

ĐH. HN. K. PH. H.  
K 2580

Pts. PHẠM VĂN HỘI (chủ biên)  
Pts. NGUYỄN QUANG VIÊN, Ths. PHẠM VĂN TƯ,  
Ks. ĐOÀN NGỌC TRANH, Ks. HOÀNG VĂN QUANG

# KẾT CẤU THÉP

## CÔNG TRÌNH DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

THU VIỆN ĐH. Đ. AN LẬP. HN.  
PHÒNG ĐỌC  
2000. Đ. VL. 357



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT  
HÀ NỘI - 1998

**60 - 601**

**1180 - 126 - 98**

**KHKT - 98**

## LỜI NÓI ĐẦU

Cùng với nhịp độ phát triển mạnh mẽ của công nghiệp xây dựng ở nước ta hiện nay, việc xây dựng các công trình bằng thép đã và đang phát triển rộng rãi. Trong tương lai, kết cấu thép sẽ là loại kết cấu chủ yếu trong xây dựng hiện đại.

Cuốn "Kết cấu thép công trình dân dụng và công nghiệp" là phần tiếp theo của cuốn "Kết cấu thép" do Bộ môn kết cấu thép gổ Trường đại học xây dựng Hà Nội biên soạn. Trong cuốn "Kết cấu thép" trình bày các kiến thức về các cấu kiện cơ bản bằng thép, còn cuốn sách này cung cấp các kiến thức cần thiết để thiết kế kết cấu thép các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp như : nhà công nghiệp, nhà nhịp lớn, nhà cao tầng, kết cấu thép bản, tháp, trụ, kết cấu thép ứng suất trước.

Ở nước ta, sách về công trình thép đã được xuất bản cách đây hơn 30 năm do các giáo sư Đỗ Quốc Sam, Lê Văn, Bùi Tâm Trung, Đoàn Định Kiến, Nguyễn Văn Yên biên soạn. Các sách này đã đóng vai trò quan trọng trong giai đoạn phát triển ban đầu của ngành kết cấu thép Việt Nam. Tuy nhiên cho đến nay chúng đã không được tái bản lại, mặt khác nội dung sách đã có phần không còn phù hợp với kỹ thuật xây dựng hiện đại. Cuốn "Kết cấu thép công trình dân dụng và công nghiệp" xuất bản lần này nhằm bổ sung những tiến bộ của ngành kết cấu thép trong hơn ba thập kỷ qua và để đáp ứng yêu cầu của bạn đọc trong giai đoạn hiện nay.

Sách dùng làm tài liệu học tập cho sinh viên ngành xây dựng, kiến trúc, tài liệu tham khảo cho kỹ sư và cán bộ kỹ thuật xây dựng.

Việc biên soạn được phân công như sau :

Pts. Phạm Văn Hội chủ biên, viết chương 4 và chương 6.

Chương 1 : Ks. Đoàn Ngọc Tranh ; Ks. Hoàng Văn Quang.

Chương 2 : Ths. Phạm Văn Tư ; Ks. Hoàng Văn Quang.

Chương 3 : Pts. Nguyễn Quang Viên.

Chương 5 : Pts. Nguyễn Quang Viên ; Ths. Phạm Văn Tư.

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn các bạn đồng nghiệp của Bộ môn kết cấu thép gổ Trường đại học xây dựng Hà Nội, Trường đại học kiến trúc Hà Nội và giáo sư Đoàn Định Kiến đã đóng góp nhiều ý kiến quý báu trong quá trình biên soạn sách.

Chúng tôi rất mong nhận được ý kiến đóng góp phê bình của bạn đọc.

CÁC TÁC GIẢ



# KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

---

## § 1.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ NHÀ CÔNG NGHIỆP BẰNG THÉP

### 1. Đặc điểm chung của kết cấu nhà công nghiệp một tầng

Nhà công nghiệp một tầng bằng thép được sử dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng công nghiệp. Để tạo nên kết cấu của nhà có thể dùng vật liệu thép hoặc bê tông cốt thép. Khi dùng cột bê tông, vì kèo bằng thép thì kết cấu khung được gọi là khung liên hợp. Khi dùng tất cả các cấu kiện bằng thép thì gọi là khung toàn thép. Kết cấu khung toàn thép được dùng khi nhà cao (chiều cao thông thủy  $H > 15\text{m}$ ), nhịp lớn ( $L > 24\text{ m}$ ), bước cột lớn ( $B > 12\text{ m}$ ), cầu trục nặng ( $Q > 50\text{ t}$ ). Mặt khác do ưu điểm của vật liệu thép, nên kết cấu khung thép còn được sử dụng để làm các loại nhà công nghiệp thông dụng. Trong nhà công nghiệp, yếu tố ảnh hưởng lớn nhất đến sự làm việc của kết cấu là cấu trúc. Tải trọng của cầu trục là tải trọng động, lặp, dễ làm cho kết cấu bị phá hoại do hiện tượng mỏi. Vì vậy khi thiết kế cần phải chú ý đến cường độ hoạt động của cầu trục, được gọi là *chế độ làm việc của cầu trục*. Khi nghiên cứu phân loại kết cấu nhà xưởng, thường phân loại theo chế độ làm việc của cầu trục trong nhà xưởng. Có thể phân loại nhà xưởng theo bốn chế độ làm việc của cầu trục : nhà có cầu trục chế độ làm việc nhẹ, trung bình, nặng và rất nặng.

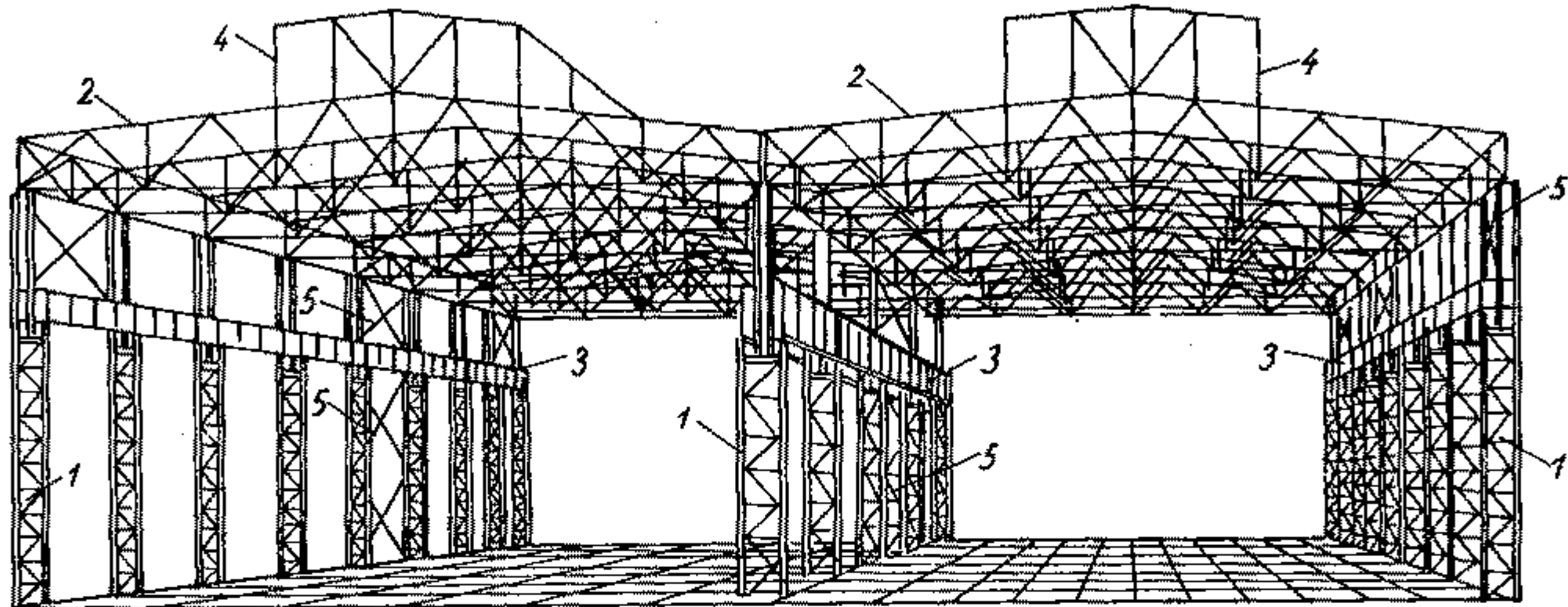
- ◆ Nhà có cầu trục *chế độ làm việc nhẹ* : thời gian hoạt động của cầu trục ít, rất hiếm khi làm việc với sức trục lớn nhất (chỉ có 15% thời gian sử dụng).
- ◆ Nhà có cầu trục *chế độ làm việc trung bình* : tính chất làm việc như nhà có cầu trục chế độ làm việc nhẹ, song thời gian sử dụng nhiều hơn (khoảng 20% thời gian sử dụng).

Hai loại nhà trên thường là xưởng sản xuất nhỏ, xưởng cơ khí lắp ráp, sửa chữa thiết bị.

- ◆ Nhà có cầu trục *chế độ làm việc nặng* : là nhà xưởng có dây chuyền sản xuất lớn, xưởng chế tạo kết cấu ... Thời gian hoạt động và số lần mở máy của cầu trục nhiều (khoảng 40 - 60% thời gian sử dụng), thường xuyên làm việc với sức nâng lớn nhất.

- ◆ Nhà có cấu trúc chế độ làm việc rất nặng : thời gian làm việc hầu như liên tục, (hơn 60% thời gian sử dụng), thường xuyên làm việc với sức nặng lớn nhất. Ví dụ những nhà có chế độ làm việc rất nặng là xưởng cán thép, xưởng luyện kim ...

Kết cấu của nhà xưởng có cấu trúc chế độ làm việc nặng và rất nặng chịu tải lớn, động và liên tục, nên khi thiết kế phải bảo đảm các yêu cầu đặc biệt về tải trọng, tính toán và cấu tạo. Những điều này được quy định trong quy phạm.



**Hình 1.1. Kết cấu khung nhà công nghiệp một tầng**  
1- cột ; 2- dàn vì kèo ; 3- dầm cầu trục ; 4- cửa mái ; 5- hệ giằng.

Trên hình 1.1. thể hiện kết cấu khung nhà công nghiệp một tầng.

Kết cấu nhà công nghiệp một tầng có hình thức đa dạng, từ các kết cấu thép nhẹ như nhà kho, xưởng cơ khí lắp ráp ... đến xưởng luyện thép công suất lớn. Nhịp nhà có thể từ 30 đến 60 m, bước cột từ 12 đến 48 m, chiều cao nhà có thể đến 40 m.

## 2. Các yêu cầu cơ bản khi thiết kế khung ngang nhà công nghiệp một tầng

Kết cấu công trình nói chung và kết cấu nhà công nghiệp nói riêng, khi thiết kế phải thỏa mãn đồng thời hai yêu cầu cơ bản : yêu cầu sử dụng và yêu cầu về kinh tế.

Yêu cầu về sử dụng thể hiện ở các điểm sau :

- ◆ Thuận tiện trong việc lắp đặt thiết bị máy móc. Điều kiện này liên quan đến việc chọn bước cột, đường đi của cầu trục, hệ giằng ...
- ◆ Bảo đảm cho các thiết bị nâng cấu làm việc bình thường. Muốn vậy kết cấu nhà phải có đủ độ cứng dọc và độ cứng ngang.
- ◆ Kết cấu bảo đảm độ bền và độ bền lâu. Yêu cầu này phụ thuộc vào tính chất tác động của tải trọng, ảnh hưởng của môi trường. Tải trọng tác động ảnh hưởng nhiều nhất tới kết cấu là tải trọng cầu trục, tải trọng

này có thể dẫn đến phá hoại kết cấu khi đang sử dụng do hiện tượng mới. Ảnh hưởng của môi trường chủ yếu là mức độ xâm thực của môi trường lên bề mặt kết cấu gây ăn mòn, làm giảm tiết diện chịu lực. Chỉ số này được đo bằng vận tốc ăn mòn trên bề mặt tính bằng mm/năm, tùy theo mức độ ăn mòn nhẹ (0,1 mm/năm), trung bình (0,5 mm/năm), mạnh (lớn hơn 0,5 mm/năm) mà có phương pháp bảo vệ thích hợp.

- ◆ Bảo đảm điều kiện thông gió chiếu sáng cho nhà. Điều kiện này liên quan đến việc chọn nhịp nhà, nhịp cửa trời và chiều cao của cửa kính ...

Đồng thời với việc thỏa mãn yêu cầu thích dụng, kết cấu nhà công nghiệp phải đạt hiệu quả kinh tế. Yêu cầu kinh tế phụ thuộc trước hết vào chi phí cho công trình bao gồm : giá thành vật liệu, giá thành chế tạo và xây lắp. Mặt khác cần tính đến hiệu quả kinh tế do rút ngắn thời gian xây dựng và các chi phí khác như : chi phí vận chuyển, chi phí thiết kế ...

Thỏa mãn các yếu tố này là rất phức tạp ví dụ : chi phí thép và công chế tạo, chi phí xây dựng công trình chính và công trình phụ trợ ... Khi thiết kế cần phải tính đến các yếu tố trên và tìm ra giải pháp tối ưu thỏa mãn tốt nhất các yếu tố đó.

Vấn đề chọn vật liệu làm kết cấu (thép, bê tông cốt thép, khung liên hợp) là vấn đề cần phải giải quyết trước hết. Các giải pháp thiết kế chọn sao cho tiết kiệm thép nhất, các yếu tố đó phụ thuộc hoàn cảnh cụ thể.

Xuất phát từ điều kiện kinh tế, dùng khung thép cho nhà có cấu trúc chế độ làm việc rất nặng, nhà chịu tải trọng động, liên tục là rất hợp lý. Ngoài ra nên chọn khung thép cho những vùng đất lún, móng biến dạng không đều, và đặc biệt là những vùng có điều kiện chuyên chở khó khăn. Sử dụng khung thép còn mang lại hiệu quả kinh tế do thời gian lắp dựng giảm.

Khi thiết kế, cần bảo đảm chi phí thép và công chế tạo nhỏ nhất trong điều kiện thi công đơn giản và thông thường. Điều này phụ thuộc vào cách chọn giải pháp và hình dạng của kết cấu. Mặt khác việc định hình hóa cấu kiện cho phép giảm nhiều loại kích thước kết cấu, tạo ra khả năng sử dụng kết cấu đa dạng.

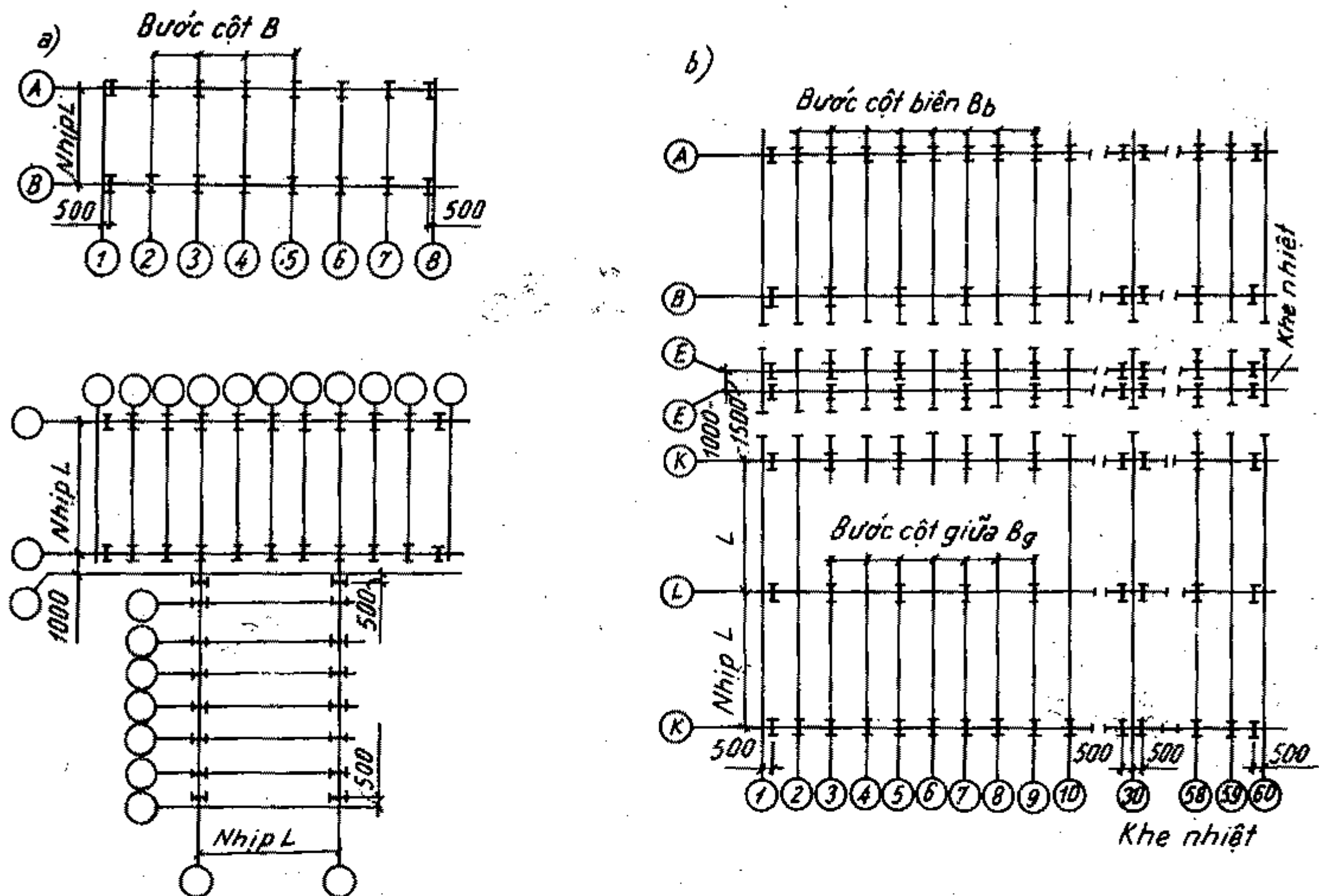
## § 1.2. CẤU TẠO CỦA NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

### 1. Bố trí hệ lưới cột (h.1.2)

Bố trí hệ lưới cột là tìm kích thước hợp lý giữa các cột theo hai phương : ngang nhà gọi là **nhịp khung**, dọc nhà gọi là **bước cột**. Khi chọn kích thước hệ lưới cột phải xuất phát từ điều kiện vật liệu, công nghệ, các thiết bị máy móc, số lượng cấu trúc, chế độ làm việc ...

Mặt khác, cần căn cứ vào điều kiện kinh tế, ví dụ với nhà có chiều cao do công nghệ xác định, có thể chọn nhịp và bước cột sao cho chi phí vật liệu bé

nhất. Ngoài ra, khi chọn kích thước mặt bằng cần tính đến khả năng thay đổi công nghệ trong tương lai.



Hình 1.2. Bố trí lưới cột

a) lưới cột cho nhà một nhịp ; b) lưới cột cho nhà nhiều nhịp.

Nhằm đáp ứng yêu cầu tiêu chuẩn hóa và định hình hóa, nhịp nhà và bước cột được chọn theo môđun thống nhất : 6 m. Với các nhà công nghiệp thông thường nhịp lấy các giá trị : 12 ; 18 ; 24 ; 30 ; 36 ; 42 m ... ; bước cột 6 ; 12 ; 18 m ... Chọn bước 12 m làm tăng chi phí vật liệu, nhưng giảm số lượng cấu kiện và thời gian thi công. Vì vậy khi chọn bước 6 m hoặc 12 m cần phải so sánh các phương án. Khi nhà có nhịp lớn hơn 30 m, chiều cao nhà cao hơn 15 m, sức trục lớn hơn 30 tấn dùng bước cột 12 m là hợp lý. Khi các thông số trên nhỏ hơn dùng bước cột 6 m là kinh tế. Trong nhà nhiều nhịp, bước cột giữa chọn xuất phát từ yêu cầu công nghệ và thường lớn hơn bước cột biên. Do yêu cầu thống nhất hóa và để khỏi thay đổi kết cấu đỡ kèo, đỡ dầm cầu trục, bước cột giữa không thay đổi theo chiều dài nhà.

Khi nhà dài phải có khe nhiệt độ, khoảng cách giữa các khe nhiệt độ lấy không quá 200 m. Do cần có khoảng cách để bố trí sườn tường và để tấm mái không bị hụp, ở đầu hồi trục cột lùi vào so với trục định vị 500 mm. Tại vị trí có khe nhiệt độ, trục định vị đi qua giữa khe nhiệt độ, trục hai cột kế cận cũng lùi vào cách trục định vị là 500 mm.

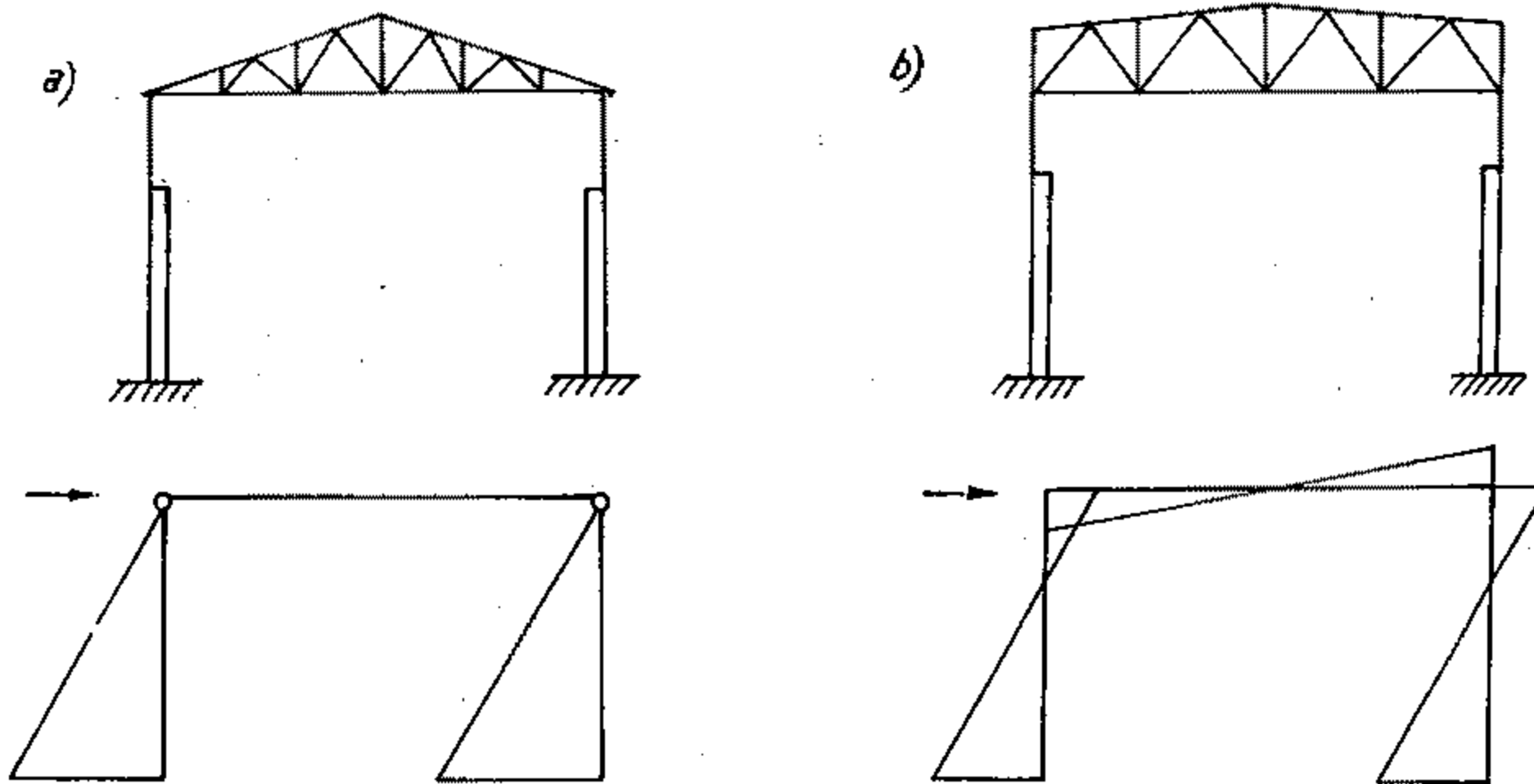


Với nhà nhiều nhịp, giải quyết khe nhiệt độ dọc nhà bằng cách chia thành hai khối riêng biệt, thêm cột phụ, hoặc cấu tạo gối tựa di động. Khoảng cách giữa các trục cột và trục định vị cũng theo quy định trên.

## 2. Kích thước khung ngang

### a. Sơ đồ khung ngang

Khung ngang nhà là khung một nhịp hoặc nhiều nhịp phụ thuộc vào kiến trúc của nhà. Kết cấu chính của khung là cột và vì kèo. Cột có thể là cột đặc hoặc cột rỗng, tiết diện cột có thể không thay đổi hoặc thay đổi (cột bậc) theo chiều dài cột. Vì kèo là dầm hoặc dàn, thông thường với nhà công nghiệp dùng dàn nhiều hơn. Liên kết giữa cột và vì kèo có thể là liên kết khớp hoặc liên kết cứng.



