2)	8(0,8)	5(0,5)	4(0,4)	3,3(0,33)
800	22(2,2)	20(2,0)	16(1,6)	10(1,0)	7(0,7)	4,5(0,45)	3,3(0,33)	2,8(0,28)
600	20(2,0)	17(1,7)	14(1,4)	9(0,9)	6,5(0,65)	4(0,4)	3(0,3)	2(0,2)
500	18(1,8)	15(1,5)	13(1,3)	8,5(0,85)	6(0,6)	3,8(0,38)	2,7(0,27)	1,8(0,18)
400	15(1,5)	13(1,3)	11(1,1)	8(0,8)	6(0,6)	3,8(0,38)	2,7(0,27)	1,8(0,18)
300	13(1,3)	11,5(0,115)	9,5(0,95)	7(0,7)	5(0,5)	3(0,3)	2(0,2)	1,2(0,12)
200	11(1,1)	10(1,0)	8(0,8)	6(0,6)	4,5(0,45)	2,8(0,28)	1,8(0,18)	0,8(0,08)
150	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)	5,5(0,55)	4(0,4)	2,5(0,25)	1,7(0,17)	0,7(0,07)
100	7,5(0,75)	7(0,7)	6(0,6)	5(0,5)	3,5(0,35)	2,3(0,23)	1,5(0,15)	0,5(0,05)
50	-	-	4,5(0,45)	3,5(0,35)	2,5(0,25)	2(0,2)	1,3(0,13)	0,3(0,03)
35	-	-	3,6(0,36)	2,9(0,29)	2,2(0,22)	1,8(0,18)	1,2(0,12)	0,2(0,02)
25			3(0,3)	2,5(0,25)	2(0,2)	1,5(0,15)	1(0,1)	0,2(0,02)

Chú thích:

1 – *R* trong bảng tương ứng với số hiệu vữa không nhỏ hơn 4 ở tuổi 28 ngày được dùng cho khối xây ở tuổi ba tháng.Khi khối xây tuổi nhỏ hơn 28 ngày, *R* bằng trị số trong bảng nhân với 0,8; lúc đó số hiệu vữa lấy theo cường độ chịu nén tính toán ở tuổi ấy.

2 – Đối với các số hiệu trung gian của đá, *R* lấy theo nội suy.

3 – Đối với khối xây bằng đá hộc phẳng đáy, *R* trong bảng nhân với 1,5; còn khi khối xây được xây đặc biệt cẩn thận bằng đá hộc phẳng đáy chọn lọc và có chốt đá gắn lại, *R* bằng trị số trong bảng nhân với 2,0.

4 – Đối với khối xây móng bằng đá hộc có lấp đất mọi phía, *R* bằng trị số trong bảng cộng thêm:

1kG/cm² – nếu khối xây vữa xây xong đã lấp hố móng ngay;

2kG/cm² – nếu khối xây móng áp sát vào thành hố móng là đất nguyên thổ hay sau khi đất lấp hố móng đã được lèn chặt một thời gian dài (khi nhà xây cao thêm).

Phụ lục 8

CƯỜNG ĐỘ NÉN TÍNH TOÁN *R* kG/cm² – daN/cm²(MPa) CỦA BÊTÔNG ĐÁ HỘC (KHÔNG ĐẦM RUNG)

Loại bêtông đá hộc	*Số hiệu bêtông*					
	200	*150*	*100*	*75*	*50*	*35*
Khi đá hộc đập thô, số hiệu không nhỏ hơn 200	40(4,0)	35(0,35)	30(0,30)	25(0,25)	20(0,20)	17(0,17)
Như trên số hiệu 100	-	-	-	22(2,2)	18(1,8)	15(1,5)
Như trên số hiệu 50 và với gạch vỡ	-	-	-	20(0,20)	17(0,17)	13(0,13)

Chú thích:

1 – Với bêtông đá hộc có đầm, cường độ *R* bằng trị số ở bảng nhân với 1,15.

2 – Với bêtông số hiệu 200 thì số hiệu đá không được nhỏ hơn 300.

Phụ lục 9

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP R_skG/cm² – daN/cm²(MPa) TRONG KHỐI XÂY ĐẶT CỐT THÉP

Loại kết cấu cốt thép	*Thép nhóm AI (CI)*	*Thép nhóm AII (CII)*	*Dây thép thường (kéo nguội) ứng với đường kính*	
			Từ 5,5mm trở xuống	*Từ 6mm trở lên*
1 – Cốt lưới	1500(150)	-	2000 (200)	1800 (180)
2 – Cốt thép trong khối xây kết cấu tổ hợp				
a) Cốt dọc	1900(190)	2400(240)	3100 (310)	2500 (250)
b) Cốt xiên và cốt đai	1700(170)	2150(215)	2200(220)	1750(175)
3 – Đối với kết cấu gia cường bằng đai				
a) Cốt ngang	1500(150)	1900(190)	2000(200)	1800(180)
b) Cốt dọc khi tải trọng không truyền trực tiếp lên đai	430(43)	550(55)	-	-
c) Cốt dọc, khi tải trọng không truyền trực tiếp lên đai từ một phía	1300(130)	1600(160)	-	-
d) Cốt dọc, khi tải trọng truyền trực tiếp lên đai từ hai phía	1900(190)	2400(240)	-	-
4 – Neo và giằng trong khối xây				
a) Đặt trong vữa có số hiệu 25 trở lên	1900(190)	2400(240)	-	-
b) Đặt trong vữa có số hiệu 4-10	1050(105)	1350(135)	2200(220)	1800(18))

Chú thích:

Cường độ tính toán của các loại cốt thép khác cần lấy không lớn hơn đối với thép nhóm AII hoặc dây thép thường tương ứng.

Phụ lục 10

HỆ SỐ UỐN DỌC

Độ mảnh		*Hệ số uốn dọc φ ứng với đặc trưng đàn hồi α của khối xây*						
λ_h	λ_l	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,32	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

Phụ lục 11

HỆ SỐ η

λ_h	λ_l	*Khối xây bằng gạch đất sét, gạch bêtông nặng, đá thiên nhiên*		*Khối xây bằng gạch silicát, gạch hoặc tảng bằng bêtông nhẹ*	
		Ứng với hàm lượng cốt thép μ%			
		≤ 0,1	≥ 0,3	≤ 0,1	≥ 0,3
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

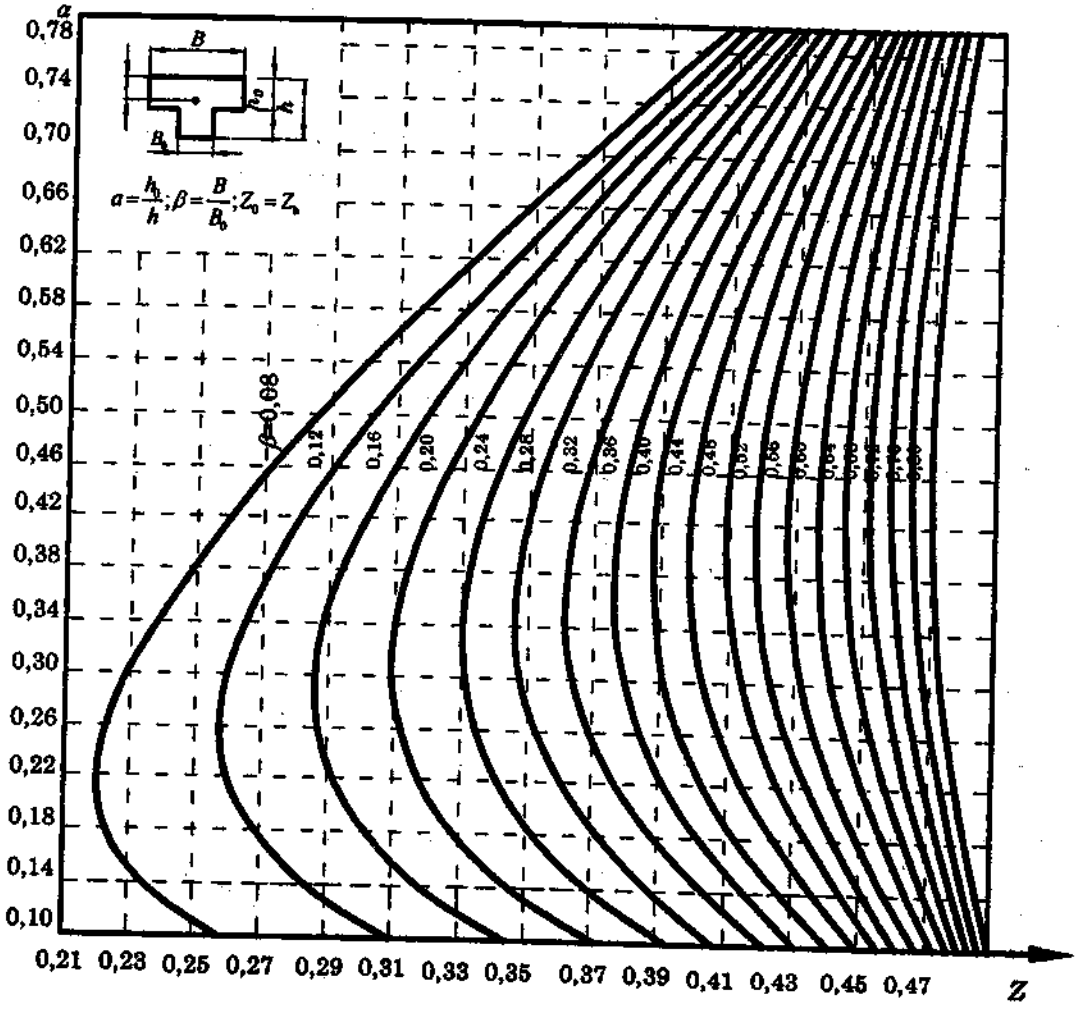
Chú thích:

Với khối xây không có cốt thép thì η lấy theo cột $\mu \leq 0,1\%$.

Nếu μ nằm trong khoảng 0,1 - 0,3% thì nội suy η.

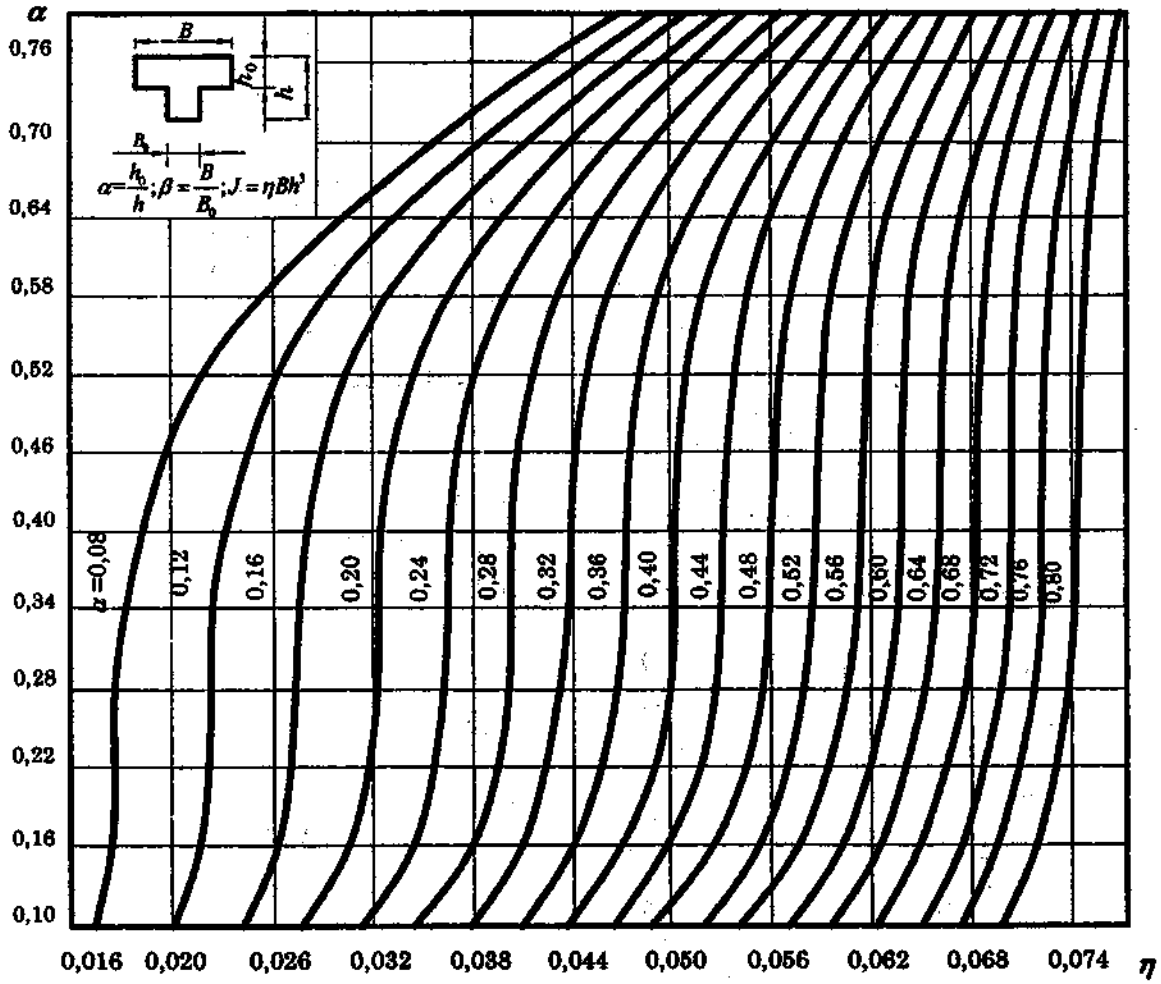
Phụ lục 12

ĐỒ THỊ ĐỂ XÁC ĐỊNH VỊ TRÍ TRỌNG TÂM CHO TIẾT DIỆN CHỮ *T*



Phụ lục 13

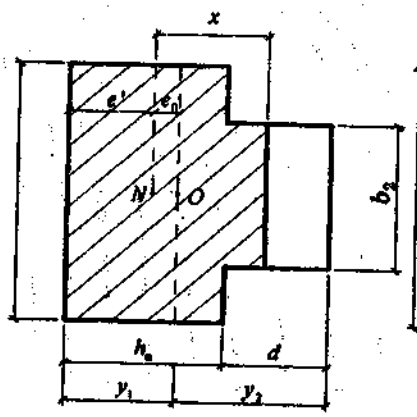
ĐỒ THỊ ĐỂ XÁC ĐỊNH MÔMEN QUÁN TÍNH CHO TIẾT DIỆN CHỮ *T*



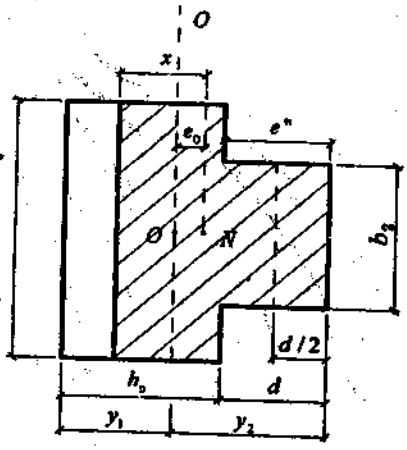
Phụ lục 14

XÁC ĐỊNH PHẦN DIỆN TÍCH TÍNH TOÁN CHỊU NÉN CHO CẤU KIỆN CHỊU NÉN LỆCH TÂM

1. Với tiết diện chịu nén lệch tâm phức tạp, vị trí trục trung hòa được xác định từ điều kiện mômen tĩnh của phần tiết diện chịu nén với trục đi qua điểm đặt lực nén bằng không.



Hình 1. Vùng nén khi độ lệch tâm ở phía cánh



Hình 2. Vùng nén khi độ lệch tâm ở phía sườn

2. Đối với tiết diện chữ *T*, khoảng cách từ điểm đặt lực tới trục trung hòa *x* xác định như sau:

a) Khi độ lệch tâm nằm ở cánh (h.1)

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2}(2e'-c)+(e'-c)^2}\ .$$

Nếu $e' \le \frac{c}{2}$, thì trong vùng nén chỉ có phần cánh đối xứng với điểm đặt lực *N*, cụ thể $x = e'$;

b) Khi độ lệch tâm nằm ở sườn (h.2).