Hình 1.3. Sơ đồ khung ngang

Khung nhiều nhịp thường dùng liên kết khớp (h.1.3a), đơn giản và thuận tiện thi công. Với khung một nhịp có độ cao lớn và yêu cầu độ cứng lớn do có cấu trúc, thì nên dùng liên kết cứng (h.1.3b), nhằm tăng độ cứng ngang và giảm biến dạng của khung. Điều kiện liên kết còn phụ thuộc vào hình dạng của vì kèo. Nếu vì kèo hình tam giác thì chỉ liên kết khớp với cột, còn vì kèo dạng hình thang thì có thể liên kết cứng hoặc khớp.

Trong khung liên hợp giữa vì kèo và cột chỉ có thể là liên kết khớp. Không dùng dầm hoặc dàn bê tông với cột bằng thép.

### b. Kích thước chính của khung một nhịp

Khung ngang có các kích thước chính theo phương ngang liên quan đến nhịp nhà, bề rộng cột ... và kích thước theo phương thẳng đứng liên quan đến chiều cao có ích của nhà. Để cụ thể hóa, xét kích thước của khung một nhịp như trên hình 1.4.

• **Kích thước theo phương ngang**

Khoảng cách  $a$  từ mép ngoài đến trục định vị được lấy là : 0 ; 250 ; 500 mm.

Khi nhà không có cấu trúc hoặc nhà thấp, cấu trúc bé, sức trục từ 30 tấn trở xuống lấy  $a = 0$ , tức là trục định vị trùng với mép ngoài cột.

Khoảng cách  $a = 500$  mm áp dụng cho nhà có cấu trúc có sức trục lớn hơn 75 tấn, hoặc nhà có chế độ làm việc nặng cần bố trí lối đi ở cột trên (h1.5b,c).

Các trường hợp còn lại lấy  $a = 250$  mm.

Bề rộng cột trên (chiều cao tiết diện cột) của cột bậc  $h_1$  do yêu cầu độ cứng, lấy khoảng  $1/10 - 1/12$  chiều cao cột trên  $H_1$ . Thường chọn 500 ; 750 ; 1000 mm, bề rộng 1000 mm dùng khi có lối đi qua bụng cột (kích thước lỗ 400 x 1800 mm).

Để cấu trúc làm việc an toàn theo phương dọc nhà, khoảng cách  $\lambda$  từ trục ray đến trục định vị phải thỏa mãn điều kiện :

$$\lambda > B_1 + (h_1 - a) + D,$$

trong đó  $B_1$  - phần đầu cấu trúc từ ray đến mép ngoài lấy theo catalô cấu trúc ;

$D$  - khe hở an toàn giữa cấu trúc và cột lấy bằng 60 - 75 mm.

Trị số  $\lambda$  phụ thuộc vào sức trục và chế độ làm việc của cấu trúc. Được lấy như sau :

$\lambda = 750$  mm khi nhà có cấu trúc  $Q < 75$  tấn.

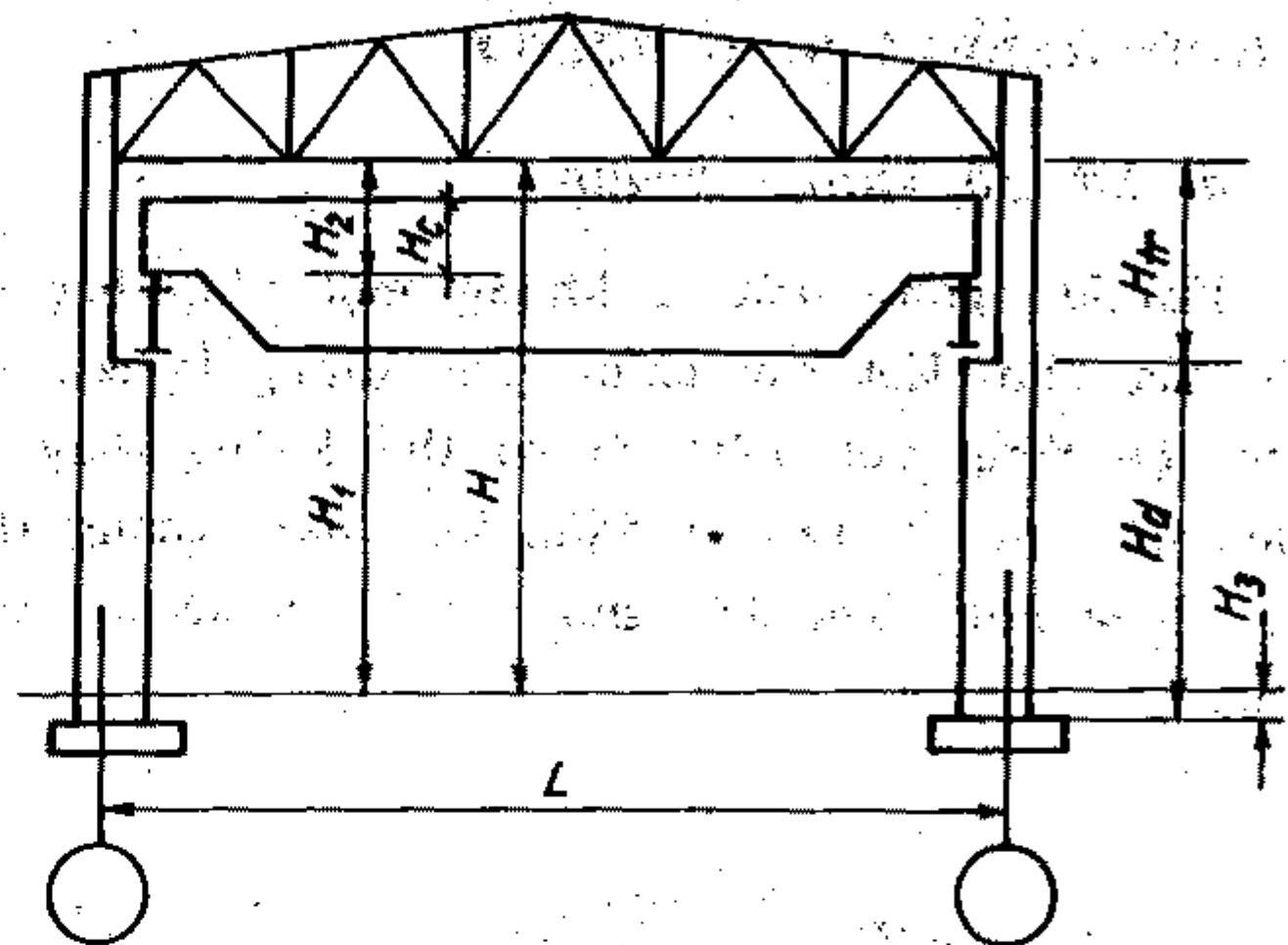
$\lambda = 1000$  mm khi cấu trúc có sức trục  $Q > 75$  tấn, không có lối đi ở cột trên.

$\lambda = 1250$  mm khi cấu trúc có chế độ làm việc rất nặng cũng như có lối đi ở cột trên.

Bề rộng cột dưới (chiều cao tiết diện cột)  $h_d$  do điều kiện độ cứng được lấy không nhỏ hơn  $(1/20)H$  khi nhà có cấu trúc chế độ làm việc trung bình; không nhỏ hơn  $(1/15)H$  khi nhà có cấu trúc chế độ làm việc nặng ( $H$  là chiều cao toàn cột).

Thông thường trục nhánh trong của cột bậc đỡ dầm cấu trúc trùng với trục dầm cấu trúc, vì vậy bề rộng cột dưới sẽ là :

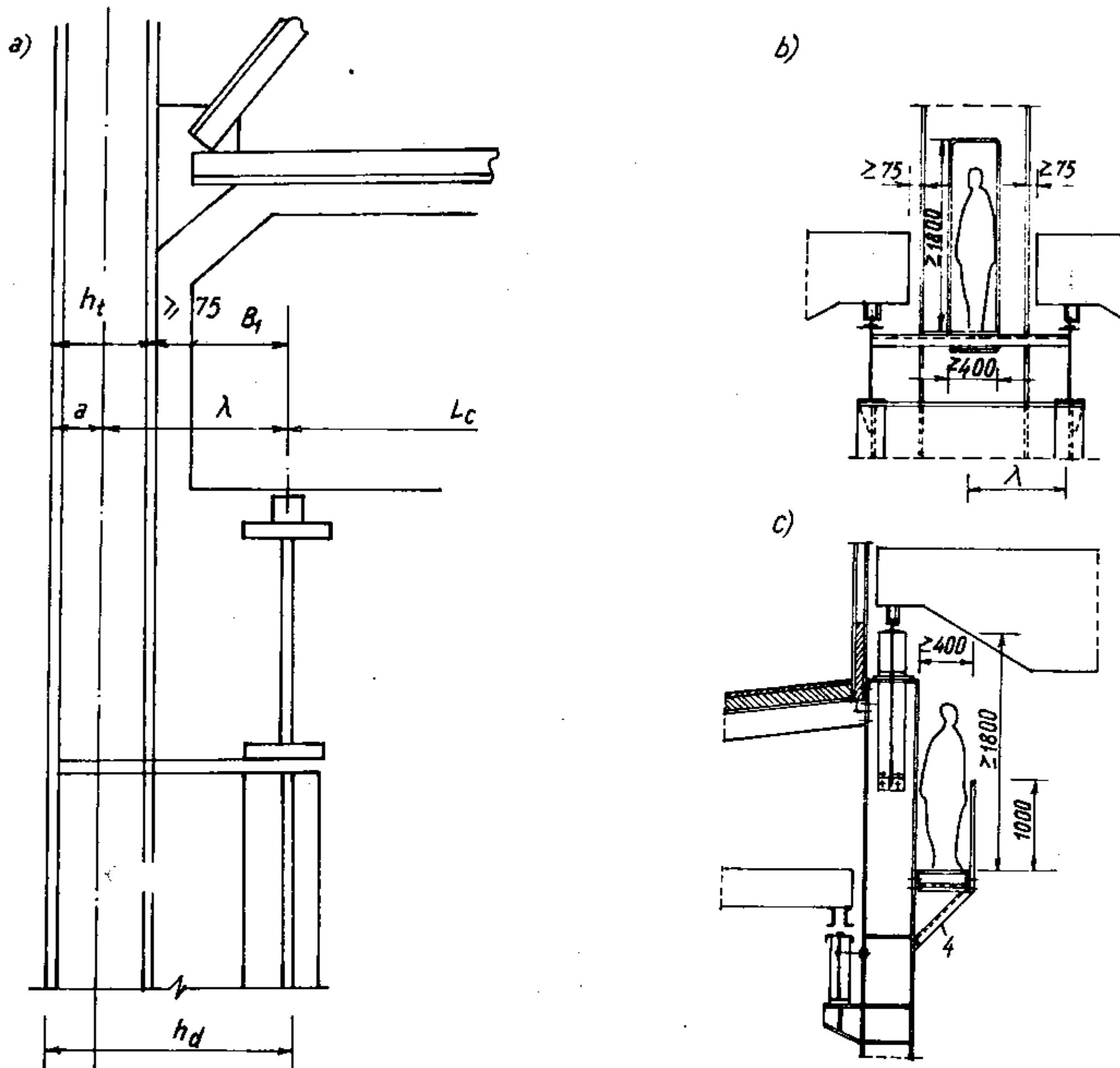
$$h_d = a + \lambda.$$



Hình 1.4. Kích thước khung một nhịp

Vì vậy  $h_d$  sẽ nhận các giá trị 750 ; 1000 ; 1250 ; 1500 mm.

Trong cột bậc, cột trên (phần từ dầm cầu trục đến vì kèo) dùng cột tiết đặc dạng chữ I, cột dưới dùng tiết diện đặc hoặc tiết diện rỗng.



**Hình 1.5. Kích thước ngang của cột khung nhà công nghiệp**

a) trường hợp chung ; b) có lối đi ở cột trên ; c) có lối đi cạnh cột.

Nhịp nhà (khoảng cách giữa các trục định vị) xác định theo yêu cầu sử dụng và cấu trúc trong nhà :

$$L = L_{ct} + 2\lambda ,$$

trong đó  $L_{ct}$  - nhịp của cầu trục tra trong catalô.

Theo yêu cầu về thống nhất và định hình hóa,  $L$  lấy bội số 3 m khi nhịp nhỏ hơn 18 m và 6 m khi nhịp lớn hơn.

#### • Kích thước theo phương đứng

Chiều cao sử dụng là chiều cao từ mặt nền đến cánh dưới vì kèo phụ thuộc vào yêu cầu công nghệ, được xác định theo công thức :

$$H = H_1 + H_2 .$$

Kích thước  $H_1$  là khoảng cách nhỏ nhất từ mặt nền đến cao độ mặt ray cầu trục, thường được gọi là cao trình đỉnh ray,  $H_1$  cho trong nhiệm vụ thiết kế. Kích thước  $H_2$  từ mặt ray đến mép dưới vì kèo phụ thuộc chủ yếu vào kích thước cầu trục:

$$H_2 = H_c + 100 \text{ mm} + f ,$$

trong đó  $H_c$  - kích thước từ mặt ray đến điểm cao nhất của cầu trục, cho trong catalô cầu trục;

100 mm - khe hở an toàn giữa cầu trục và vì kèo ;

$f$  - kích thước xét đến độ võng của vì kèo và việc bố trí hệ giằng thanh cánh dưới,  $f$  lấy bằng 200 - 400 mm phụ thuộc vào nhịp của nhà. Kích thước  $H_2$  thường lấy chẵn theo môđun là 200 mm.

Chiều cao thực của cột trên  $H_1$  từ vai đỡ dầm cầu trục đến mép dưới vì kèo :

$$H_1 = H_2 + H_{dc} + H_r ,$$

trong đó  $H_{dc}$  - chiều cao dầm cầu trục lấy theo thiết kế có sẵn hoặc giả thiết sơ bộ là  $(1/8 \div 1/10)$  nhịp dầm (bước cột);

$H_r$  - chiều cao tổng cộng của ray và đệm ray, phụ thuộc vào loại cầu trục, thường lấy 200 mm.

Để có chiều cao  $H_1$  chính xác cần thiết kế dầm cầu trục trước.

Chiều cao thực của cột dưới tính từ mặt móng đến vị trí thay đổi tiết diện:

$$H_d = H - H_1 + H_3 ,$$

trong đó  $H_3$  - phân cột chôn dưới cao trình nền, lấy khoảng 600-1000 mm.

Chiều cao đầu dầm  $H_0$  phụ thuộc vào chiều cao của vì kèo tại gối tựa. Khi vì kèo điển hình hình thang có chiều cao đầu dầm 2200 mm, vì kèo điển hình cánh song song lấy 3100 mm.

Nếu nhà có cửa mái, chiều cao của cửa mái xác định do yêu cầu công nghệ chiếu sáng, thông gió và môđun của khung kính.

### *c. Kích thước của khung nhiều nhịp*

Khung nhiều nhịp có tổ hợp nhiều dạng phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng và mặt cắt kiến trúc khi thiết kế. Các nhịp và chiều cao có thể bằng nhau hoặc khác nhau (h.1.6).

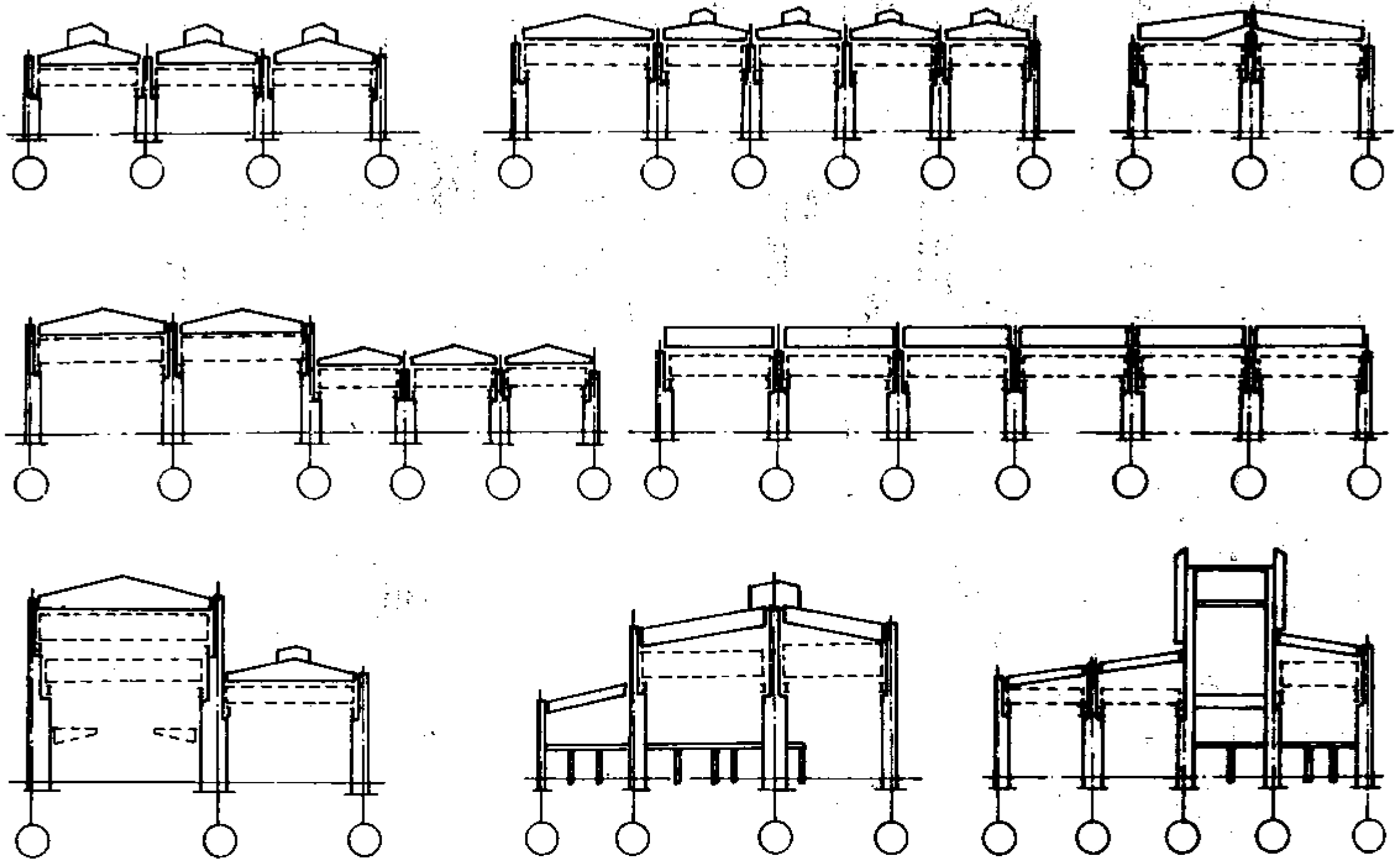
Trong trường hợp khung nhiều nhịp có cùng độ cao, việc xác định kích thước đứng và ngang của cột biên và cột giữa lấy như đã trình bày ở phần trên. Ở cột giữa, trục định vị trùng với trục cột, bề rộng cột dưới  $h_d = 2\lambda$  (h.1.7).  $\lambda$  lấy trị số lớn hơn trong hai nhịp cạnh cột.

Khi khung nhiều nhịp có chiều cao khác nhau do yêu cầu công nghệ, việc xác định kích thước đứng của khung riêng lẻ làm theo cách trên. Do trục định vị không phải là trục đối xứng của cột nên bề rộng cột dưới lúc này là :

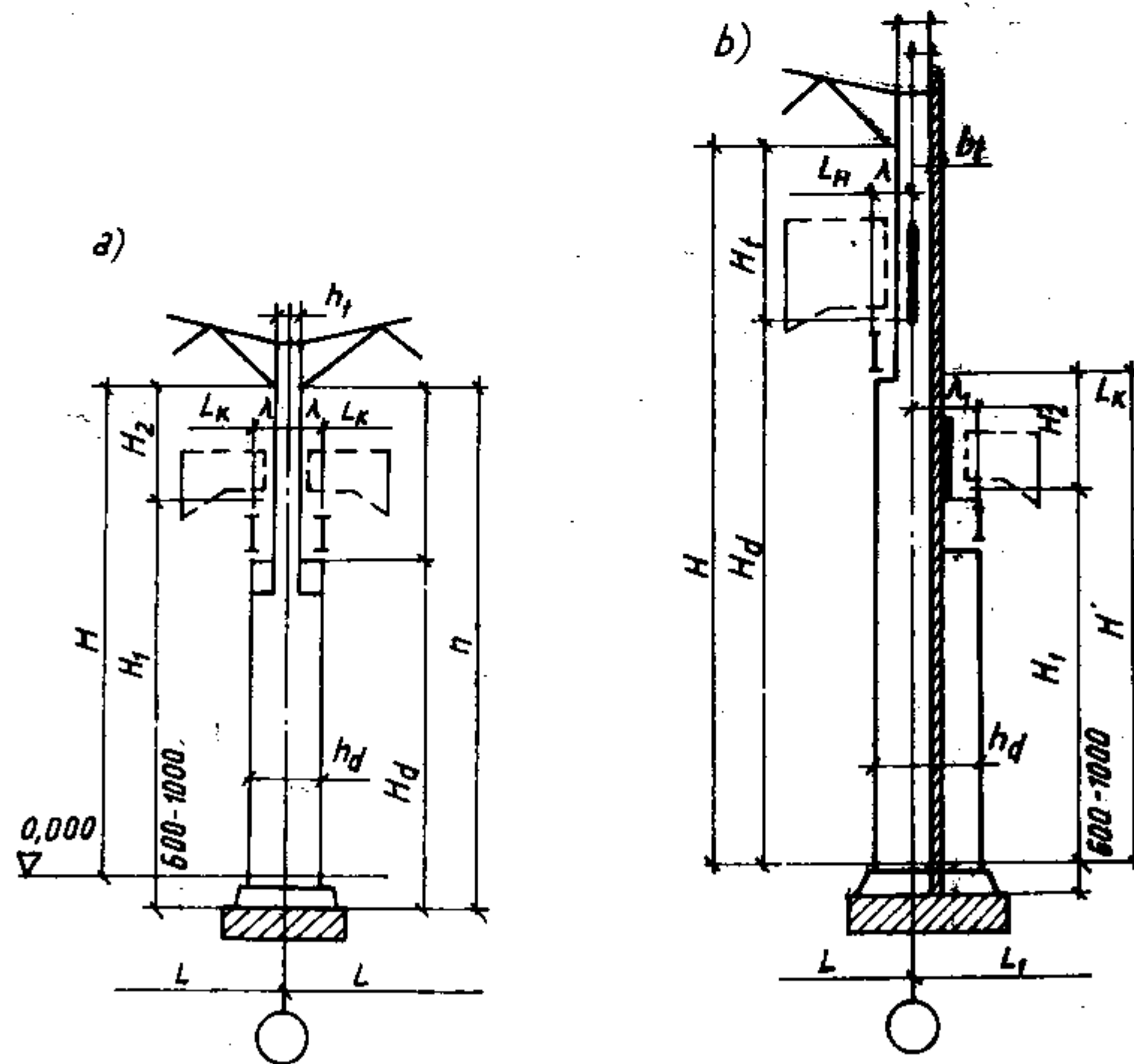
$$h_d = \lambda + \lambda' .$$

Nếu do yêu cầu sử dụng, hai nhịp lân cận có tường ngăn cách kích thước  $\lambda'$  còn phải thỏa mãn điều kiện :

$$\lambda' > a + b_1 + B_1 + D + 450 \text{ mm} ;$$



Hình 1.6. Khung nhiều nhịp



Hình 1.7. Kích thước khung nhiều nhịp

a) không có lối đi ở cột trên ; b) có lối đi ở cột trên và cạnh cột.

trong đó  $b_1$  - chiều dày của tường ;

450 mm - bề rộng lõi đi. Các kích thước khác như ở phần trên (hình 1.6).

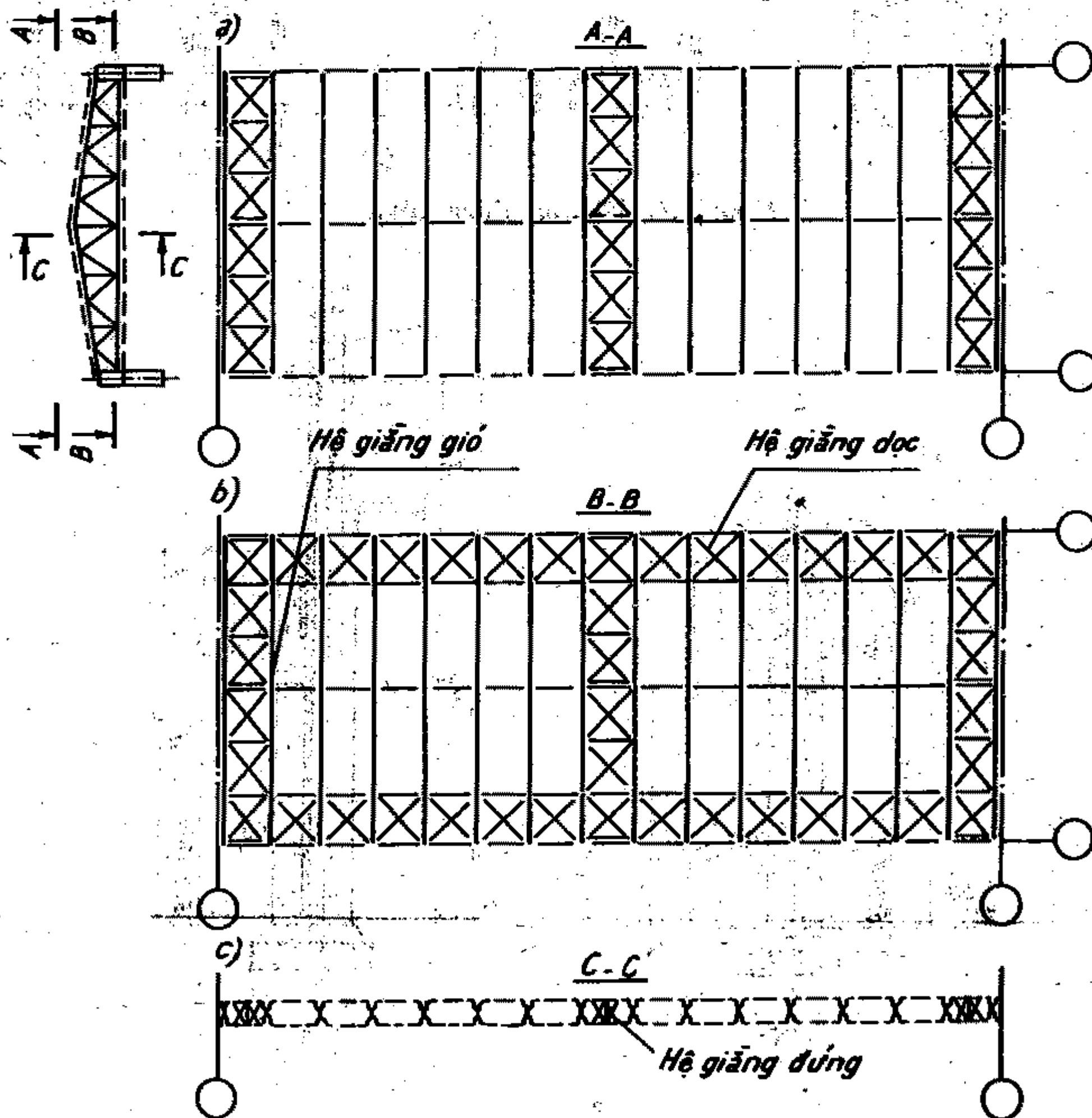
### 3. Hệ giằng của nhà công nghiệp

Hệ giằng nhà công nghiệp giữ vai trò quan trọng trong việc bảo đảm độ cứng không gian của nhà. Đối với các công trình bằng thép, do vật liệu có tính dẻo, cường độ cao, nên tiết diện thường nhỏ, độ mảnh lớn. Vì vậy việc tăng độ cứng của nhà càng không thể thiếu được.

Hệ giằng còn có tác dụng giảm chiều dài tự do để tăng ổn định tổng thể của các cấu kiện ; mặt khác còn chịu tải trọng gió tác dụng đầu hồi và lực hãm của cấu trúc. Hệ giằng của nhà công nghiệp bao gồm hai bộ phận : hệ giằng ở mái và hệ giằng ở cột :

#### a. Hệ giằng mái

Hệ giằng mái (h.1.8) được bố trí trong mặt phẳng cánh trên, trong mặt phẳng cánh dưới và hệ giằng đứng vuông góc với mặt phẳng của dầm.



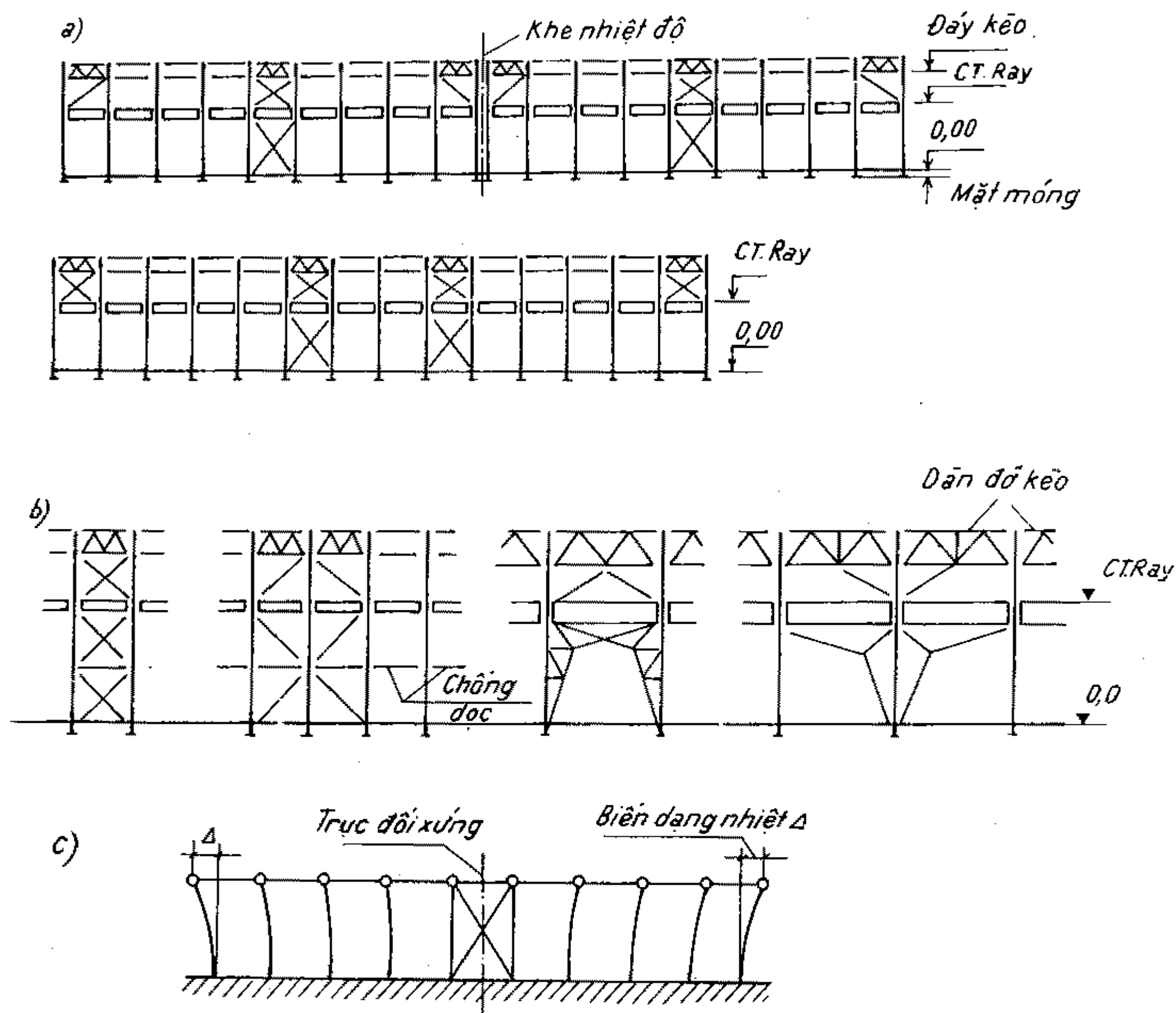
Hình 1.8. Hệ giằng của mái nhà công nghiệp

- ◆ **Hệ giằng trong mặt phẳng cánh trên**, bố trí theo phương ngang của nhà tại vị trí hai dàn dầm hồi, đầu khối nhiệt độ và giữa nhà. Cánh trên của hai dàn cạnh nhau được nối bởi các thanh tạo thành hệ chữ thập. Ngoài ra còn thanh chống dọc nóc tạo điều kiện thuận lợi khi thi công lắp ghép.
- ◆ **Hệ giằng trong mặt phẳng cánh dưới**, bao gồm hai bộ phận : *hệ giằng ngang*, cấu tạo và bố trí tại các vị trí có giằng cánh trên và *hệ giằng dọc* bố trí dọc theo đầu cột. Cùng với hệ giằng cánh trên hệ giằng ngang tạo thành khối cứng ở hai đầu hồi và ở giữa nhà. Mặt khác hệ giằng này là điểm tựa cho sườn tường đầu hồi để tiếp thu tải trọng gió truyền vào ; vì vậy hệ giằng này còn được gọi là dàn gió. Hệ giằng dọc nhà được bố trí dọc theo đầu cột, có tác dụng tạo độ cứng dọc nhà. Hệ giằng này còn có tác dụng truyền lực cục bộ (lực hãm ngang của cầu trục) phân phối ra các khung lân cận. Hệ giằng dọc chỉ áp dụng nhà có cầu trục lớn.  
Khoảng cách bố trí giữa các hệ giằng dọc không vượt quá 60 m khi nhà có cầu trục chế độ làm việc nặng, không quá 90 m cho các nhà khác. Do khoang dàn dầm môđun 3 m, bước dàn 6 m, nên khoang giằng thường chọn 6 m.
- ◆ **Hệ giằng đứng** nằm trong mặt phẳng các thanh đứng, thông thường bố trí ở thanh giữa dàn và hai đầu gối tựa. Cùng với hệ giằng cánh trên, cánh dưới và hai dàn lân cận, hệ giằng đứng tạo nên khối cứng bất biến hình làm điểm tựa cho các dàn khác. Mặt khác giằng đứng có tác dụng cố định các vị kèo khi lắp ghép. Theo phương ngang nhà khoảng cách giữa các giằng đứng từ 12 đến 15 m, theo phương dọc nhà giằng đứng bố trí tại các vị trí có giằng cánh trên và giằng cánh dưới.  
Khi nhà có cầu trục treo, hệ giằng đứng được bố trí liên tục suốt chiều dài nhà.
- ◆ **Hệ giằng cửa mái** cũng bố trí tương tự hệ giằng mái, tuy nhiên hệ giằng cửa mái chỉ có giằng cánh trên và giằng đứng.

### **b. Hệ giằng cột**

Hệ giằng cột (h.1.9) bảo đảm độ cứng dọc nhà và ổn định cho cột. Do khung được tính theo phương ngang nhà nên độ cứng dọc nhà rất bé, có thể coi cột liên kết khớp với móng. Vì vậy muốn cả khối nhà đứng vững cần phải cấu tạo một miếng cứng bất biến hình để các cột khác tựa vào. Thường dùng các thanh giằng chéo nối hai cột giữa nhà hoặc giữa hai khe nhiệt độ để tạo thành miếng cứng. Hệ giằng cột được bố trí thành hai khối : *giằng cột trên* và *giằng cột dưới*. Các thanh giằng cột trên bố trí ở trục cột, các thanh giằng cột dưới bố trí ở hai nhánh cột. Ngoài ra ở đầu hồi, đầu khối nhiệt độ còn bố trí giằng cột trên để

nhận lực gió đầu hồi và lực hãm dọc của cầu trục. Các lực này truyền xuống móng qua hệ giằng cột dưới. Khi nhà có chiều dài lớn hơn 120 m, để bảo đảm độ cứng dọc, dùng hai hệ giằng đối xứng qua trục nhà. Khi bố trí hệ giằng cột không được vượt quá các kích thước giới hạn sau : khoảng cách từ đầu hồi đến hệ giằng gần nhất là 75 m, khoảng cách giữa hai hệ giằng trong một khối nhiệt độ là 50 m.



**Hình 1.9. Hệ giằng cột**

a) bố trí ; b) sơ đồ hệ giằng ; c) sơ đồ biến dạng nhiệt.

Hệ giằng cột với bước cột nhỏ hơn 12 m được cấu tạo bởi hệ chữ thập là đơn giản nhất. Góc nghiêng giữa các thanh giằng với phương ngang hợp lý từ 35 đến 55°, vì vậy khi cột cao phải chia đôi và dùng thanh chống phụ. Đặc biệt chú ý với các hệ giằng cột ở các nhà máy sinh nhiệt lớn, cơ kết cấu lớn sẽ phát sinh ứng suất nhiệt, gây phá hoại hệ giằng. Vì vậy với các nhà có dầm cầu trục

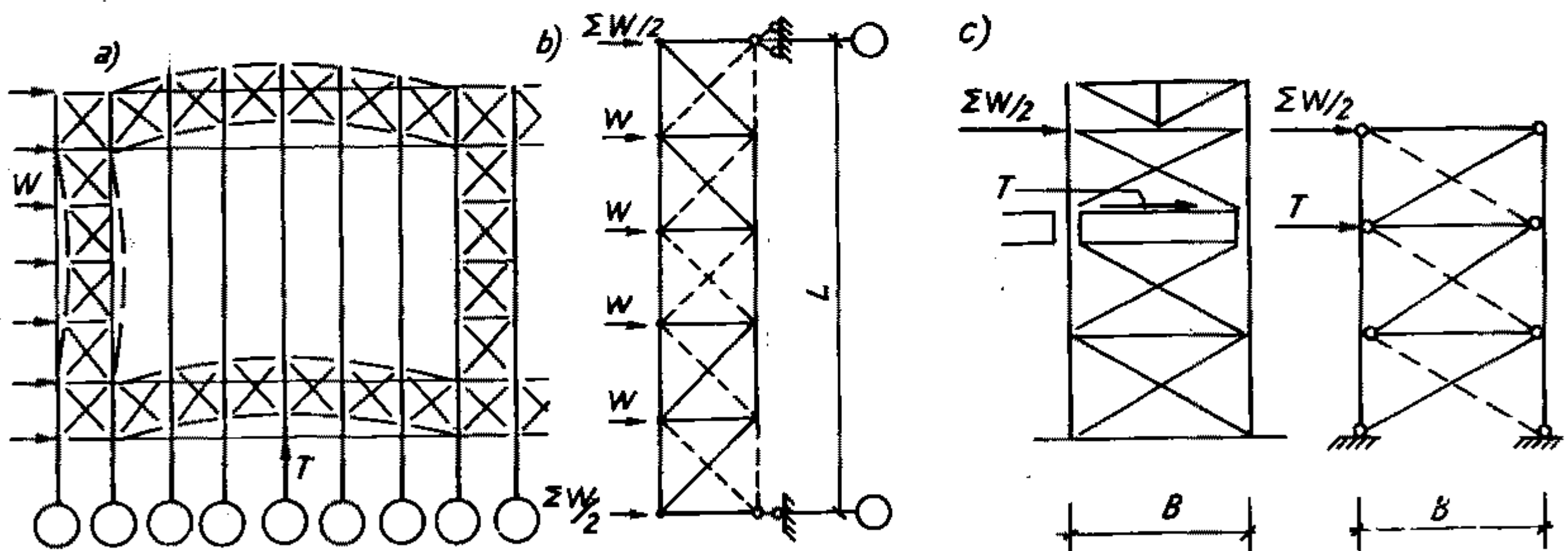


liên tục, cấu trúc treo ... hợp lý nhất là dùng giải pháp cấu tạo để giảm ứng suất nhiệt bằng cách chia đoạn dầm cấu trúc, giảm chiều dài khối nhiệt độ, bố trí thêm hệ giằng ...

### c. Đặc điểm tính toán hệ giằng

#### • Hệ giằng mái

Hệ giằng cánh dưới của mái được cấu tạo để chịu tải trọng gió ở đầu hồi do sườn tường truyền vào. Hệ giằng được tính toán như dầm chịu tải trọng ngang với các thanh cánh là thanh cánh của dầm chính, các thanh bụng chữ thập khi chịu lực thường có một thanh chịu nén, một thanh chịu kéo. Do tính chất của tải trọng đối đầu, khi chọn tiết diện thanh giằng, thường chọn tiết diện theo điều kiện thanh chịu kéo. Trong quá trình làm việc, khi lực nén xuất hiện, thanh coi đã mất khả năng chịu lực, chỉ còn thanh kéo làm việc, lúc này hệ giằng được tính như dầm tĩnh định. Việc xác định nội lực tiến hành như tính nội lực dầm thông thường - đối với dầm gió. Riêng giằng dọc nhà được tính theo sơ đồ dầm liên tục trên gối tựa dầm hồi, gối tựa của dầm là hệ khung ngang, hệ số dầm hồi của gối tựa xác định theo chuyển vị đầu khung. Thông thường tiết diện các thanh giằng không lớn và được chọn theo độ mảnh giới hạn  $\lambda = 400$  với các thanh kéo, và  $\lambda = 200$  với các thanh nén. Liên kết giữa các thanh giằng với dầm thường dùng hai bulông  $\phi 18 - 20$ .



Hình 1.10. Sơ đồ tính toán hệ giằng

- a) sự làm việc của hệ giằng mái ; b) sơ đồ tính hệ giằng hệ giằng gió ;  
 c) sơ đồ tính hệ giằng cột.

#### • Hệ giằng cột

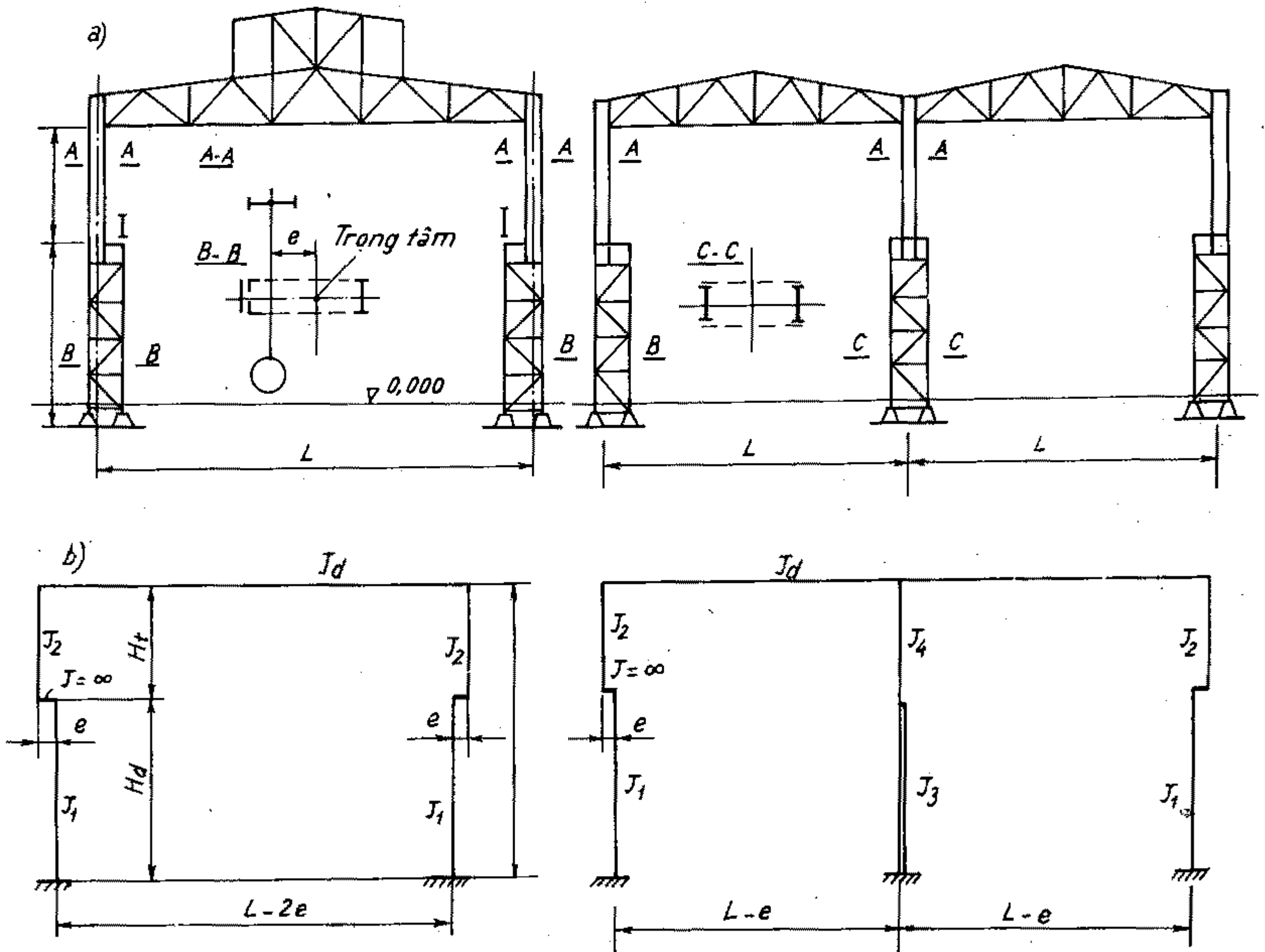
Hệ giằng cột, ngoài việc được cấu tạo để bảo đảm độ cứng dọc nhà cho cột, còn được tính toán chịu lực dọc nhà như lực do dầm gió truyền vào, lực hãm dọc của cấu trúc. Các lực này truyền từ cột qua dầm cấu trúc, đến hệ giằng cột dưới và xuống móng (h.1.10)

THU VIỆN ĐH. ĐÂN LẬP 10  
 PHÒNG ĐỌC  
 2000 ĐVL 357

## § 1.3. TÍNH TOÁN KHUNG NGANG

### 1. Sơ đồ tính khung (h.1.1)

Sau khi chọn phương án kết cấu khung, dựa vào điều kiện cấu tạo chọn sơ đồ tính toán. Sơ đồ tính toán phải chọn sao cho phù hợp với sơ đồ cấu tạo để tránh ứng suất phụ do sự sai khác của sơ đồ làm việc với sơ đồ tính toán. Trong sơ đồ tính toán phải giả thiết trước độ cứng của khung, xét liên kết giữa các cấu kiện của khung, liên kết giữa khung và móng. Trục tính toán của các cấu kiện khung thông thường lấy qua trục trọng tâm tiết diện. Với xà ngang là dầm tiết diện thay đổi thì lấy theo trục của chiều cao trung bình, nếu xà ngang là dàn thì trục tính toán lấy trùng với trục cánh dưới.



Hình 1.11. Sơ đồ tính toán khung ngang  
a) sơ đồ cấu tạo khung ; b) sơ đồ tính toán.

Khi góc nghiêng của xà ngang và cột không đáng kể (nhỏ hơn 1/10) cho phép coi xà nằm ngang. Gối tựa của khung được tính từ mặt móng.

Theo kinh nghiệm khi chọn sơ đồ tính thường giả thiết tỷ lệ độ cứng giữa các cấu kiện như sau :

$$\frac{J_1}{J_2} = 7 \div 10 ;$$

$$\frac{J_3}{J_4} = \begin{cases} 8 \div 15 & \text{khi } Q < 75 \text{ t ;} \\ 13 \div 25 & \text{khi } Q > 75 \text{ t ;} \end{cases}$$

$$\frac{J_6}{J_2} = 25 \div 40 ;$$

$$\frac{J_3}{J_2} = \begin{cases} 10 \div 30 & \text{khi bước cột biên và cột giữa như nhau,} \\ 20 \div 60 & \text{khi bước cột giữa gấp đôi bước cột biên ;} \end{cases}$$

$$\frac{J_4}{J_2} = \begin{cases} 1,5 \div 3 & \text{khi bước cột biên và cột giữa như nhau,} \\ 2,5 \div 7 & \text{khi bước cột giữa gấp đôi bước cột biên.} \end{cases}$$

Sau khi tính nội lực và chọn tiết diện các cấu kiện, nếu độ cứng thực tế sai khác độ cứng giả thiết không quá 30% thì không cần phải tính lại vì nội lực thực tế sai khác không đáng kể.

## 2. Tải trọng tác dụng lên khung

### a. Tải trọng thường xuyên

Tải trọng thường xuyên gồm có trọng lượng bản thân của kết cấu, trọng lượng mái, trọng lượng hệ giằng ... các tải trọng này khi tính khung được đưa về thành tải trọng phân bố đều trên xà ngang :

$$q = q_0 B, \quad (1.1)$$

trong đó  $q_0$  - tải trọng tính toán phân bố trên một mét vuông mặt bằng nhà.

Khi tính giá trị của  $q_0$  có thể tham khảo một vài số liệu sau đây :

|                        |                                |
|------------------------|--------------------------------|
| Tấm panen cỡ lớn       | 150 daN/m <sup>3</sup> mái     |
| Bê tông chống thấm     | 250 daN/m <sup>3</sup>         |
| Vữa trát, lót          | 1800 daN/m <sup>3</sup>        |
| Gạch lá nem            | 2000 daN/m <sup>3</sup>        |
| Bê tông nhẹ cách nhiệt | 500 - 1000 daN/m <sup>3</sup>  |
| Gạch thông tâm         | 1200 - 1500 daN/m <sup>3</sup> |

Để thuận tiện, khi tính tải trọng mái nên lập thành bảng tính, ví dụ như sau :

| Tải trọng do các lớp mái                 | Tải trọng tiêu chuẩn (daN/m <sup>2</sup> ) | Hệ số vượt tải | Tải trọng tính toán (daN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--|----------------|---|
| Tấm panen 1,5 x 6 m                      | 150  | 1,1            | 165                                       |
| Lớp cách nhiệt bằng bê tông xỉ dày 15 cm | 120  | 1,2            | 144                                       |
| Lớp bê tông chống thấm dày 4 cm          | 100  | 1,1            | 110                                       |
| Lớp vữa xi măng lót dày 1,5 cm           | 27   | 1,2            | 32  |
| Hai lớp gạch là nem dày 4 cm             | 80   | 1,1            | 88  |
| Tổng cộng                                | 477  |                | 539                                       |

Trọng lượng kết cấu mái và hệ giằng được tính theo công thức kinh nghiệm :

$$g^c = 1,2\alpha_d L, \text{ daN/m}^2 \text{ mặt bằng nhà,} \quad (1.2)$$

trong đó  $L$  - nhịp dàn, m ;

$\alpha_d$  - hệ số trọng lượng bản thân,  $\alpha_d = 0,6 \div 0,9$ .