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e''-d)+(e''-d)^2}\ .$$

Nếu $e'' \le \frac{d}{2}$, thì $x = e''$.

Lưu ý: khi $e_0 > 0{,}45y$ diện tích vùng nén tiết diện chữ *T* lấy như sau:

$$A_c = b(y - e_0),$$

ở đây: *b* - bề rộng cánh chịu nén hay là sườn tiết diện chữ *T* phụ thuộc độ lệch tâm.

Phụ lục 15

HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA KHỐI XÂY KHI MỞ RỘNG VẾT NỨT γ

Đặc trưng và điều kiện làm việc của khối xây	*Hệ số điều kiện làm việc ứng với cấp tuổi thọ của kết cấu thuộc loại*		
	I	*II*	*III*
1. Cấu kiện chịu kéo và kéo lệch tâm	1,5	2	3
2. Cấu kiện chịu kéo và kéo lệch tâm có trang trí riêng hoặc yêu cầu cao về kiến trúc	1,2	1,2	-

Chú thích:

Cấp tuổi thọ loại I: trên 75 năm; loại II: từ 50 đến 75 năm; loại III: từ 30 đến 50 năm

Phụ lục 16

HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA CỐT THÉP γ_s

Loại cốt thép đặt trong kết cấu	*Hệ số điều kiện làm việc γ_s cho các nhóm cốt thép*		
	AI	*AII*	*Bp-I*
1. Thép lưới	0,75	-	0,6
2. Thép dọc trong khối xây			
a) Thép dọc chịu kéo	1	1	1
b) Thép dọc chịu nén	0,85	0,7	0,6
c) Cốt xiên và đai	0,8	0,18	0,6
3. Neo và các giằng trong khối xây			
a) cho vữa mác $\geq$ 25	0,9	0,9	0,8
b) cho vữa mác $\leq$ 10	0,5	0,5	0,6

Phụ lục 17

DIỆN TÍCH VÀ TRỌNG LƯỢNG CỐT THÉP TRÒN

Đường kính, mm	Diện tích tiết diện ngang, cm^2 ứng với số thanh									Trọng lượng 1 m dài, kG	Đường kính, mm
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,056	3
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	0,099	4
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	5
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	6
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	7
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,395	8
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	9
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	10
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	12
14	1,540	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,210	14
16	2,010	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,580	16
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	2,000	18
20	3,140	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,470	20
22	3,800	7,60	11,40	15,2	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,98	22
25	4,910	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85	25
28	6,160	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	28
30	7,070	14,13	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	5,55	30
32	8,040	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	32
36	10,180	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	36
40	12,570	25,14	37,70	50,27	63,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,89	40