Trọng lượng kết cấu cửa trời có thể lấy 12 - 18 daN/m<sup>2</sup> mặt bằng cửa trời.

Ngoài ra còn có trọng lượng của dầm cầu trục đặt tại vai cột, thường giả thiết gán đúng theo kinh nghiệm. Có thể tham khảo số liệu sau :

$$g_{dct} = \begin{cases} 0,2 \div 0,6 \text{ t/m} & \text{khi } Q = (5 \div 15)t ; \\ 0,4 \div 0,8 \text{ t/m} & \text{khi } Q = (20 \div 50)t ; \\ 0,6 \div 1,2 \text{ t/m} & \text{khi } Q > 50 \text{ t ;} \end{cases}$$

hoặc dùng công thức

$$G_{dct} = \alpha_{dct} L_{dct}^2, \text{ daN,} \quad (1.3)$$

trong đó  $\alpha_{dct}$  - hệ số trọng lượng bản thân dầm cầu trục, lấy bằng 24 ÷ 37 với  $Q < 75t$ , và bằng 35 ÷ 47 với cầu trục nặng hơn ;

$L_{dct}$  - nhịp dầm cầu trục (chính là bước cột của nhà), m.

### b. Tải trọng cầu trục

Tải trọng cầu trục bao gồm trọng lượng vật nâng gọi là sức trục  $Q$ , trọng lượng của cầu trục và xe con chạy trên cầu trục. Các tải trọng này tác dụng lên khung theo phương thẳng đứng thông qua phản lực gối tựa dầm cầu trục tại vai cột. Lực lớn nhất  $D_{max}$  của cầu trục tác dụng lên cột được xác định theo lý thuyết đường ảnh hưởng khi các bánh xe cầu trục di chuyển đến vị trí bất lợi nhất. Tải trọng này được xác định chỉ do hai cầu trục hoạt động trong một nhịp ; khi tính cho cột giữa nhà nhiều nhịp, không quá bốn cầu trục hoạt động trong hai nhịp.

Khi một phía có áp lực lớn nhất  $D_{\max}$  tác dụng, tương ứng phía bên kia lực tác dụng lên vai cột sẽ là bé nhất được gọi là  $D_{\min}$ .

Từ vị trí bất lợi của các bánh xe trên dầm cầu trục (h.1.12) ta có :

$$D_{\max} = nn_c P_{\max} \sum y_i ; \quad (1.4)$$

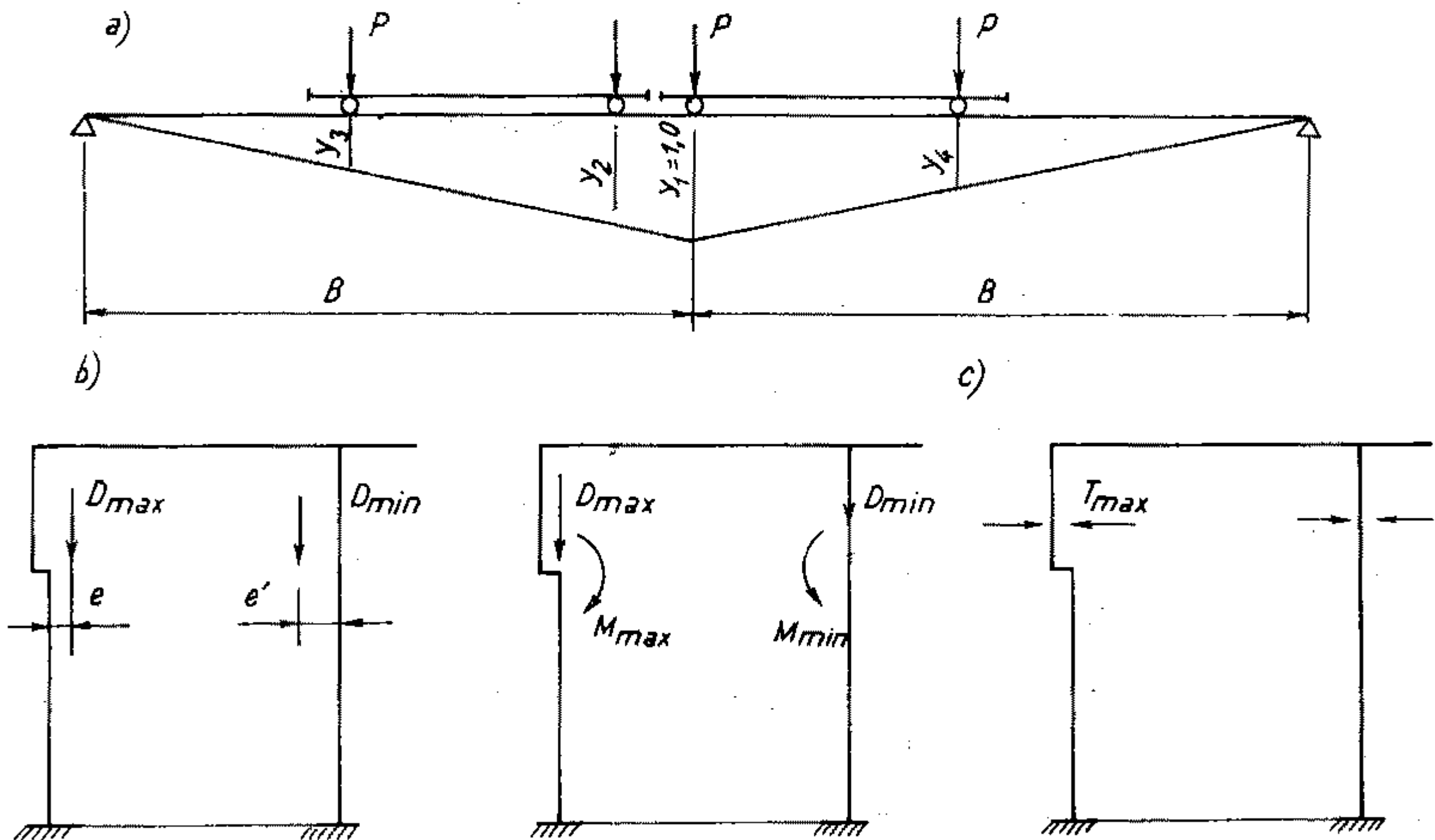
$$D_{\min} = nn_c P_{\min} \sum y_i ; \quad (1.5)$$

trong đó  $n$  - hệ số vượt tải;

$n_c$  - hệ số tổ hợp xét đến xác suất xảy ra đồng thời tải trọng tối đa của nhiều cầu trục, các hệ số này được lấy theo quy phạm phụ thuộc vào sức trục, chế độ làm việc của cầu trục ;

$\sum y_i$  - tổng tung độ đường ảnh hưởng phản lực gối tựa dưới các vị trí bánh xe cầu trục ;

$P_{\max}$  - áp lực lớn nhất của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con mang vật nặng vào vị trí sát với cột phía đó. Trị số tiêu chuẩn  $P_{\max}$  được cho trong catalô cầu trục.



**Hình 1.12. Xác định tải trọng cầu trục tác dụng lên khung**

a) vị trí bất lợi của tải trọng cầu trục ; b) tải trọng do áp lực đứng ;

c) tải trọng do lực hãm ngang.

Tương ứng phía bên kia, áp lực của xe con lên ray nhỏ nhất :

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max} , \quad (1.6)$$

trong đó  $Q$  - sức trục của cầu trục, tính theo đơn vị của lực ;

$G$  - trọng lượng toàn bộ cầu trục ;

$n_0$  - số bánh xe ở một bên ray cầu trục.

$D_{max}$ ,  $D_{min}$  đặt tại nhánh cầu trục, vì vậy lệch tâm so với trục cột dưới một khoảng  $e$  là khoảng cách từ trục dầm cầu trục đến trục cột dưới. Khi thiết kế thường giả thiết  $e = (0,45 + 0,55)h_d$  ; đối với cột giữa  $e = 0,5h_d$ .

Ngoài áp lực đứng, khi cầu trục hoạt động còn sinh ra áp lực ngang do xe con hãm, đó là lực quán tính tác dụng ngang nhà theo phương chuyển động. Lực hãm của xe con, qua các bánh xe cầu trục truyền lên dầm hãm vào cột bằng phản lực tựa của dầm hãm, gọi là  $T$ .

Lực  $T$  được xác định tương tự như  $D_{max}$ ,  $D_{min}$  :

$$T = n n_c T_1 \sum y_i \quad (1.7)$$

trong đó  $T_1$  - lực ngang tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục do hãm, được tính bằng công thức :

$$T_1 = \frac{T_0}{n_0} \quad (1.8)$$

trong đó  $T_0$  - lực hãm ngang tác dụng lên toàn cầu trục, tính theo công thức :

$$T_0 = \frac{f(Q + G_{xc})n'_{xc}}{n_{xc}} \quad (1.9)$$

trong đó  $Q$  - sức trục ;

$G_{xc}$  - trọng lượng xe con ;

$n_{xc}$  - tổng số bánh xe của xe con ;

$n'_{xc}$  - số bánh xe hãm, thường  $n'_{xc} = \frac{1}{2} n_{xc}$  ;

$f$  - hệ số ma sát được lấy  $f = 0,1$  đối với móc mềm và  $f = 0,2$  đối với móc cứng.

Lực  $T$  được tính với tác dụng nhiều nhất là hai cầu trục nằm trong một nhịp hoặc trong hai nhịp khác nhau.

### c. Tải trọng tạm thời trên mái

Tải trọng tạm thời trên mái là tải trọng do người và thiết bị, vật liệu dùng để sửa chữa mái khi bị hư hỏng. Tải trọng này được cho trong quy phạm tải trọng TCVN 2737 - 1995, tính bằng  $daN/m^2$ .

### d. Tải trọng gió

Tải tác dụng lên khung phụ thuộc vào vùng khí quyển được quy định trong quy phạm TCVN 2737 - 1995, áp lực gió tiêu chuẩn  $q_0$  ( $daN/m^2$ ) có trị số không đổi ở độ cao dưới 10 m, với độ cao lớn hơn điều chỉnh bằng hệ số độ cao  $k > 1$ ;

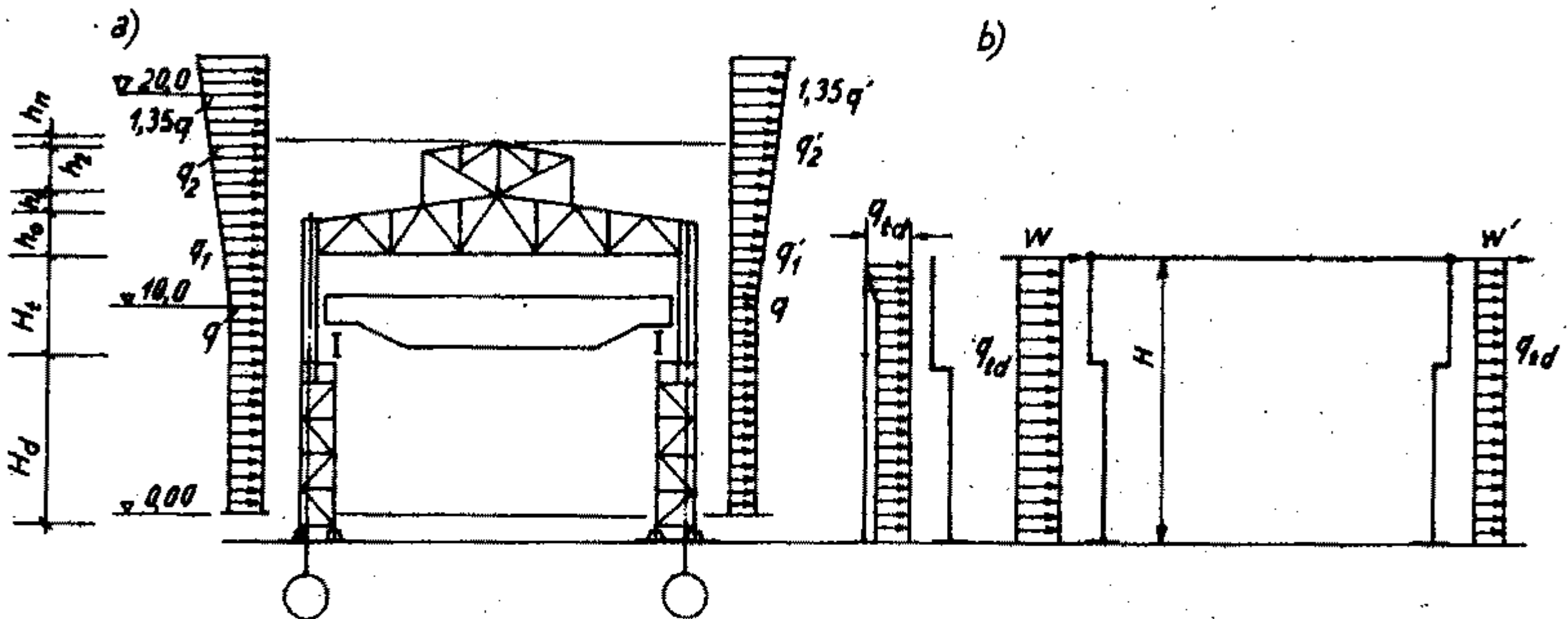
lúc này gần đúng có thể coi phân bố hình thang từng đoạn (h.1.13a). Tải trọng gió tính toán tác dụng lên khung tính theo công thức :

$$q = nckq_0B, \quad (1.10)$$

trong đó  $n$  - hệ số vượt tải,  $n = 1,3$  ;

$B$  - bước khung ;

$c$  - hệ số khí động phụ thuộc vào hình dạng nhà lấy theo các bảng quy định của tải trọng.



Hình 1.13. Tải trọng gió tác dụng lên khung

a) sơ đồ tải gió ; b) sơ đồ tính tương đương.

Để đơn giản tính toán, chia tác dụng của gió thành hai phần (h.1.13b):

- Gió tác dụng lên tường dọc đưa về phân bố đều trên cột khung.
- Gió tác dụng trên mái kể từ cánh dưới vì kèo trở lên, đưa về thành lực tập trung đặt ngang cao trình cánh dưới vì kèo.

Khi tính gió phân bố lên cột khung, nếu cột lớn hơn 10 m gió phân bố không đều ; thay tác dụng bằng lực phân bố đều theo công thức sau :

$$q_{td} = \frac{2M}{H^2}, \quad (1.11)$$

trong đó  $H$  - chiều cao cột ;

$M$  - mômen do áp lực gió tại chân cột khi coi cột là thanh côngxon.

Trong phạm vi mái, tải trọng gió có thể lấy không đổi, bằng trung bình cộng giá trị tải trọng tại điểm ứng với độ cao cánh dưới vì kèo và điểm cao nhất của mái. Lực tập trung  $W$  nằm ngang của gió mái đặt tại đỉnh cột được tính theo công thức :

$$W = \frac{q_1 + q_2}{2} B \sum c_i h_i. \quad (1.12)$$

Trường hợp giữa các cột khung có các sườn tường, thì tải trọng phân bố vẫn được tính theo công thức trên, nhưng trong công thức tính thay  $B$  là bước cột bằng  $B'$  là khoảng cách giữa các sườn tường. Phần tải trọng tác dụng lên sườn tường truyền vào khung dưới dạng lực tập trung :

$$S = nq_0kcA, \quad (1.13)$$

trong đó  $A$  - diện tích truyền gió của sườn tường vào đầu cột, lực này đặt cùng điểm đặt của  $W$ .

### e. Các tải trọng khác

Ngoài các tải trọng trên, nếu do yêu cầu đặc biệt cần phải tính đến các loại tải trọng và tác động khác như động đất, nổ, do tác dụng của nhiệt độ, do sụt lở ...

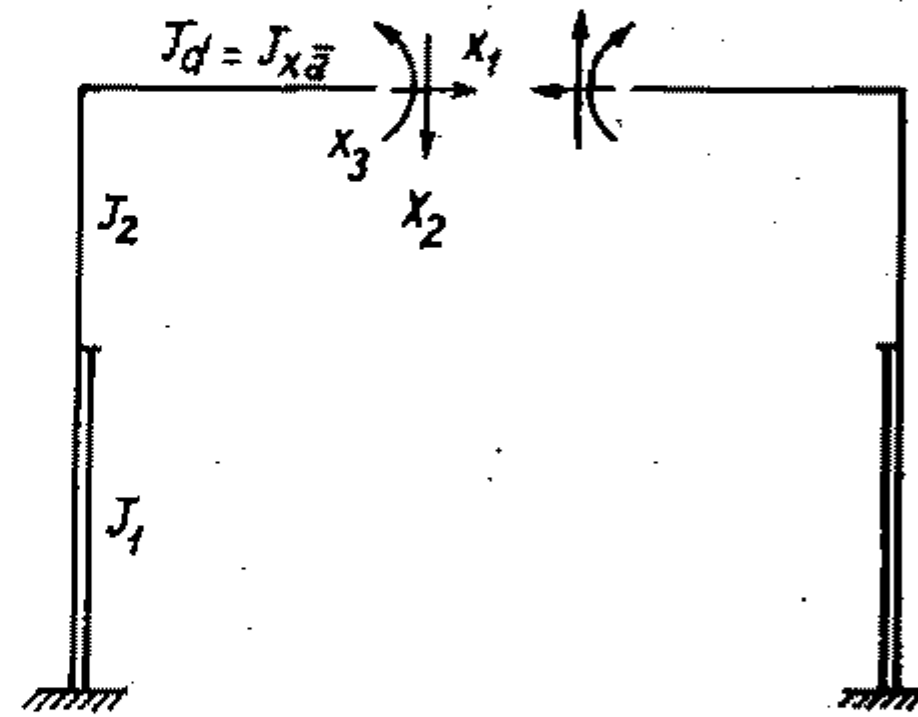
Các tải trọng này được xác định theo các hướng dẫn cụ thể của quy phạm.

## 3. Tính nội lực khung

### a. Phương pháp tính toán chính xác

Trong phần này trình bày nguyên lý cơ bản tính nội lực khung một nhịp.

Để tìm nội lực của khung có thể vận dụng các phương pháp tính toán trong lý thuyết của cơ học kết cấu. Ví dụ dùng phương pháp lực, cắt khung ra làm hai phần, thay các ẩn số lực  $X_1, X_2, X_3$ ; ta giải hệ ba phương trình ba ẩn số :



Hình 1.14. Hệ cơ bản để tính nội lực khung

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1p} = 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2p} = 0; \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3p} = 0; \end{cases} \quad (1.14)$$

Ngày nay với sự giúp đỡ của máy tính, việc tính nội lực khung tiến hành đơn giản và có kết quả chính xác. Song để cho hệ thống hóa lý thuyết công trình, chúng ta nghiên cứu phương pháp tính nội lực khung bằng cách giải thực dụng, hay được dùng trong thực tế.

### b. Giải khung bằng phương pháp thực dụng

Để tính nội lực khung, dùng các giả thiết nhằm đơn giản hóa tính toán sau:

- Khi tải trọng không tác dụng trực tiếp lên xà ngang, bỏ qua biến dạng của xà ngang (coi xà có độ cứng là vô cùng  $J = \infty$ ), nếu thỏa mãn điều kiện :



$$\nu \geq \frac{6}{1 + 1,1\sqrt{\eta}}$$

trong đó  $\nu = \frac{J_{x\bar{x}}}{L} : \frac{J_1}{H}$  ;  $\eta = \frac{J_1}{J_2} - 1$ .

Các ký hiệu xem hình 1.14.

- Nhà nhiều nhịp có chiều cao như nhau, có thể bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột và tính như thanh không có chuyển vị.

- Nếu xà ngang là dàn, thay dàn bằng thanh đặc có độ cứng tương đương đặt tại cao trình cánh dưới của dàn. Độ cứng tương đương của xà ngang được tính bằng công thức :

$$J_d = (A_{tr} Z_{tr}^2 + A_d Z_d^2) \mu \quad (1.5)$$

trong đó  $A_{tr}$  ,  $A_d$  - diện tích tiết diện thanh cánh trên và cánh dưới của dàn ;

$Z_{tr}$  ,  $Z_d$  - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện thanh cánh trên và cánh dưới đến trục trung hòa của dàn tại tiết diện giữa nhịp ;

$\mu$  - hệ số kể đến biến dạng của thanh bụng dàn, phụ thuộc góc nghiêng của thanh cánh. Với độ nghiêng  $i = 1/8$ ,  $\mu = 0,7$  ;  
 $i = 1/10$ ,  $\mu = 0,8$  ;  $i = 0$ ,  $\mu = 0,9$ .

- Khung đối xứng, tải trọng tác dụng lên xà ngang gắn đối xứng, có thể bỏ qua chuyển vị ngang.

- Khi tính toán hệ khung phức tạp, cho phép tách riêng từng phần chính phụ để tính toán phần phụ, sau đó truyền lực lên phần chính.

Để tính nội lực khung, dùng phương pháp chuyển vị với các giả thiết trên, lần lượt tính với từng loại tải trọng.

#### • Tính khung với tải trọng đặt trên xà ngang

Hệ cơ bản như trên hình 1.15, ẩn số là góc xoay và chuyển vị ngang ở nút. Với trường hợp tải trọng đối xứng, khung đối xứng, chuyển vị ngang ở nút khung  $\Delta = 0$ , ẩn số góc xoay  $\varphi_1 = -\varphi_2 = \varphi$ .

Phương trình chính tắc :

$$r_{11}\varphi + R_{1p} = 0, \quad (1.16)$$

trong đó  $r_{11}$  - tổng phản lực ở các nút của khung khi xoay góc  $\varphi = 1$  ;

$R_{1p}$  - tổng phản lực tại nút khung do tải trọng ngoài.

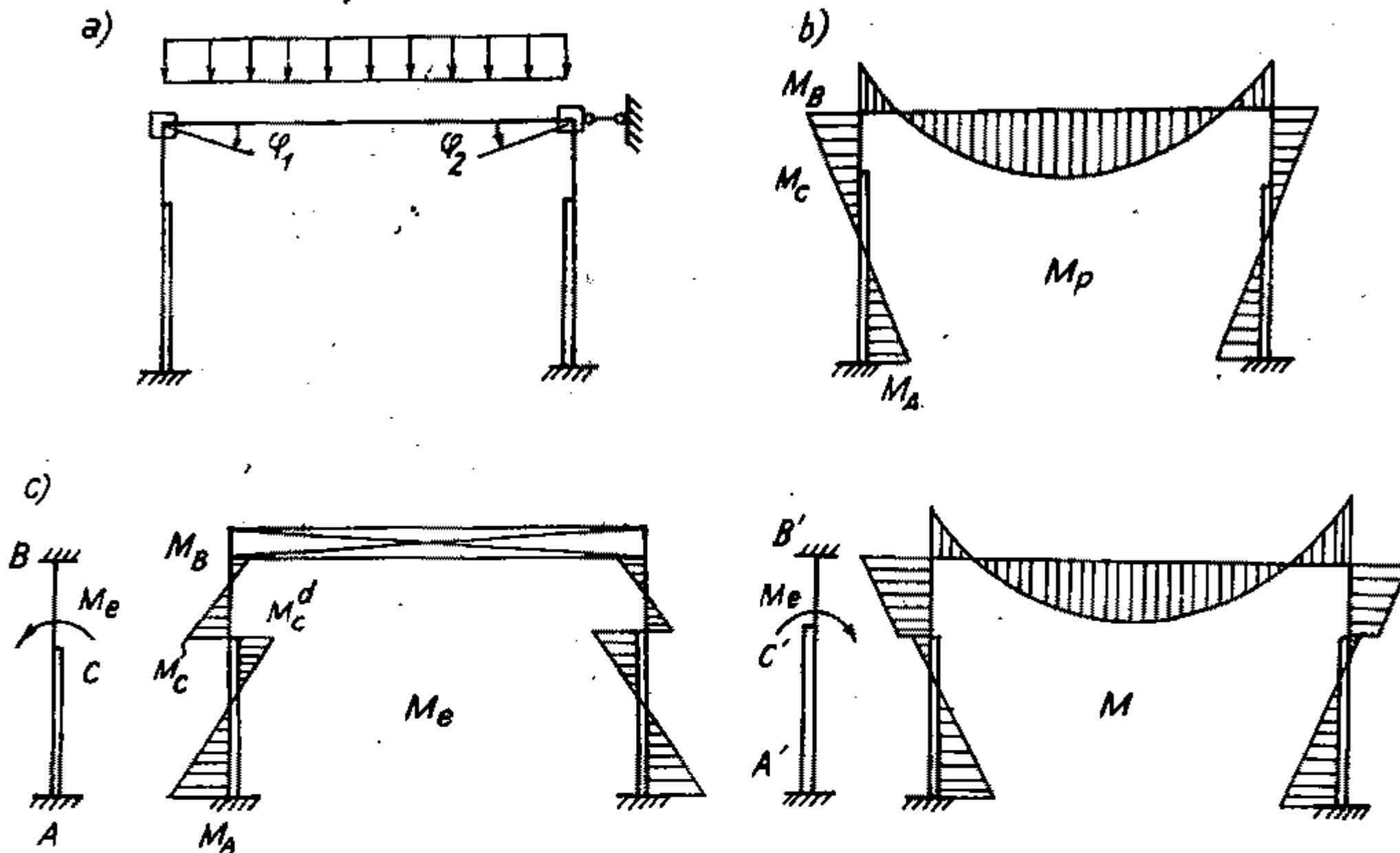
Để tính các hệ số của phương trình chính tắc trên, xem các tài liệu hướng dẫn ở quy phạm, hoặc sổ tay thiết kế. Giải phương trình trên tìm được :

$$\varphi = -\frac{R_{1p}}{r_{11}} \quad (1.17)$$

Trị số mômen cuối cùng trong hệ siêu tĩnh bằng mômen trong hệ cơ bản do góc xoay đơn vị nhân với  $\varphi$ , sau đó cộng với mômen do tải trọng ngoài gây ra trong hệ cơ bản.

$$M = \bar{M} \varphi + M_{op} \quad (1.18)$$

Ngoài ra, khi tính với tải trọng này, cần phải kể thêm mômen lệch tâm do lệch trục cột trên với cột dưới  $M_e = V.e$  ( $V$  là phân lực đầu xà truyền lên cột,  $e$  là độ lệch trục đã nói ở trên). Do khung không có chuyển vị ngang, dàn có độ cứng bằng vô cùng, nên cột được tính với sơ đồ hai đầu ngàm.



**Hình 1.15.** Tính khung với tải trọng mái

a) hệ cơ bản ; b) biểu đồ  $M$  do tải mái ; c) biểu đồ  $M$  do tải mái có kể lệch tâm cột trên với cột dưới.

● **Tính Khung** với tải trọng cầu trục

Khi tính nội lực khung với tải trọng cầu trục, theo các giả thiết trên ta có ẩn số góc xoay  $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$  ; trong hệ chỉ còn ẩn số chuyển vị ngang  $\Delta$ .

Phương trình chính tác :

$$r_{11}\Delta + R_{1p} = 0, \quad (1.19)$$

trong đó  $r_{11}$  - phản lực trong liên kết thêm vào khi cho nút khung một chuyển vị bằng đơn vị ;

$R_{1p}$  - phản lực tại liên kết do tải trọng ngoài gây ra trong hệ cơ bản.

Cách xác định các đại lượng trên, xem hướng dẫn trong các tài liệu của quy phạm hoặc sổ tay thiết kế.

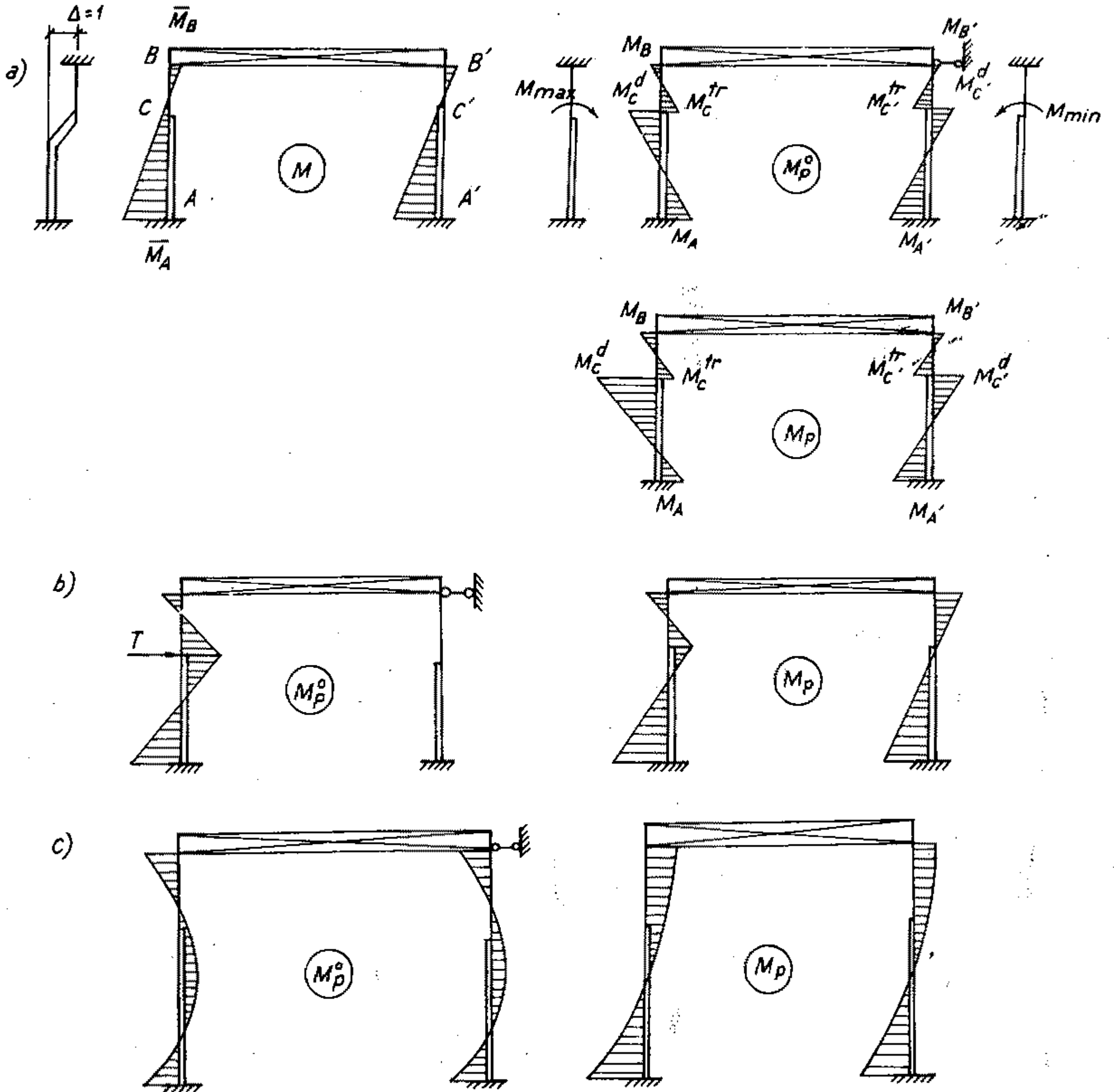
Giải phương trình trên, tìm được chuyển vị :

$$\Delta = - \frac{R_{1p}}{r_{11}} \quad \dots (1.20)$$

Mômen cuối cùng trong hệ tính theo công thức :

$$M = \bar{M}\Delta + M_{op} \quad (1.21)$$

Các dạng biểu đồ mômen có thể tham khảo hình 1.16a,b.



Hình 1.16. Tính khung với tải trọng cầu trục, tải trọng gió

• Tính nội lực khung với tải trọng gió

Nội lực khung do tải trọng gió được tính toán tương tự như tải trọng cầu trục, ẩn số cũng là chuyển vị ở nút khung. Biểu đồ nội lực có dạng như hình 1.16c.

#### 4. Sự làm việc không gian của nhà

Khi xác định chuyển vị ngang ở nút khung, có thể kể đến sự làm việc đồng thời của các khung phẳng. Các khung không đứng riêng lẻ, giữa chúng có các liên kết dọc như : hệ giằng, mái cứng, dầm cầu trục ... Vì vậy khi có tải trọng tác dụng cục bộ lên một khung nào đó, các khung lân cận tham gia chịu lực, do đó chuyển vị của khung giảm đáng kể.

##### a. Ảnh hưởng của hệ giằng dọc

Hệ giằng dọc cánh dưới dầm nối từ đầu cột này sang cột khác, khi có lực cục bộ tác dụng lên thân cột, đưa về tác dụng lên cột tại mức cao của hệ giằng thành lực tương đương  $P_{1d}$  ; giá trị của lực  $P_{1d}$  được xác định theo biểu thức :

$$P_{1d} = \frac{\Delta}{\delta} , \quad (1.22)$$

trong đó  $\delta$  - chuyển vị của khung do lực đơn vị tác dụng tại cao trình hệ giằng dọc;  
 $\Delta$  - chuyển vị của khung do tác dụng của tải trọng.

Hệ giằng dọc được tính như dầm liên tục trên gối tựa dầm hồi, dưới tác dụng của lực  $P_{1d}$  (h.1.17). Giải hệ phương trình năm mômen, tìm được mômen và phản lực gối tựa. Phản lực tại gối tựa  $i$  chính là phản lực dầm hồi :

$$R_o = \frac{2M_i - M_{i-1} - M_{i+1}}{B} \quad (1.23)$$

Phản lực dầm hồi có thể viết dưới dạng :

$$R_o = \alpha P_{1d} , \quad (1.24)$$

trong đó  $\alpha$  - hệ số dầm hồi của gối tựa.

Trị số của  $\alpha$  phụ thuộc vào chiều cao của khung, tỉ lệ độ cứng giữa xà và cột, bước khung  $B$  và mômen quán tính của hệ giằng  $J_g$ .

Lực tác dụng lên khung là phản lực tại gối thứ  $i$  :

$$R_i = P_{1d} - R_o \quad (1.25)$$

Nếu kể đến các lực đặt tại khung bên cạnh, thì phản lực tại khung đang xét sẽ là :

$$R_o = \alpha P_{1d} + \alpha'(P'_{1d} + P''_{1d}), \quad (1.26)$$

trong đó  $P'_{1d}$ ,  $P''_{1d}$  - các lực đặt tại hai khung lân cận, được tính theo công thức sau :

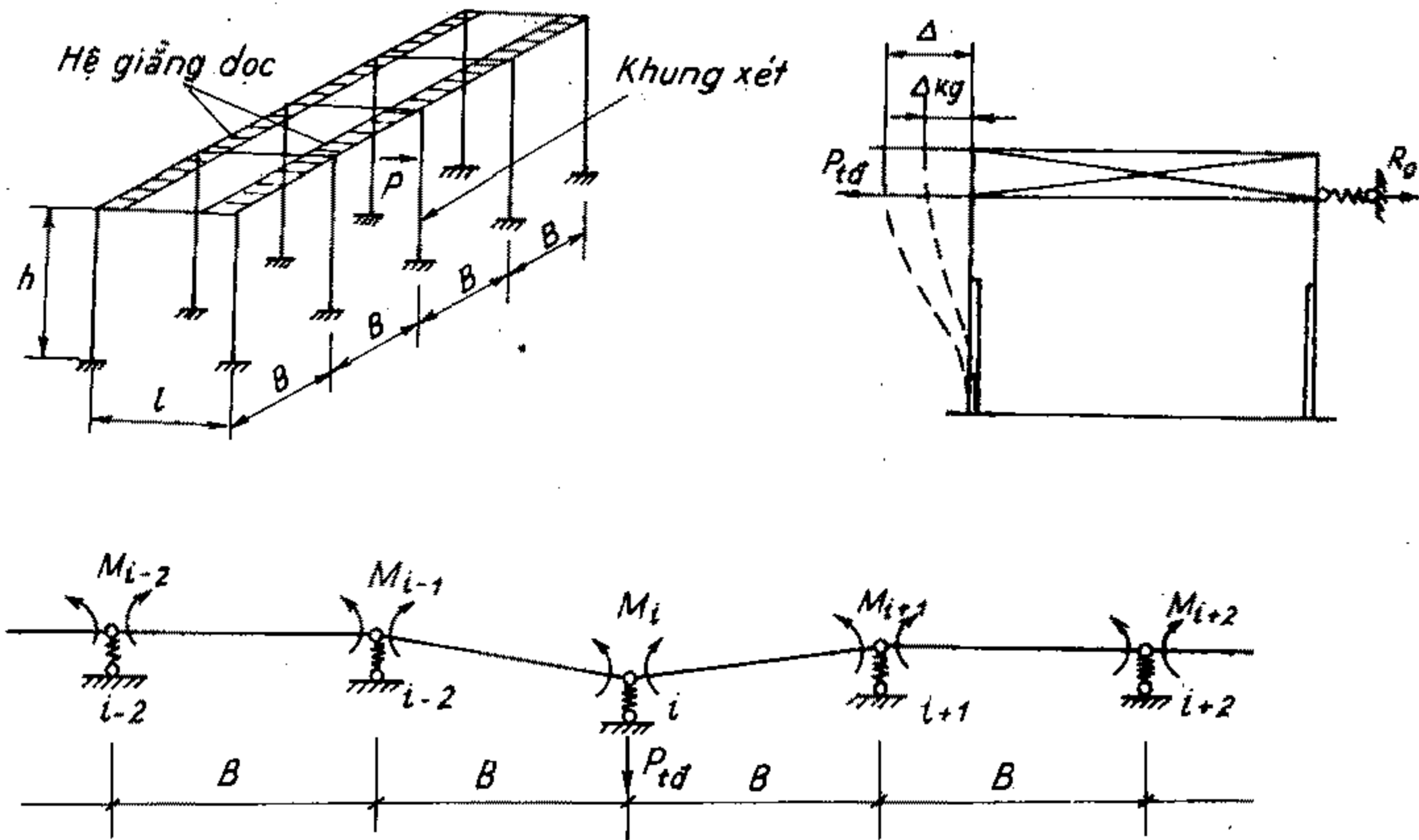
$$P'_{1d} = \frac{\sum y'}{\sum y} P_{1d} ; P''_{1d} = \frac{\sum y''}{\sum y} P_{1d} ,$$

ở đây  $y'$  và  $y''$  - tung độ đường ảnh hưởng của phản lực tựa bên trái và bên phải khung đang xét.

Đặt 
$$\alpha_{kg} = \frac{R_i}{P_{td}} \quad (1.27)$$

là hệ số không gian. Trong tính toán nếu kể đến sự làm việc không gian của nhà, hệ số này được nhân với chuyển vị của khung phẳng, hoặc nhân với  $P_{td}$  để tính lực đặt lên khung. Có nghĩa là :

$$\Delta_{kg} = \alpha_{kg} \Delta \text{ và lực đặt lên khung } R_i = \alpha_{kg} P_{td}$$



Hình 1.17. Sơ đồ tính toán hệ giằng dọc để xác định hệ số không gian

Hệ số không gian có thể tính như sau :

Từ biểu thức (1.27) ta có :

$$\alpha_{kg} = \frac{P_{td} - R_o}{P_{td}} = 1 - \frac{\alpha P_{td} + \alpha'(P'_{td} + P''_{td})}{P_{td}}$$

nhận thấy rằng :

$$\begin{aligned} P'_{td} + P''_{td} &= \frac{\sum y' + \sum y''}{\sum y} P_{td} = \frac{n_o - \sum y}{\sum y} P_{td} = \\ &= \left( \frac{n_o}{\sum y} - 1 \right) P_{td} = (\beta - 1) P_{td} \end{aligned}$$

Vậy hệ số  $\alpha_{kg}$  được tính theo công thức sau :

$$\alpha_{kg} = 1 - \alpha - \alpha'(\beta - 1). \quad (1.28)$$

### b. Ảnh hưởng của mái cứng

Sự làm việc không gian của khung kể đến ảnh hưởng của mái cứng là kể đến sự liên kết giữa các khung trong một khối nhiệt độ thông qua mái bê tông. Mái bê tông được coi là cứng vô cùng trong mặt phẳng mái. Như phần trên đã nói, khi có lực cục bộ tác dụng lên khung thứ  $i$  nào đó, lực tác dụng lên cao trình mặt mái là  $P_{1d} = \Delta/\delta$ . Dưới tác dụng của  $P_{1d}$ , hệ mái cứng làm việc như khối cứng tựa trên gối tựa là hệ khung. Chuyển vị của khung dưới tác dụng của  $P_{1d}$  có thể phân tích thành hai thành phần (h.1.18), là tổng của chuyển vị tịnh tiến  $\Delta'$  do  $P_{1d}$  gây ra, và chuyển vị xoay  $\Delta''$  do mômen  $M = P_{1d}e$ .

Phản lực do  $P_{1d}$  gây ra khi chuyển vị thẳng là :

$$R' = \frac{P_{1d}}{n} \quad (1.29)$$

Phản lực gối tựa  $R_i''$  tại khung thứ  $i$  do hệ mái xoay dưới tác dụng của mômen được tính từ phương trình cân bằng :

$$M = R_1 l_1 + R_2 l_2 + \dots + R_n l_n$$

từ đó suy ra

$$R_i'' = \frac{M l_i}{\sum l_k^2} \quad (1.3)$$

thay  $M = P_{1d}e = P_{1d}l/2$  ta có :

$$R_i'' = \frac{P_{1d} l_i^2}{2 \sum l_k^2} \quad (1.31)$$

Phản lực tổng cộng tại gối tựa thứ  $i$  biểu thị qua  $P_{1d}$  như sau :

$$R_i + R_i' + R_i'' = \frac{P_{1d}}{n} + \frac{P_{1d} l_i^2}{2 \sum l_k^2} \quad (1.32)$$

$$R_i = P_{1d} \left( \frac{1}{n} + \frac{l_i^2}{2 \sum l_k^2} \right) \quad (1.33)$$

Chuyển vị lớn nhất ở đầu khối nhà, nhưng đối với các tải trọng khác thì khung đầu khối lực tác dụng bé hơn, cấu trúc không đến được ... ; vì vậy khi tính toán, tính với khung thứ hai. Như trên, nếu kể đến lực các khung bên cạnh truyền vào  $P_{1d}$  và  $P_{2d}$  thì phản lực tại khung thứ hai có dạng :

$$R_2 = P_{1d} \left( \frac{1}{n} + \frac{l_2^2}{2 \sum l_k^2} \right) + P_{1d}' \left( \frac{1}{n} + \frac{l_1 l_2}{2 \sum l_k^2} \right) + P_{2d}'' \left( \frac{1}{n} + \frac{l_3 l_2}{2 \sum l_k^2} \right) \quad (1.34)$$

Có thể đưa vào hệ số  $\beta$  để tính phản lực tại gối tựa :

$$R_2 = \beta P_{td} \left( \frac{1}{n} + \frac{l_2^2}{2 \sum l_k^2} \right), \quad (1.35)$$

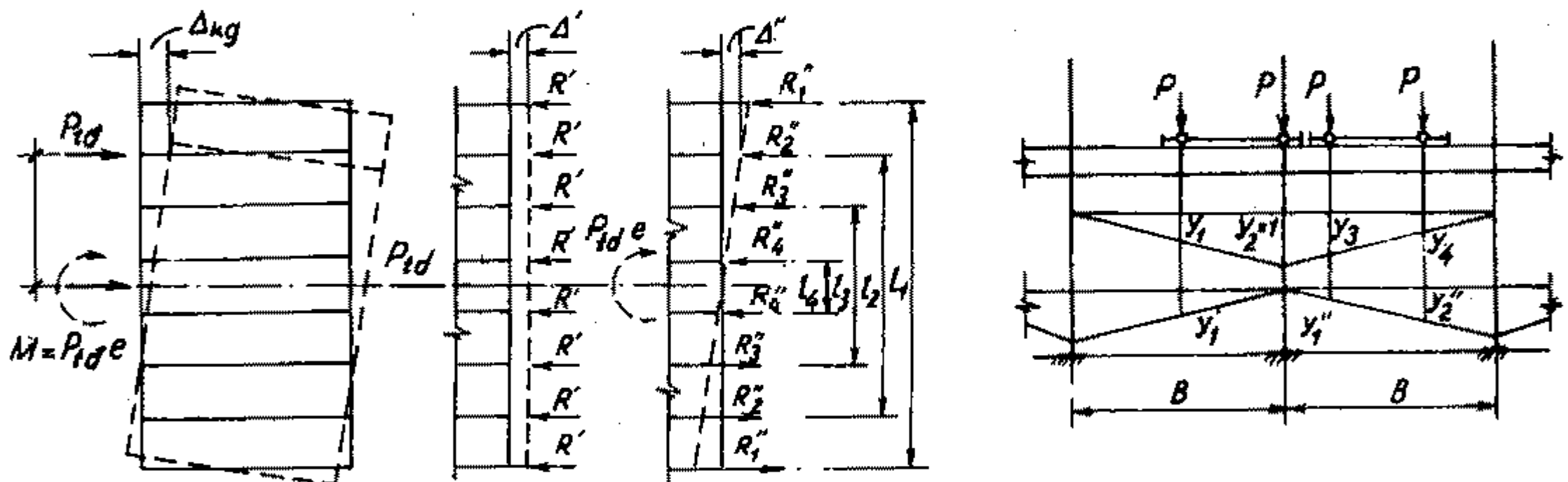
trong đó  $\beta$  - tỷ số giữa lực tác dụng lên khung thứ hai với lực tác dụng lên cả ba khung.

$$\beta = \frac{\sum P y_i + \sum P y_i + \sum P y_i}{\sum P y_i} = \frac{\sum P}{\sum P y_i} = \frac{\sum P}{D_{\max}}$$

Hệ số  $\alpha_{kg}$  tính theo công thức :

$$\alpha_{kg} = \frac{\beta}{m} \left( \frac{1}{n} + \frac{l_2^2}{2 \sum l_k^2} \right), \quad (1.36)$$

trong đó  $m$  - hệ số kể đến sự biến dạng của hệ mái cứng, với nhà một nhịp có cửa trời dọc nhà  $m = 0,9$  ; với nhà hai và ba nhịp có cửa trời hoặc nhà một nhịp không cửa trời  $m = 0,95$ .



Hình 1.18. Sơ đồ tính hệ số không gian do ảnh hưởng của mái cứng

Như trên, khi tính khung kể đến sự làm việc không gian của nhà, chuyển vị dẫu khung sẽ giảm đi và được tính theo công thức :

$$\Delta_{kg} = \alpha_{kg} \Delta$$

## 5. Kiểm tra độ cứng khung ngang

Nhà công nghiệp chịu lực lớn nên cần kiểm tra độ cứng của khung ngang để bảo đảm sự làm việc bình thường của kết cấu, cũng như các thiết bị máy móc ...

Trị số chuyển vị được xác định do lực hãm ngang của một cầu trục có sức nâng lớn nhất trong các cầu trục làm việc trong nhịp. Trị số lực hãm ngang tác

dụng lên hai cột tỷ lệ với độ cứng của cột, trong trường hợp này cột có độ cứng nhỏ chịu lực không nhỏ hơn 30% giá trị lực hãm toàn phần. Với nhà có chế độ làm việc trung bình và nhẹ, không cần kiểm tra độ cứng ngang. Trong trường hợp cần phải kiểm tra, giá trị chuyển vị giới hạn được lấy như sau :

- Đối với nhà hoặc nhịp riêng biệt khi tính theo sơ đồ phẳng lấy

$$[\Delta] = \frac{1}{2500} h'$$

- Đối với nhà tính đến sự làm việc không gian lấy

$$[\Delta] = \frac{1}{4000} h' ,$$

trong đó  $h'$  - khoảng cách từ chân cột đến đỉnh ray cầu trục.

## § 1.4. KẾT CẤU MÁI

Kết cấu mái nhà công nghiệp bao gồm : *kết cấu mang lực mái* như dàn vì kèo, xà gỗ, cửa mái ; *kết cấu bao che* như panen, tấm mái ; *hệ giằng* để bảo đảm độ cứng không gian cho hệ mái và các cấu kiện của nó.

### 1. Cấu tạo mái

Tùy theo điều kiện cụ thể của nhà xưởng mà kết cấu mái được cấu tạo phù hợp. Thông thường có hai cách cấu tạo hệ mái là : *mái có xà gỗ* và *mái không xà gỗ*.

Mái có xà gỗ là hệ mái dùng các xà gỗ liên kết từ dàn vì kèo này sang dàn khác để đỡ tấm mái có kích thước nhỏ, ví dụ mái tôn phibrô ximăng ... khoảng cách giữa các xà gỗ lấy từ 1,5 đến 3 m ; nhịp của xà gỗ chính là bước của vì kèo, có thể bằng 6 hoặc 12 m.

Mái không xà gỗ được dùng với các nhà xưởng, dùng tấm lợp bằng panen bê tông cốt thép cỡ lớn. Kích thước panen thường dùng có bề rộng 1,5 m hoặc 3 m, chiều dài 6 m hoặc 12 m. Khi chọn kết cấu mái phải căn cứ vào yêu cầu công nghệ, yêu cầu kinh tế, cũng như các yêu cầu về thông gió, chiếu sáng, cách nhiệt ...

Việc làm giảm trọng lượng mái có ý nghĩa rất quan trọng, nó không chỉ giảm giá thành cho bản thân kết cấu mái, mà còn cho tất cả các kết cấu liên quan như : cửa mái, dàn vì kèo, dàn đỡ kèo, cột, móng.