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Ts. Trịnh Kim Đạm. Ths. Đinh Chính Đạo; Ks. Lại Văn Thành.*
   Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép.
   Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 1996.
2. *Nguyễn Hiển.*
   Sổ tay tính toán kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép.
   Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 1974.
3. *Lý Trần Cường.*
   Luận án phó Tiến sĩ KHKT.
   Hà Nội, 1991.
4. *TCVN 5573 – 91.*
   Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.
5. *С. В. Поляков, Б. Н. Фалевич.*
   Каменные Конструкции.
   Гостройиздат. Москва, 1960.
6. *П. Ф. Вахненко.*
   Каменные и Армокаменные Конструкции.
   "Будівельник". Киев, 1978 .
7. *Б. М. Бондаренко.*
   Железобетонные и Каменные Конструкции.
   "Высшая школа". Москва, 2004.
8. *В. Н. Байков, С. Г. Стронгин.*
   Строительные Конструкции.
   Стройиздат. Москва, 1980.
9. *Снип II - 22 - 81 Часть II глава 22 .*
   Каменные и Армокаменные Конструкций.
   Стройиздат. Москва, 1983.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
MỞ ĐẦU	5
1. Sơ lược lịch sử phát triển	5
2. Ưu khuyết điểm và phạm vi ứng dụng của kết cấu gạch đá	6
Chương 1. **VẬT LIỆU DÙNG TRONG KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ**	
1.1. Gạch	7
1.2. Đá	10
1.3. Vữa	11
1.4. Phân loại khối xây gạch đá	16
1.5. Các nguyên tắc liên kết gạch đá trong khối xây	16
1.6. Yêu cầu về giằng trong khối xây gạch đá	17
Chương 2. **TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ**	
2.1. Trạng thái ứng suất của gạch đá và vữa trong khối xây chịu nén đúng tâm	21
2.2. Các giai đoạn làm việc của khối xây chịu nén đúng tâm	22
2.3. Công thức thực nghiệm xác định cường độ của khối xây chịu nén đúng tâm	23
2.4. Các yếu tố ảnh hưởng tới cường độ chịu nén của khối xây	24
2.5. Cường độ tiêu chuẩn của khối xây chịu nén cục bộ, kéo, uốn, cắt	30
2.6. Biến dạng của khối xây chịu nén đúng tâm	35
Chương 3. **NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN KẾT CẤU GẠCH ĐÁ**	
3.1. Khái niệm chung	37
3.2. Phương pháp tính theo trạng thái giới hạn	38
3.3. Tải trọng và tác động	39
3.4. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán của khối xây	40
3.5. Cường độ tính toán của khối xây	40
Chương 4. **TÍNH TOÁN KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ KHÔNG CỐT THÉP THEO CƯỜNG ĐỘ** (Trạng thái giới hạn thứ nhất)	
4.1. Cấu kiện chịu nén đúng tâm	43
4.2. Cấu kiện chịu nén cục bộ	47

4.3. Cấu kiện chịu nén lệch tâm 52
4.4. Cấu kiện chịu kéo, chịu uốn và chịu cắt 61

Chương 5. TÍNH TOÁN KHỐI XÂY GẠCH ĐÁ CÓ ĐẶT CỐT THÉP THEO CƯỜNG ĐỘ

5.1. Khối xây đặt lưới thép ngang 63
5.2. Khối xây đặt cốt thép dọc 68
5.3. Các bài toán cơ bản 73
5.4. Kết cấu hỗn hợp 82

Chương 6. THIẾT KẾ CÁC BỘ PHẬN NHÀ GẠCH

6.1. Phân loại tường và trụ 89
6.2. Cấu tạo của tường và trụ gạch 89
6.3. Tính toán tường, trụ nhà có sơ đồ kết cấu cứng 92
6.4. Tính toán tường, trụ nhà có sơ đồ kết cấu mềm 96
6.5. Móng nhà 98
6.6. Lanhtô, tường treo, bản đệm và giằng tường 100
6.7. Tường chắn đất 108

Chương 7. KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP CHÈN GẠCH

7.1. Khái niệm chung 115
7.2. Xác định độ cứng của khối xây tương đương 115
7.3. Các bước tính toán khung chèn gạch chịu tải trọng ngang 120
7.4. Ứng dụng để tính khung bêtông cốt thép chèn gạch chịu tải trọng động 121

Chương 8. GIA CƯỜNG KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

8.1. Khái niệm chung 127
8.2. Gia cường cho tường 127
8.3. Gia cường trụ gạch 128

Phụ lục 133

Tài liệu tham khảo 148

Pgs,Ts. LÝ TRẦN CƯỜNG (chủ biên)
Ths. ĐINH CHÍNH ĐẠO

KẾT CẤU GẠCH ĐÁ VÀ GẠCH ĐÁ CỐT THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản : TS. PHẠM VĂN DIỄN
Biên tập : LÊ THANH ĐỊNH
Kỹ mỹ thuật : TÚ HƯƠNG
Sửa bản in : LÊ THANH NGA
Trình bày bìa : HƯƠNG LAN

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 TRẦN HƯNG ĐẠO – HÀ NỘI

In 500 cuốn, khổ 19 x 27 cm, tại Công ty TNHH In Thanh Bình.
Số đăng ký kế hoạch xuất bản: 414-2008/CXB/354-16/KHKT, cấp ngày 13/5/2008.
Quyết định xuất bản số: 233/QĐXB - NXBKHKT, cấp ngày 11/9/2008.
In xong nộp lưu chiểu tháng 7 năm 2008.