#### a. Mái có xà gỗ

Mái dùng xà gỗ để đỡ tấm lợp (h.1.19). Xà gỗ có thể dùng thép hình cán sẵn, thép hình dập nguội từ bản mỏng có trọng lượng nhẹ, hoặc dùng xà gỗ dạng



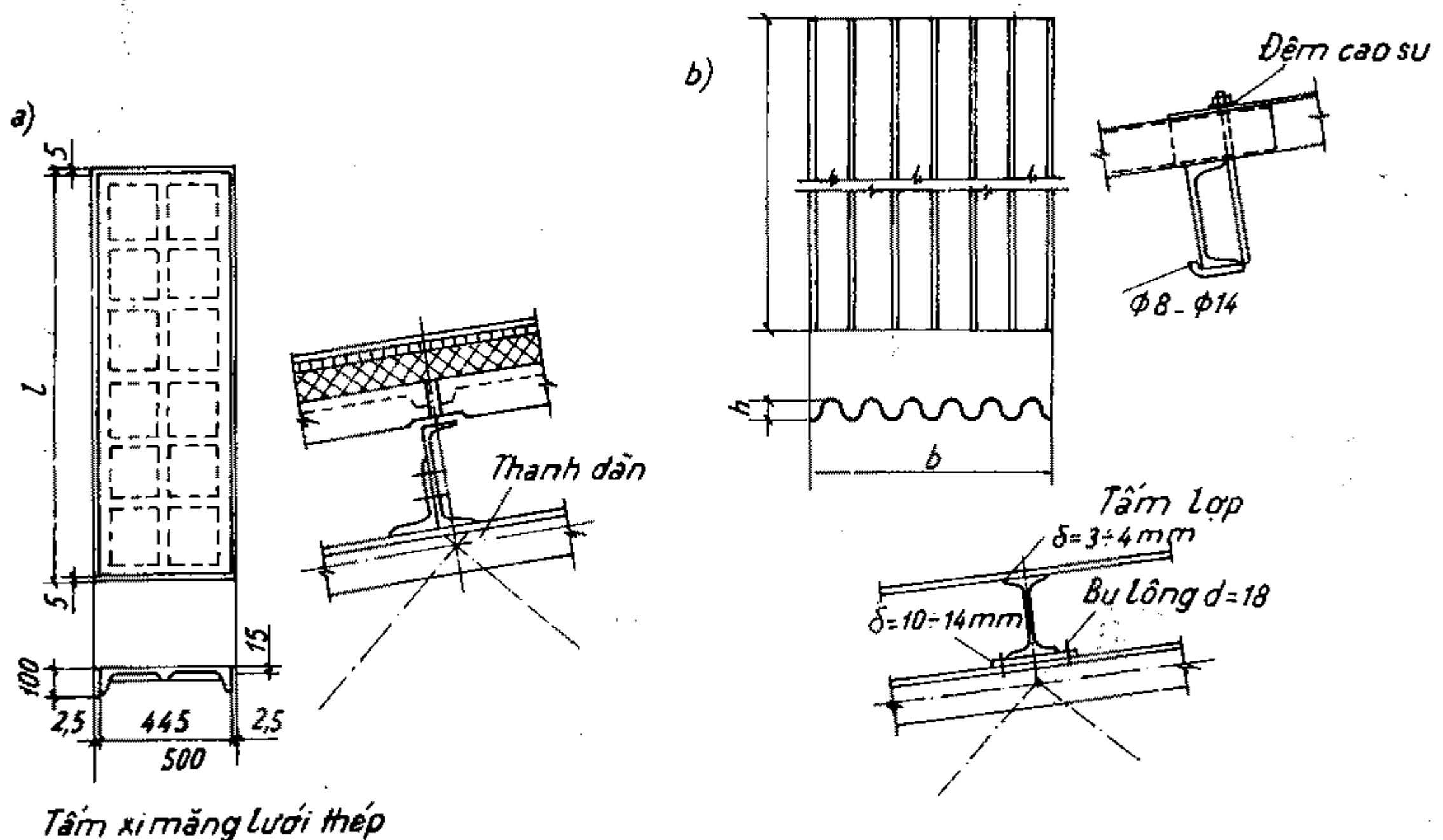
dàn. Khi nhịp xà gỗ nhỏ (6 m) dùng thép hình cán nóng, thường có tiết diện chữ  $\Gamma$ ; khi nhịp lớn hơn (12 - 18 m) dùng thép dẹt nguội hoặc xà gỗ dạng dàn. Xà gỗ được liên kết vào dàn vì kèo tại nút dàn, có thể cấu tạo là dầm đơn giản, dầm liên tục.

Tấm lợp tôn mái tráng kẽm dày 0,8 - 1 mm có trọng lượng riêng khoảng  $15 \text{ daN/m}^2$ , song khả năng chịu lực khá lớn. Ví dụ với bước xà gỗ 3 m, có thể chịu được tải trọng  $550 - 700 \text{ daN/m}^2$ , phụ thuộc tấm tôn lợp một, hai hay ba bước xà gỗ liên tục.

Khi cần cách nhiệt cho nhà xưởng, dùng tấm lợp xi măng lưới thép (h. 1.19) có bề rộng 500 mm, chiều dài từ 1,5 đến 3 m.

Tấm lợp phibrô xi măng dùng cho các phân xưởng nóng, có chiều rộng 1125 mm, chiều dài 1750, 2000, 2500 mm; có trọng lượng riêng  $20 \text{ daN/m}^2$ .

Trong một vài trường hợp đặc biệt, như phân xưởng nóng của nhà máy luyện thép, dùng tấm lợp là tôn phẳng có chiều dày 3 - 4 mm, được hàn vào xà gỗ.



Hình 1.19. Cấu tạo mái có xà gỗ  
a) mái có cách nhiệt; b) mái không cách nhiệt.

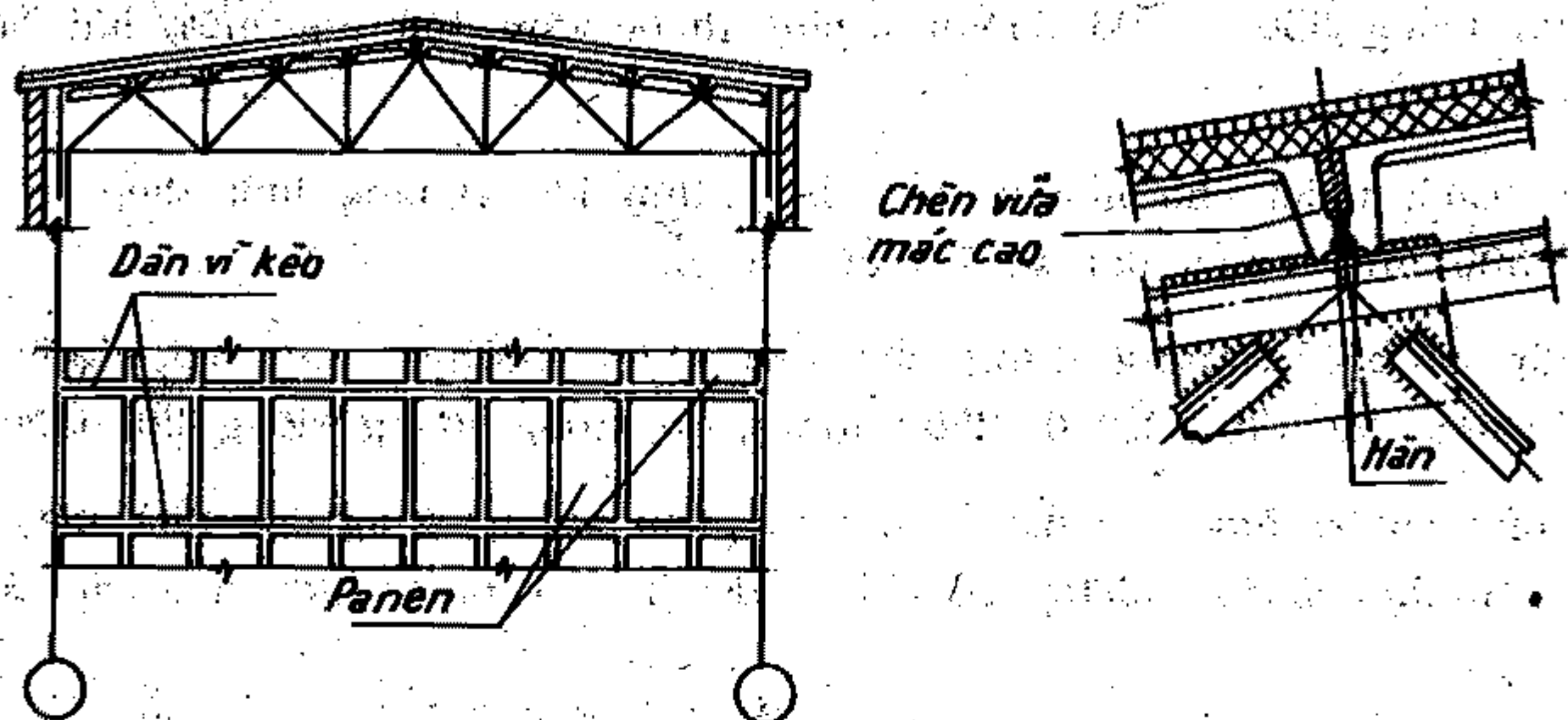
Để tăng cường ổn định của hệ mái, ngoài các tấm lợp trên, còn dùng tấm xi măng lưới thép có bề rộng 500 mm, chiều dài 1,5 đến 3 m.

Các tấm lợp liên kết vào xà gỗ bằng vít hoặc bulông  $\phi 8 - 14$  có đệm cao su.

### b. Mái không xà gỗ

Mái không xà gỗ dùng tấm mái đặt trực tiếp lên dàn kèo, tấm mái là panen bê tông cốt thép có bề rộng 1,5 - 3 m, dài 6 hoặc 12 m, chiều cao 300 mm với nhịp 6 m, 450 mm với nhịp 12 m (h.1.20).

Khi bề rộng tấm panen 1,5 m thanh cánh trên cửa vì kèo chịu uốn cục bộ ; tính toán theo cấu kiện chịu nén lệch tâm ; cũng có thể dùng hệ dàn phân nhỏ để chịu lực tập trung đó, lúc này thanh cánh trên làm việc như các thanh nén thông thường. Tại vị trí liên kết panen vào dàn, nếu chiều dày cánh thép thanh cánh trên nhỏ hơn 10 mm cần được gia cường bằng bản thép.



Hình 1.20. Cấu tạo mái không xà gỗ

## 2. Cấu tạo và tính toán xà gỗ

Xà gỗ là cấu kiện chịu uốn xiên có thể dùng thép hình cán sẵn dạng chữ I hoặc chữ [ . Những loại thép này dùng hợp lý khi nhịp 6 m ; với nhịp 12 m không áp dụng vì trọng lượng thép rất lớn.

Được sử dụng rộng rãi nhất là loại xà gỗ dùng thép hình dập từ thép bản dày 4 - 6 mm. Loại xà gỗ này nhẹ hơn xà gỗ thép hình, song giá thành cao vì chế tạo từ thép bản ; mặt khác do bản thép mỏng nên không thể tăng được chiều cao xà gỗ khi nhịp lớn. Vì vậy xà gỗ loại này cũng chỉ dùng khi bước dàn 6 - 12 m, mái nhẹ. Khi nhịp 12 m và tải trọng lớn hơn, dùng xà gỗ dạng dàn cấu tạo từ thép góc.

### a. Xà gỗ tiết diện đặc

Xà gỗ được liên kết với dàn vì kèo để đỡ tấm mái, lực do tải trọng trên mái tác dụng theo phương thẳng đứng, nên xà gỗ bị uốn theo hai phương. Tải trọng thẳng đứng  $q$  được phân theo hai phương tác dụng,  $q_x$  tác dụng theo phương song song mặt mái ;  $q_y$  tác dụng vuông góc với mặt mái (h.1.21a). Do xà gỗ có độ cứng bé khi chịu uốn do  $q_x$  gây nên, vì vậy để tăng ổn định ngoài mặt phẳng uốn, người ta cấu tạo hệ giằng xà gỗ bằng thép tròn có tăng đờ hoặc bulông  $\phi 16 - 22$  ; hoặc dùng thép góc giằng hai đầu xà gỗ (h.1.21b).

Tải trọng tác dụng lên xà gỗ được xác định như sau :

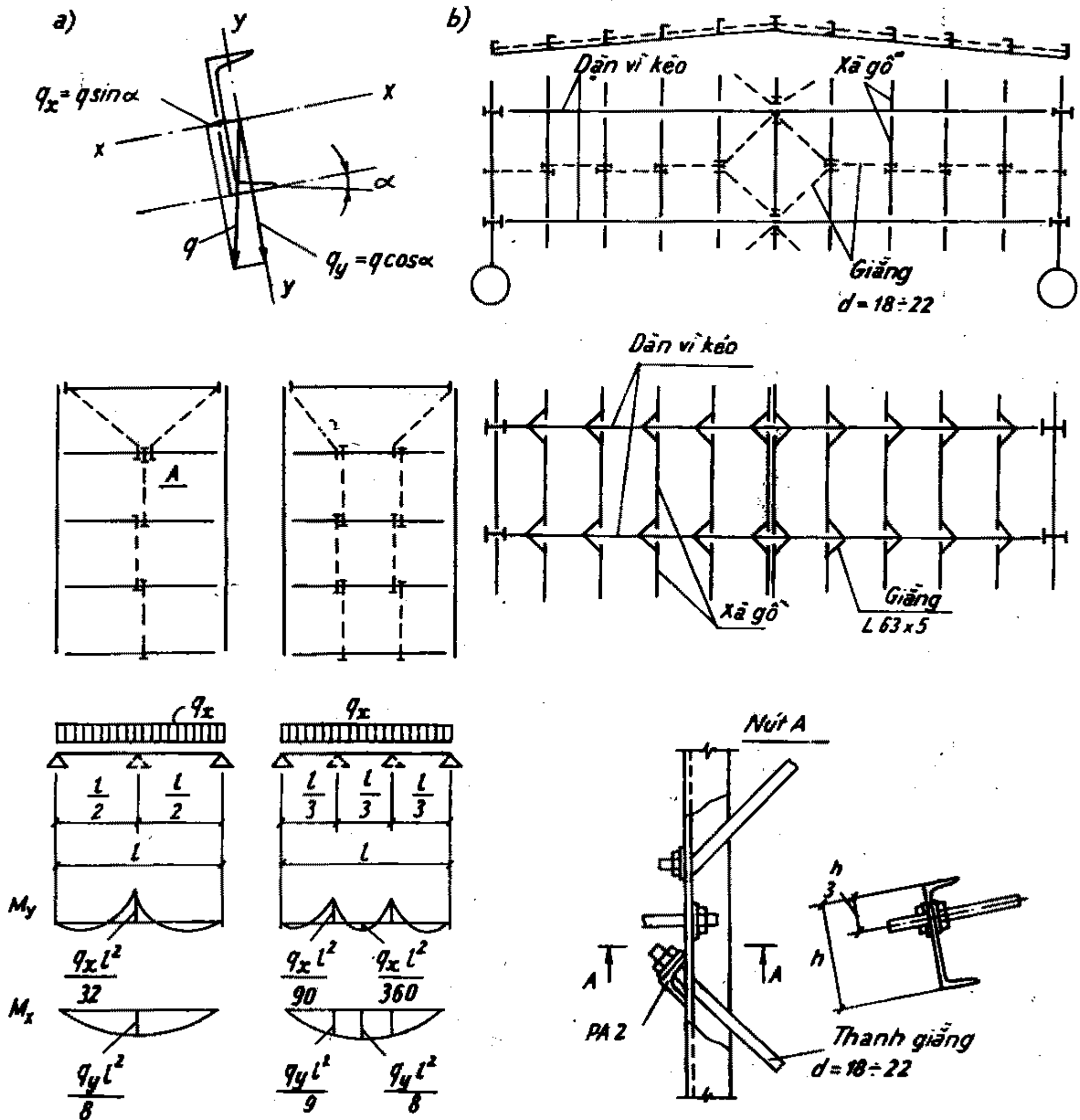
$$q = n \left( \frac{q^c b}{\cos \alpha} + g \right) , \quad (1.37)$$

trong đó  $q^c$  - tải trọng tiêu chuẩn trên  $1 \text{ m}^2$  mặt mái ;  
 $\alpha$  - góc nghiêng mặt mái so với phương ngang ;  
 $b$  - khoảng cách giữa các xà gỗ ;  
 $g$  - trọng lượng bản thân xà gỗ ;  
 $n$  - hệ số vượt tải lấy theo quy phạm.

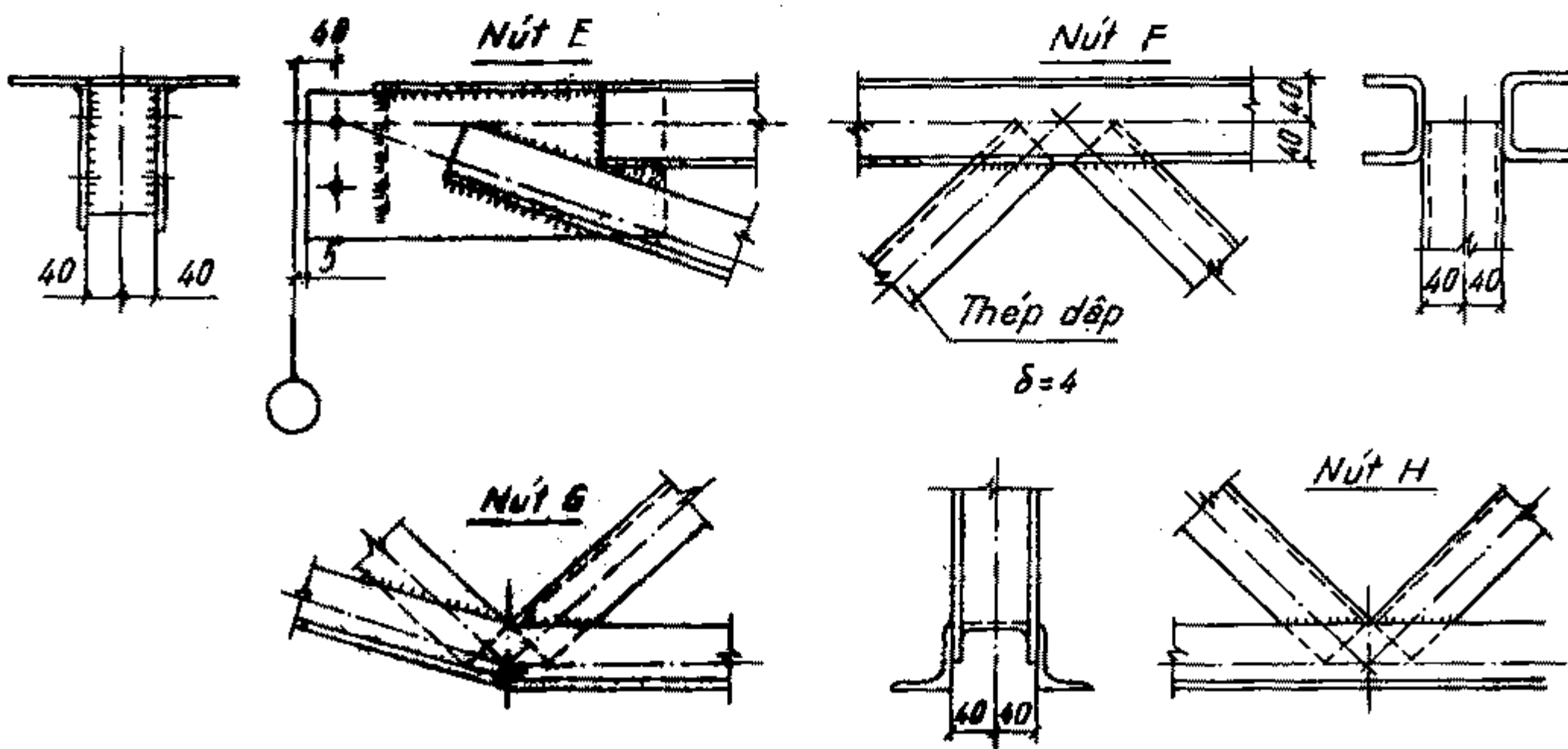
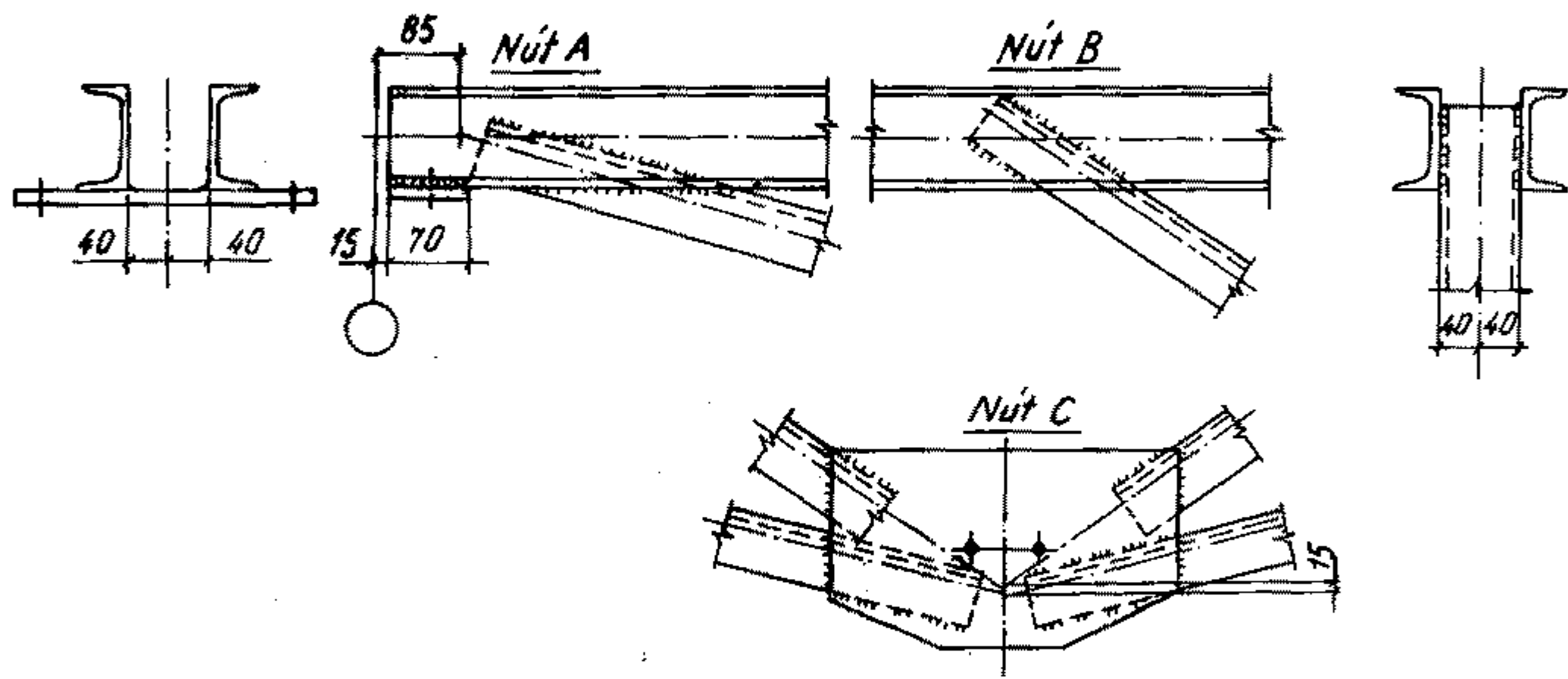
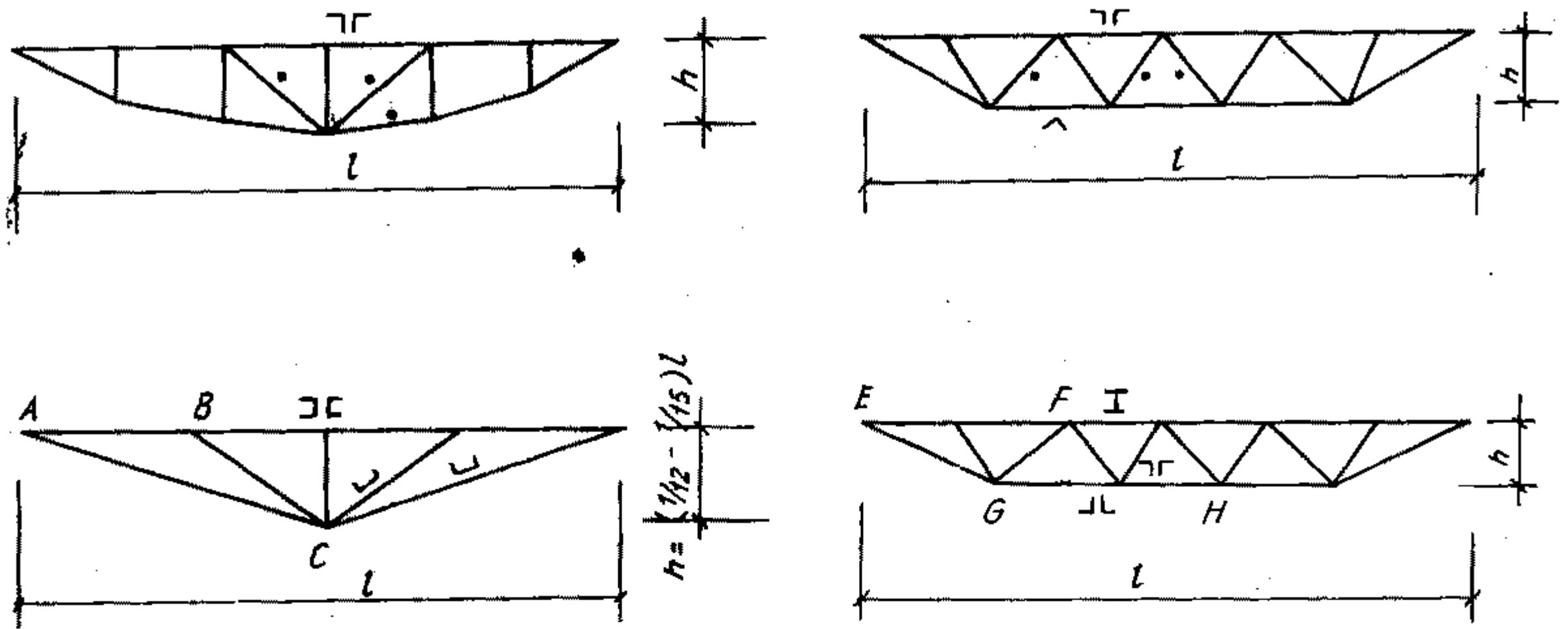
Các thành phần tải trọng tác dụng lên xà gỗ được tính như sau :

$$q_x = q \sin \alpha ; \quad q_y = q \cos \alpha.$$

Trị số mômen uốn  $M_y$  trong mặt phẳng hệ giằng của xà gỗ phụ thuộc vào số lượng hệ giằng (h.1.21).



Hình 1.21. Sơ đồ tính toán xà gỗ



Hình 1.22. Các dạng xà gỗ rỗng

Ứng suất lớn nhất do tác dụng đồng thời hai mômen uốn  $M_x$ ,  $M_y$  trong hai mặt phẳng được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \gamma R. \quad (1.37)$$

Khi kiểm tra bền, nếu kể đến sự phát triển biến dạng dẻo, tính theo công thức :

$$\sigma = \frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,2W_y} < \gamma R. \quad (1.38)$$

Khi tấm mái được liên kết chặt theo dọc chiều dài xà gỗ, lúc đó xà gỗ có thể coi không bị uốn trong mặt mái. Mômen uốn trong xà gỗ chỉ còn do  $q_y$  gây ra, ổn định tổng thể của xà gỗ cũng không cần kiểm tra, vì xà gỗ đã được liên kết chắc chắn vào tấm mái với khoảng cách không lớn.

Độ võng của xà gỗ chỉ cần kiểm tra trong mặt phẳng tác dụng của  $q_y$

$$\frac{f}{L} < \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200},$$

trị số này cho trong quy phạm kết cấu thép ; khi không có hệ giàng, độ võng  $f$  của xà gỗ tính theo công thức :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (1.39)$$

trong đó  $f_x$ ,  $f_y$  - độ võng thành phần của xà gỗ trong hai mặt phẳng tác dụng của tải trọng.

### ***b. Xà gỗ tiết diện rỗng***

Xà gỗ tiết diện rỗng cấu tạo như một dàn độc lập, nó được dùng hợp lý khi bước của dàn vì kèo lớn. Cấu tạo xà gỗ gồm nhiều dạng (h.1.22), thanh cánh trên của xà gỗ thường dùng thép hình, thanh bụng và cánh dưới có thể dùng thép hình hoặc thép tròn đường kính 8 - 12 mm. Xà gỗ hệ thanh dùng cho nhịp 12 m, song tốn thép và ít dùng. Xà gỗ rỗng tạo bởi thép hình dẹt có ưu điểm là trọng lượng nhẹ, độ cứng lớn, được dùng rộng rãi hơn.

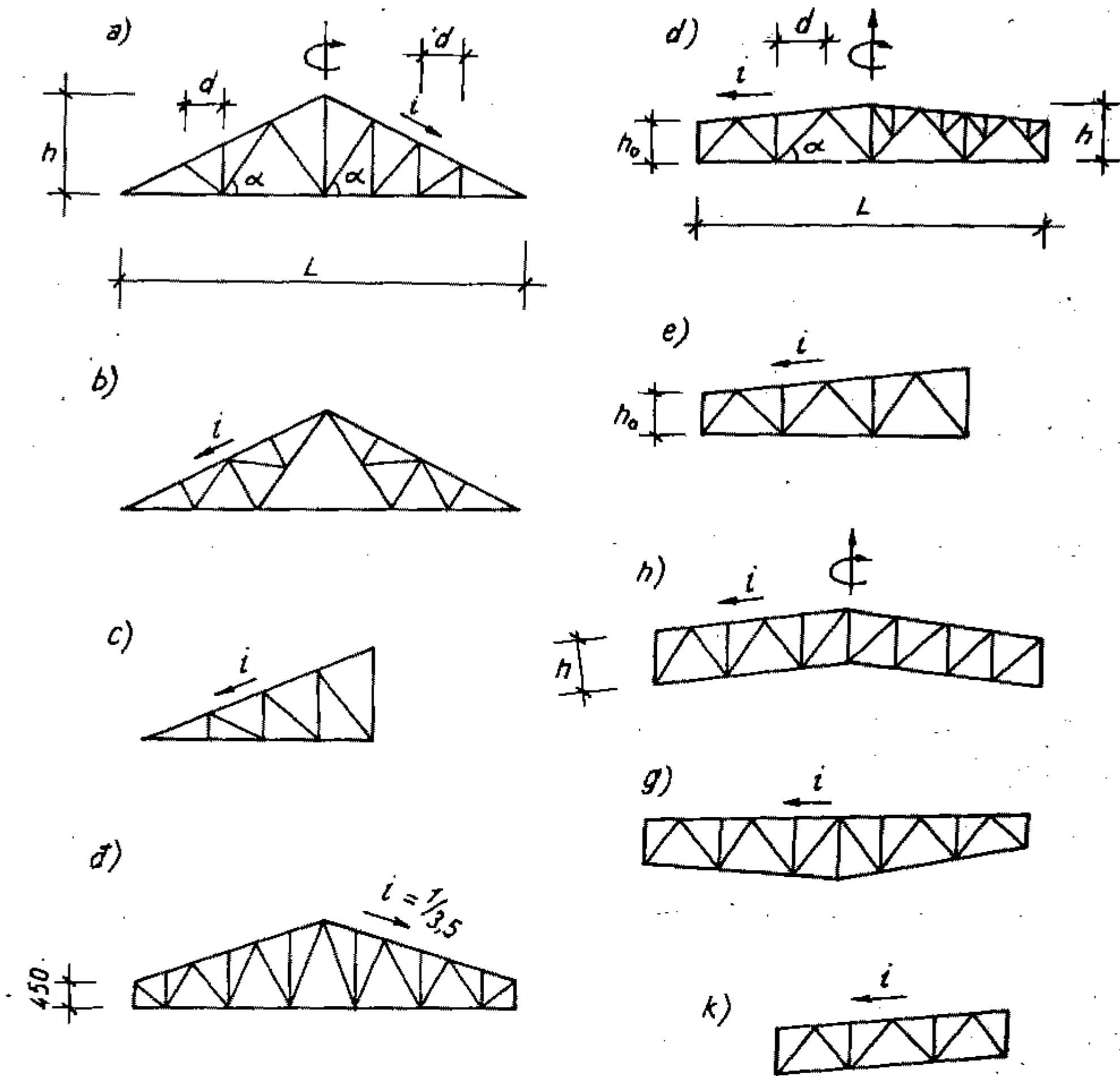
Kết cấu xà gỗ rỗng được tính toán như một dàn thông thường.

## **3. Đặc điểm tính toán dàn mái**

### ***a. Sơ đồ dàn***

Dàn vì kèo là kết cấu đỡ mái của nhà công nghiệp, hình dạng và liên kết phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng và yêu cầu công nghệ. Dàn thường có các dạng sơ đồ tam giác, hình thang, cánh song song (h.1.23).

Đối với mái nhà dùng tấm lợp nhẹ yêu cầu có độ dốc thoát nước lớn dùng dàn dạng tam giác ; với các nhà lợp bằng panen, dùng dàn dạng hình thang.



Hình 1.23. Các dạng dàn vì kèo

Liên kết giữa dàn vì kèo và cột có thể là liên kết khớp hoặc liên kết cứng, tùy thuộc vào hình dạng của dàn. Khi dùng dàn dạng tam giác chỉ có liên kết khớp, với dàn cánh song song hoặc hình thang thì có thể liên kết khớp hoặc liên kết cứng. Mặt khác liên kết giữa vì kèo và cột cũng có tác dụng tăng độ cứng cho khung, khi khung một nhịp độ cứng ngang bé, nên dùng liên kết cứng ; khi khung nhiều nhịp thường dùng liên kết khớp cho thuận tiện thi công.

Độ dốc  $i$  của dàn vì kèo chọn phụ thuộc vào vật liệu lợp. Với mái tôn, phibơximăng, dùng  $i = \frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$  giúp cho việc thoát nước nhanh. Tuy nhiên với loại tôn có kích thước chiều dài không hạn chế thì có thể giảm độ dốc đến tối thiểu, độ dốc này ứng với chiều cao tối thiểu của dàn.

Nhịp danh nghĩa của dàn là khoảng cách giữa hai trục định vị. Nhịp của dàn vì kèo thường chọn theo môđun thống nhất, khi nhịp nhỏ hơn 18 m dùng

bội số của 3 m, khi nhịp lớn hơn, dùng bội số của 6 m. Như vậy dàn vì kèo sẽ có nhịp  $L = 12 ; 15 ; 18 ; 24 ; 30 ; 36 ; 42$  m ; trong một số điều kiện cụ thể có thể dùng nhịp  $L = 21 ; 27 ; 33$  m.

Nhịp tính toán thực tế của dàn là khoảng cách giữa hai trọng tâm truyền phân lực gối tựa.

Chiều cao của dàn vì kèo phụ thuộc vào nhịp và độ dốc của mái, ngoài ra nó được chọn theo các điều kiện khác như điều kiện chuyên chở, điều kiện kinh tế, và các điều kiện liên quan đến công nghệ. Thông thường chiều cao giữa dàn của dàn cánh song và hình thang chọn trong khoảng  $h = (1/8 + 1/10)L$ . Với dàn tam giác chiều cao của dàn phụ thuộc vào độ dốc. Chiều cao đầu dàn được xác định bởi chiều cao giữa dàn và độ dốc  $i$ , thông thường lấy vào khoảng  $h_0 = (1/15 + 1/20)L$ . Để thống nhất hóa, với dàn hình thang thường lấy chiều dao đầu dàn  $h_0 = 2,2$  m; chiều cao này có tính đến điều kiện liên kết cứng giữa xà và cột. Đối với mái có độ dốc  $1/3 - 1/5$  có thể dùng dạng dàn hình thang nhọn có chiều cao đầu dàn  $h_0 = 0,45$  m.

Hệ thanh bụng của dàn được bố trí để các nút trùng với vị trí đặt tải, là vị trí liên kết giữa dàn với xà gỗ hoặc chân panen. Góc nghiêng hợp lý của thanh bụng vào khoảng  $35 - 55^\circ$ . Có thể dùng hệ thanh bụng tam giác, tam giác có thanh đứng tùy thuộc vị trí đặt tải, hệ thanh xiên, hệ thanh dàn phân nhỏ ... Khoảng cách giữa các nút dàn (khoảng dàn) phụ thuộc vào kích thước tấm lợp, thông thường chọn bằng 3 m.

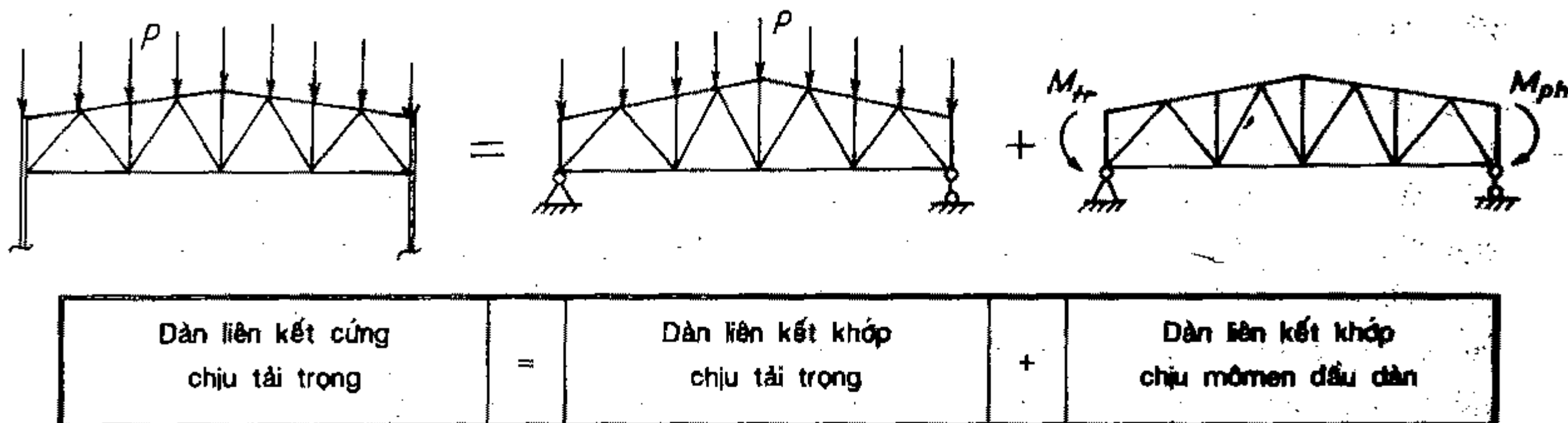
### ***b. Tải trọng tác dụng lên dàn***

Tải trọng tác dụng lên dàn bao gồm tải trọng do trọng lượng mái, tải trọng này phụ thuộc vào cấu tạo mái (xem phần tính khung), trọng lượng dàn và hệ giằng, trọng lượng cửa trời, trần treo và các thiết bị ở trên trần. Hoạt tải tác dụng gồm có hoạt tải sửa chữa, cầu trục treo (nếu có), ngoài ra nếu mái dùng tấm lợp nhẹ cần tính tải trọng gió lên mái. Tất cả các tải trọng này được dồn thành tải trọng tập trung đặt tại nút dàn, trường hợp khoảng dàn rộng hơn bề rộng tấm lợp, lực tác dụng đặt ngoài nút, khi tính nội lực thanh cánh trên cần tính mômen cục bộ ; có thể dùng dàn phân nhỏ để tránh uốn cục bộ cho thanh cánh trên. Tải trọng do cầu trục treo truyền vào dàn cũng được xác định tương tự như việc xác định  $D_{max}$  ,  $D_{min}$  đã nêu ở trên. Ngoài ra, nếu dàn được liên kết cứng với cột, nên khi tính dàn phải tính đến mômen tác dụng đầu dàn do liên kết cứng sinh ra. Mômen này được phân thành ngẫu lực  $H = M/h_0$ , có phương nằm ngang đặt tại nút trên và dưới đầu dàn (xem hình 1.24).

### ***c. Tính nội lực dàn***

Nội lực dàn được xác định theo các phương pháp thông thường của cơ học kết cấu. Khi tính với hoạt tải sửa chữa mái, cần tính với hai tổ hợp tải trọng, hoạt tải đặt nửa dàn và hoạt tải đặt toàn dàn, nhằm tìm nội lực nguy hiểm cho thanh bụng và thanh cánh dàn. Cũng nhằm mục đích như trên, khi tính với

mômen đầu dàn, cần chọn hai tổ hợp mômen có trị số lớn nhất gây nén cánh dưới, và cặp mômen gây xoắn dàn làm tăng nội lực các thanh bụng. Đối với dàn rất nhẹ cần tính dàn với tải trọng gió bốc mái, lúc này hệ số vượt tải của trọng lượng bản thân lấy bằng 0,9.



Hình 1.24. Sơ đồ tính nội lực dàn vì kèo

#### d. Chiều dài tính toán của thanh dàn và chọn tiết diện thanh

Vấn đề xác định chiều dài tính toán của thanh dàn đã được trình bày trong cuốn "Kết cấu thép 1". Thanh dàn được bố trí và chọn theo các nguyên tắc cấu tạo tiết diện thanh dàn thông thường (xem "Kết cấu thép 1").

### 4. Tính liên kết dàn và cột

Kết cấu gối tựa của dàn có thể là cứng hoặc khớp, cấu tạo và tính toán gối tựa khớp đã được trình bày trong cuốn "Kết cấu thép 1". Gối tựa cứng được cấu tạo sao cho truyền hết phản lực từ dàn vào cột xuống móng, ở đây ngoài việc truyền phản lực đứng, gối tựa còn phải truyền lực ngang  $H$ . Kết cấu gối tựa cho trên hình 1.25.

Phản lực đứng do tải trọng từ dàn truyền lên cột qua bản gối có chiều dày  $\delta = 16 \div 20$  mm (h.126), diện tích này được kiểm tra theo điều kiện chịu lực ép mặt tỳ đầu của bản lên gối đỡ :

$$A_{bg} \geq V_A / R_{cm} , \quad (1.40)$$

trong đó  $R_{cm}$  - cường độ tính toán ép mặt tỳ đầu của thép.

Chiều cao của bản gối được xác định theo khả năng chịu lực của đường hàn liên kết bản mã vào bản gối chịu đồng thời phản lực  $V_A$  và lực ngang  $H$ . Ứng suất trong đường hàn được kiểm tra theo công thức :

$$\tau_h = \sqrt{\tau_{hv}^2 + \tau_{hH}^2} \leq \gamma(\beta R_g)_{min} , \quad (1.41)$$

trong đó :

$$\tau_{hv} = \frac{V_A}{2h_n l_h} ; \quad \tau_{hH} = \frac{H}{2h_n l_h} + \frac{6He}{2h_n l_h} , \quad (1.42)$$



trong công thức trên  $e$  là khoảng cách từ lực  $H$  đến trọng tâm bản gối ;  
 $l_h, h_h$  - chiều dài và chiều cao đường hàn.

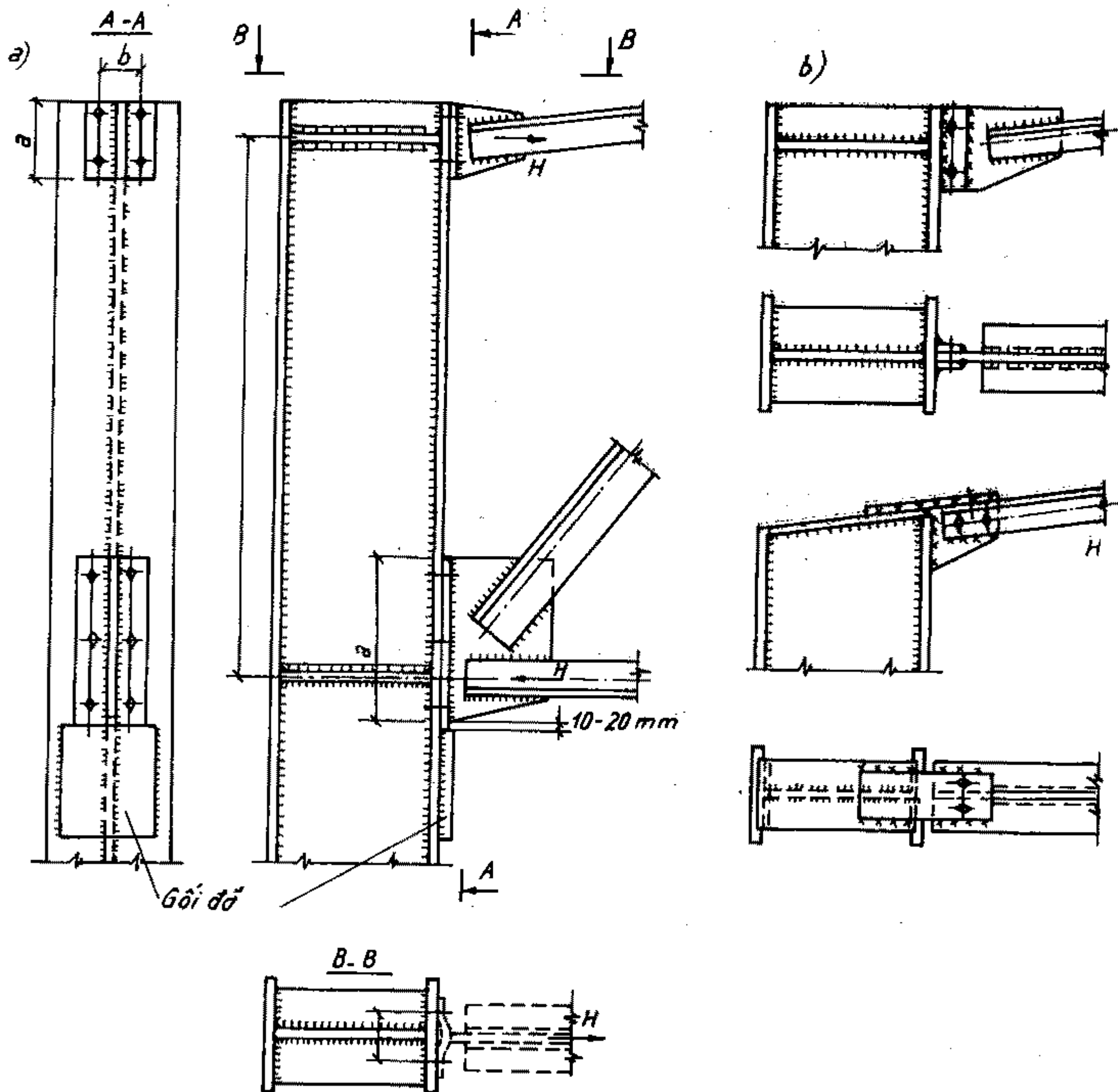
Mặt khác, khi lực  $H$  có chiều tách bản gối ra khỏi cột thì bản gối còn được kiểm tra chịu uốn với sơ đồ là bản ngàm hai cạnh vào hai hàng bulông có nhịp là  $b$ . Mômen uốn lớn nhất giữa bản có giá trị :

$$M = \frac{Hb}{8} \quad (1.42)$$

Ứng suất trong bản được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Hb}{8} \cdot \frac{a\delta^2}{6} = \frac{3Hb}{4a\delta^2} < \gamma R, \quad (1.44)$$

trong đó  $a, \delta$  - chiều dài và chiều dày của bản gối.



**Hình 1.25. Nút gối tựa của dầm lên cột (liên kết cứng)**  
 a) liên kết thông thường ; b) các phương án liên kết nút trên khi lực kéo lớn.

Với gờ tựa phía trên không có lực đứng, lực  $H$  đặt đúng trọng tâm bản gờ, đường hàn bản gờ được kiểm tra theo công thức :

$$\tau_h = \frac{H}{2h_n a} < \gamma(\beta R_g)_{\min} \quad (1.45)$$

Bulông liên kết bản gờ với cột tính với lực  $H$  kéo tách bản gờ ra khỏi cột, lúc này dưới tác dụng của lực  $H$  liên kết sẽ quay quanh bulông ở xa lực  $H$  nhất (h.1.26), lực kéo lớn nhất trong bulông tính theo công thức :

$$N_b = \frac{H z a_1}{2 \sum a_i^2} \quad (1.46)$$

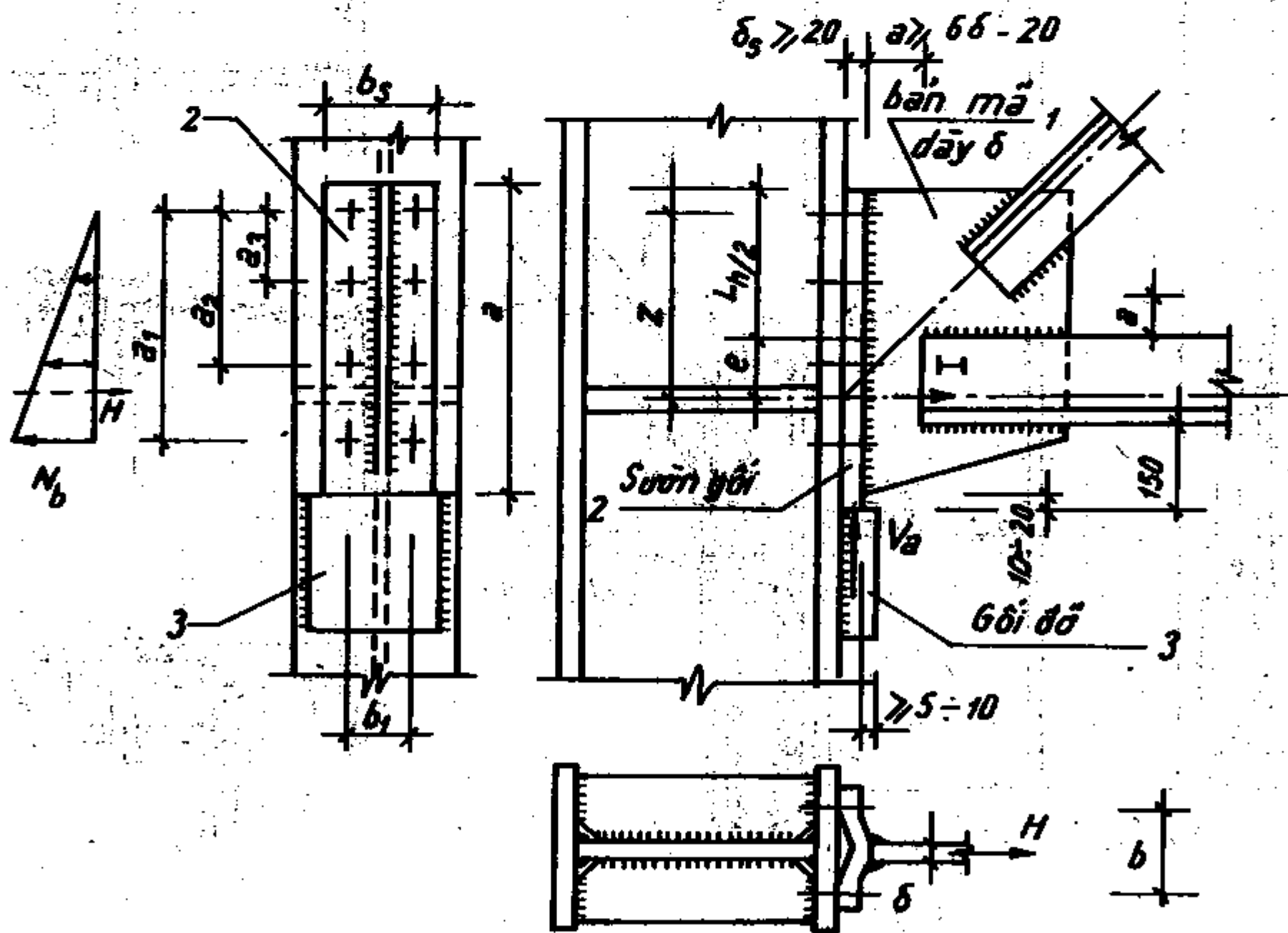
Từ đó khả năng chịu lực của bulông liên kết được kiểm tra theo lực  $N_b$

$$N_b < [N_k] ,$$

$[N_k]$  - khả năng chịu kéo của một bulông.

$$[N_k] = \frac{\pi d_o^2}{4} R_k^b ,$$

$d_o$  - đường kính trong ren của bulông.



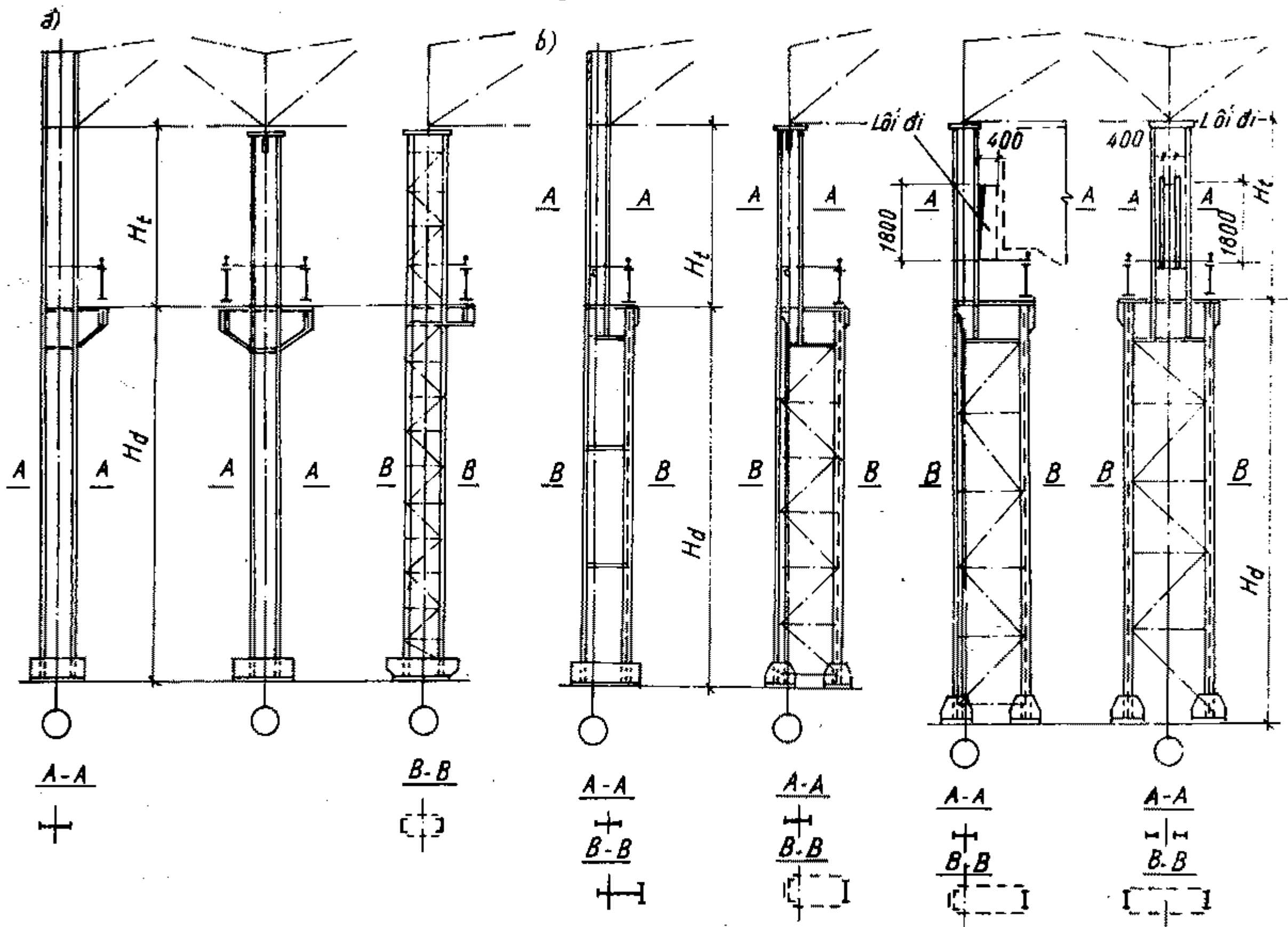
Hình 1.26. Nút dưới liên kết cứng dầm - cột

## § 1.5. CỘT THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP

### 1. Phân loại cột

Cột thép dùng cho nhà công nghiệp có hình thức rất đa dạng, tùy thuộc điều kiện sử dụng của nhà xưởng. Có thể phân loại như sau :

Theo hình dạng bề ngoài của cột có thể chia ra cột tiết diện không thay đổi và cột tiết diện thay đổi hay còn gọi là cột bậc (h.1.27).



**Hình 1.27. Các loại cột khung nhà công nghiệp**  
a) cột tiết diện không thay đổi ; b) cột tiết diện thay đổi (cột bậc).

Ở cột tiết diện không thay đổi, tải trọng do cấu trúc truyền vào cột qua dầm vai côngxon liên kết vào cột. Tiết diện cột có thể đặc hoặc rỗng. Đại đa số cột tiết diện không thay đổi là cột đặc vì lực tác dụng không lớn, (sức trục 15 ÷ 20 tấn) ; thường dùng cho nhà xưởng có chiều cao không lớn (chiều cao cột nhỏ hơn 10 m). Cột tiết diện đặc chế tạo đơn giản hơn cột tiết diện rỗng.

Khi cấu trúc có sức nâng lớn, cột tiết diện thay đổi hợp lý hơn (h.1.27b); tải trọng cấu trúc truyền vào cột qua vai cột là vị trí thay đổi tiết diện. Phần

cột trên (phần cột phía trên dầm cầu trục) thường dùng tiết diện đặc dạng chữ I, phần cột dưới có thể dùng tiết diện đặc khi bề rộng cột nhỏ hơn 1 m, dùng cột tiết diện rỗng khi bề rộng cột lớn hơn (h.1.27b). Khi nhà có cầu trục chế độ làm việc nặng, để thường xuyên kiểm tra hoạt động của cầu trục, phần bụng cột trên mặt dầm cầu trục cần để lối đi có kích thước 1800 × 400 mm. Với cột dưới tiết diện rỗng, nhánh cầu trục (nhánh đỡ dầm cầu trục) thường dùng tiết diện chữ I, nhánh ngoài có tiết diện dạng chữ [ cấu tạo từ hai thép góc và một tấm thép bản, thuận lợi cho việc liên kết tường bao che.

## 2. Cấu tạo và tính toán cột

Cột nhà công nghiệp là cấu kiện chịu nén lệch tâm, trên tiết diện có tác dụng của mômen  $M_x$  trong mặt phẳng khung, ngoài ra còn có trường hợp mômen tác dụng ngoài mặt phẳng  $M_y$ . Muốn chọn được tiết diện, ngoài việc xác định được nội lực tính toán, còn phải xác định chiều dài tính toán của cột trong và ngoài mặt phẳng khung  $l_x, l_y$ . Chiều dài tính toán của cột phụ thuộc vào liên kết hai đầu thanh trong sơ đồ khung.

Trong khung nhà, cột liên kết với móng ở chân cột và liên kết với xà ngang ở đầu cột. Các liên kết này có thể là ngàm hoặc khớp, có thể khác nhau theo các phương làm việc của tiết diện.

Sau khi thiết kế được tiết diện, cần phải cấu tạo cho phù hợp với sơ đồ tính của khung.

### a. Chiều dài tính toán của cột

Chiều dài tính toán của cột được xác định theo hai phương làm việc chính của tiết diện : trong mặt phẳng khung và ngoài mặt phẳng khung.

Với cột có tiết diện không đối, chiều dài tính toán trong mặt phẳng khung của cột xác định theo công thức :

$$l_{ox} = \mu l, \quad (1.47)$$

trong đó  $l$  - chiều dài hình học của cột, tính từ mặt móng đến mép dưới xà ngang;

$\mu$  - hệ số quy đổi chiều dài tính toán phụ thuộc vào liên kết hai đầu và tỷ số độ cứng đơn vị giữa xà và cột  $K$  :

$$K = \frac{i_x}{i_c} \text{ với } i_x = \frac{J_x}{L}; i_c = \frac{J_c}{H}$$

ở đây  $J_x, L; J_c, H$  - mômen quán tính của tiết diện và chiều dài tương ứng của xà ngang và cột.

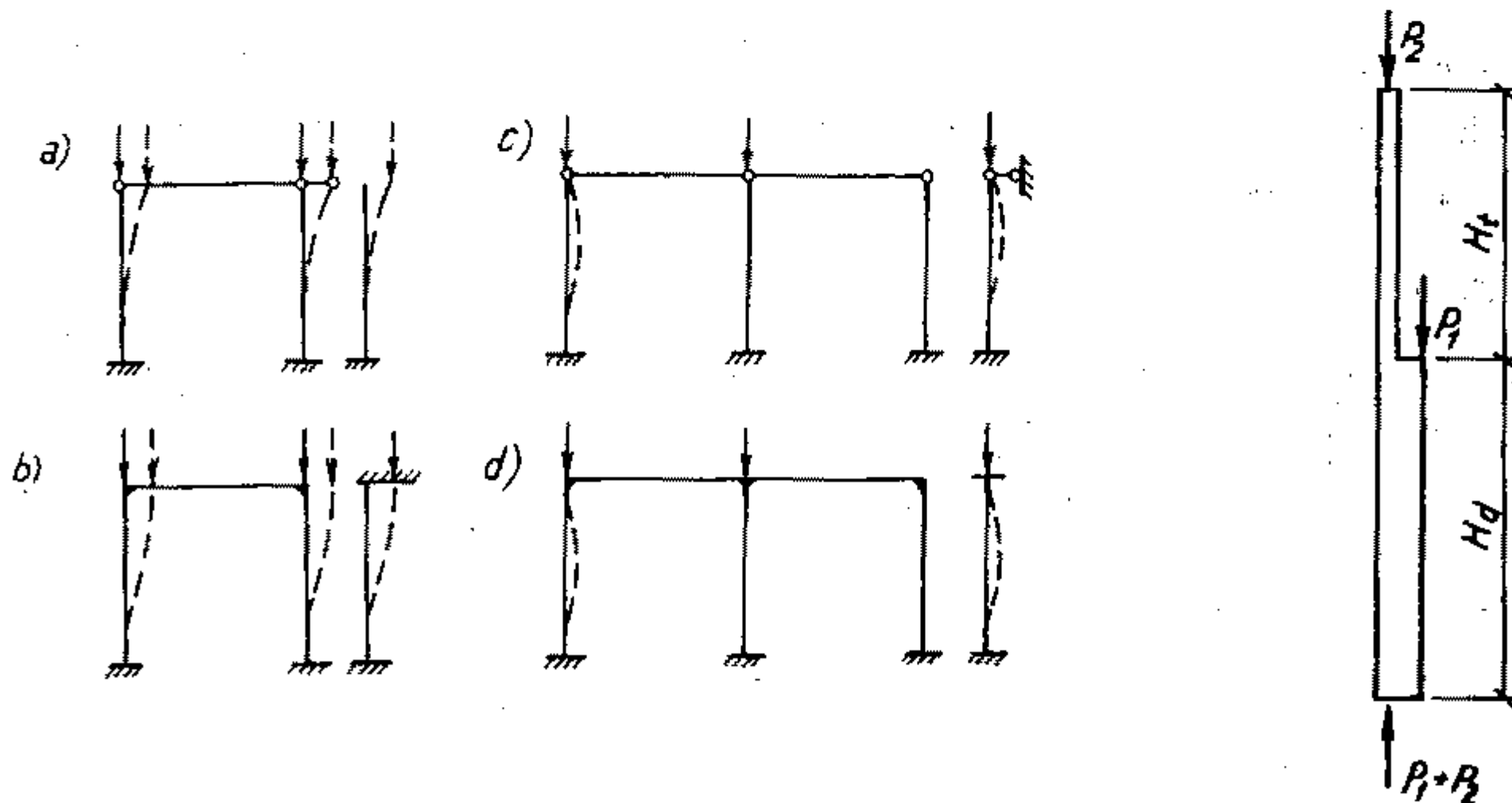
Trị số của hệ số  $\mu$  cho trong bảng 1.1.

**Bảng 1.1.** Giá trị hệ số  $\mu$  đối với cột tiết diện không đổi có đầu trên liên kết cứng

| Liên kết đầu dưới của cột với móng | Trị số $\mu$ khi K bằng |      |     |      |      |      |      |      |
|------------------------------------|-------------------------|------|-----|------|------|------|------|------|
|                                    | 0                       | 0,2  | 0,3 | 0,5  | 1    | 2    | 3    | > 10 |
| Cứng                               | 2                       | 1,5  | 1,4 | 1,28 | 1,16 | 1,08 | 1,06 | 1    |
| Khớp                               |                         | 3,42 | 3,0 | 2,63 | 2,33 | 2,17 | 2,11 | 2    |

Đối với cột bậc, thường cột dưới có độ cứng lớn nên luôn luôn được liên kết ngàm với móng, đầu trên có thể liên kết cứng hoặc khớp với vì kèo. Vì vậy để đơn giản tính toán, khi xét chiều dài tính toán, có thể đưa về bốn dạng sơ đồ khung sau :

- ◆ *Khung một nhịp liên kết khớp với vì kèo, khi mất ổn định, có khả năng mất ổn định đồng thời cả hai cột. Vì vậy có thể xét như cột một đầu ngàm và một đầu tự do (h.1.28a).*
- ◆ *Khung một nhịp liên kết cứng ở đầu trên, khi mất ổn định cũng có khả năng đồng thời mất ổn định cả hai cột. Trường hợp này xét cột một đầu ngàm, một đầu ngàm trượt (h.1.28b).*
- ◆ *Khung hai nhịp trở lên, liên kết khớp ở đầu trên, khi mất ổn định, chỉ có thể mất ổn định riêng lẻ từng cột. Lúc này có thể coi cột có liên kết một đầu ngàm, một đầu khớp cố định (h.1.28c).*
- ◆ *Khung hai nhịp trở lên, liên kết cứng ở đầu trên, khi mất ổn định cũng chỉ mất ổn định từng cột. Sơ đồ tính toán có thể coi cột hai đầu liên kết ngàm (h.1.28d).*



**Hình 1.28.** Sơ đồ xác định chiều dài tính toán cột

Chiều dài tính toán của cột bậc được xác định riêng rẽ cho từng đoạn cột.

Với cột dưới : 
$$l_{x1} = \mu_1 H_d \quad (1.48)$$

Với cột trên : 
$$L_2 = \mu_2 H_1. \quad (1.49)$$

Đối với hai trường hợp đầu, khi cột mất ổn định không có ảnh hưởng của lực cắt. Điều kiện ổn định được xác định bởi hai thông số  $K_1$  và  $C$  :

$$K_1 = \frac{i_2}{i_1}, \quad (1.50)$$

trong đó  $i_1, i_2$  - độ cứng đơn vị của các đoạn cột,  $i_1 = \frac{J_1}{H_d}$ ,  $i_2 = \frac{J_2}{H_1}$ .

$$C = \frac{H_1}{H_d} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 t}}, \quad (1.51)$$

trong đó  $t$  - tỷ số giữa lực dọc của cột dưới và cột trên,

$$t = \frac{N_1}{N_2} = \frac{P_1 + P_2}{P_2}. \quad (1.52)$$

Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới  $\mu_1$  xác định phụ thuộc vào  $K_1$  và  $C$  cho trong các chỉ dẫn của quy phạm.

Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột trên  $\mu_2$  được tính theo công thức

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{C}. \quad (1.53)$$

và phải thỏa mãn điều kiện  $\mu_2 \leq 3$ .

Nếu trị số  $\mu_2$  tính ra lớn hơn 3 thì lấy bằng 3.

Với sơ đồ c và d, khi mất ổn định có ảnh hưởng của lực cắt. Trong trường hợp này điều kiện ổn định được xác định rất phức tạp, lời giải là hệ hai phương trình siêu việt phụ thuộc hai tham số.

Để đơn giản tính toán, gần đúng có thể tính ổn định của cột như sau :

Đầu tiên coi cột chỉ chịu lực  $P_1$ , xác định được lực tới hạn  $P_{1th}$  và hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới  $\mu_{11}$ . Sau đó khảo sát cột chỉ chịu lực  $P_2$ , tìm được  $P_{2th}$  và hệ quy đổi chiều dài tính toán  $\mu_{12}$  đối với phần cột dưới.

Điều kiện ổn định của cột dưới tác dụng đồng thời của các lực là :

$$\frac{P_1}{P_{1th}} < 1; \quad \frac{P_2}{P_{2th}} < 1 \quad \text{và} \quad \frac{P_1}{P_{1th}} + \frac{P_2}{P_{2th}} < 1. \quad (1.54)$$

Có thể viết giá trị của các lực tới hạn dưới dạng công thức của Euler (Ole):

Khi chỉ có lực  $P_1$

$$P_{1th} = \frac{\pi^2 EJ_1}{(\mu_{11} H_d)^2}. \quad (1.55)$$

Khi chỉ có lực  $P_2$  
$$P_{2th} = \frac{\pi^2 EJ_1}{(\mu_{12} H_d)^2} \quad (1.56)$$

Khi đồng thời có cả  $P_1$  và  $P_2$  
$$(P_1 + P_2)_{th} = \frac{\pi^2 EJ_1}{(\mu_1 H_d)^2} \quad (1.57)$$

Từ các biểu thức trên, thay giá trị  $P_2 = \frac{P_1}{t-1}$ , ta được :

$$P_1 \left[ \frac{\mu_{11}^2}{\frac{\pi^2 EJ_1}{H_d^2}} + \frac{\mu_{12}^2}{\frac{\pi^2 EJ_1}{H_d^2} (t-1)} \right] < 1. \quad (1.58)$$

Chú ý rằng  $P_1 + P_2 = \frac{P_1 t}{t-1}$ , ta có :

$$P_1 = \frac{(P_1 + P_2)(t-1)}{t} \quad (1.59)$$

Thay (1.58) vào (1.57) kết hợp với các công thức trên, tìm được hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới như sau :

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{11}^2(t-1) + \mu_{12}^2}{t}} \quad (1.60)$$

Hệ số  $\mu_{11}$ ,  $\mu_{12}$  phụ thuộc vào tỉ số  $H_1/H_d$  và  $J_2/J_1$ .

Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột trên cũng được tính như phần trên  $\mu_2 = (\mu_1/C) < 3$ . Đối với các cột có các tỷ số  $(H_1/H_d) < 0,6$  và  $t = (N_1/N_2) > 3$ , thì trị số của  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  thay đổi ít, quy phạm thiết kế cho phép lấy trị số ở bảng 1.2

**Bảng 1.2.** Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột nhà công nghiệp một tầng

| Điều kiện liên kết ở đầu cột   | Hệ số $\mu_1$           |                          | Hệ số $\mu_2$ |
|--|-------------------------|--------------------------|---------------|
|  | $0,3 > (J_2/J_1) > 0,1$ | $0,1 > (J_2/J_1) > 0,05$ |               |
| 1. Đầu tự do (khung một nhịp, dàn liên kết khớp với cột)             | 2,5                     | 3                        | 3             |
| 2. Đầu không quay được (khung một nhịp, dàn liên kết cứng với cột)   | 2                       | 2                        | 3             |
| 3. Đầu tựa khớp cố định (khung nhiều nhịp dàn liên kết khớp với cột) | 1,6                     | 2                        | 2,5           |
| 4. Đầu ngàm cố định (khung nhiều nhịp dàn liên kết cứng với cột)     | 1,2                     | 1,5                      | 2             |

Chiều dài tính toán của cột ngoài mặt phẳng khung được lấy như sau :

Ngoài mặt phẳng khung độ cứng của cột bé, liên kết hai đầu được coi như khớp, vì vậy chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng của cột chính là khoảng cách cố định theo phương dọc nhà. Đối với cột trên, chiều dài tính toán  $l_{y2}$  bằng khoảng cách từ mặt trên dầm cầu trục đến cánh dưới vì kèo. Với cột dưới, chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng  $l_{y1}$  lấy bằng khoảng cách từ mặt móng đến mép dưới dầm cầu trục (chính là chiều dài cột dưới). Nếu khi có thanh chống dọc thì chính là khoảng cách giữa các thanh chống đó.

### b. Cột tiết diện đặc

Cột tiết diện đặc thường sử dụng ở dạng cột tổ hợp hàn. Với cột tiết diện không đối, phần trên của cột bậc thang dùng dạng chữ I đối xứng. Cột dưới dùng tiết diện không đối xứng (h.1.29a,b).

Tính toán cột nén lệch tâm cần phải kiểm tra khả năng làm việc theo các điều kiện : bền, ổn định tổng thể trong và ngoài mặt phẳng uốn, ổn định cục bộ của các bản thép nếu là cột tổ hợp từ thép bản.

Điều kiện bền được kiểm tra theo công thức :

$$\frac{N}{A_{th}R} + \frac{M_x}{W_{xth}} + \frac{M_y}{W_{yth}} \leq 1, \quad (1.61)$$

trong đó  $N$ ,  $M_x$  - lực dọc và mômen uốn trong mặt phẳng khung ;

$M_y$  - mômen uốn ngoài mặt phẳng khung ;

$A_{th}$ ,  $W_{xth}$ ,  $W_{yth}$  - diện tích tiết diện thực, mômen chống uốn của tiết diện thực đối với trục  $x - x$  và trục  $y - y$ .

Việc kiểm tra này chỉ tiến hành đối với các cột có chiều cao không lớn, và các cột có tiết diện bị giảm yếu. Khả năng chịu lực của hầu hết các cột đều được xác định bởi điều kiện ổn định tổng thể. Trong mặt phẳng khung cột nén lệch tâm được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{11}A} < \gamma R \quad (1.62)$$

trong đó  $\varphi_{11}$  - hệ số ổn định tổng thể của cột nén lệch tâm, tra bảng ở cuốn "Kết cấu thép 1" phụ thuộc vào các đại lượng  $m_1 = \eta m_x$  gọi là độ lệch tâm quy đổi, và  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R/E}$  là độ mảnh quy đổi. Trong các biểu thức trên, trị số  $m_x = e_x / \rho_x$  được gọi là độ lệch tâm tương đối với  $e_x = M/N$ ,  $\rho_x = W_x/A$  là bán kính lõi tiết diện.

Hệ số  $\eta$  được gọi là hệ số ảnh hưởng hình dạng tiết diện, nó kể đến sự thay đổi hình dạng tiết diện đến ổn định tổng thể của cột ; giá trị của nó tính theo chỉ dẫn của các tài liệu thiết kế, phụ thuộc không chỉ hình dạng tiết diện mà còn cả hệ số  $m$  và  $\lambda$  (xem Kết cấu thép 1).

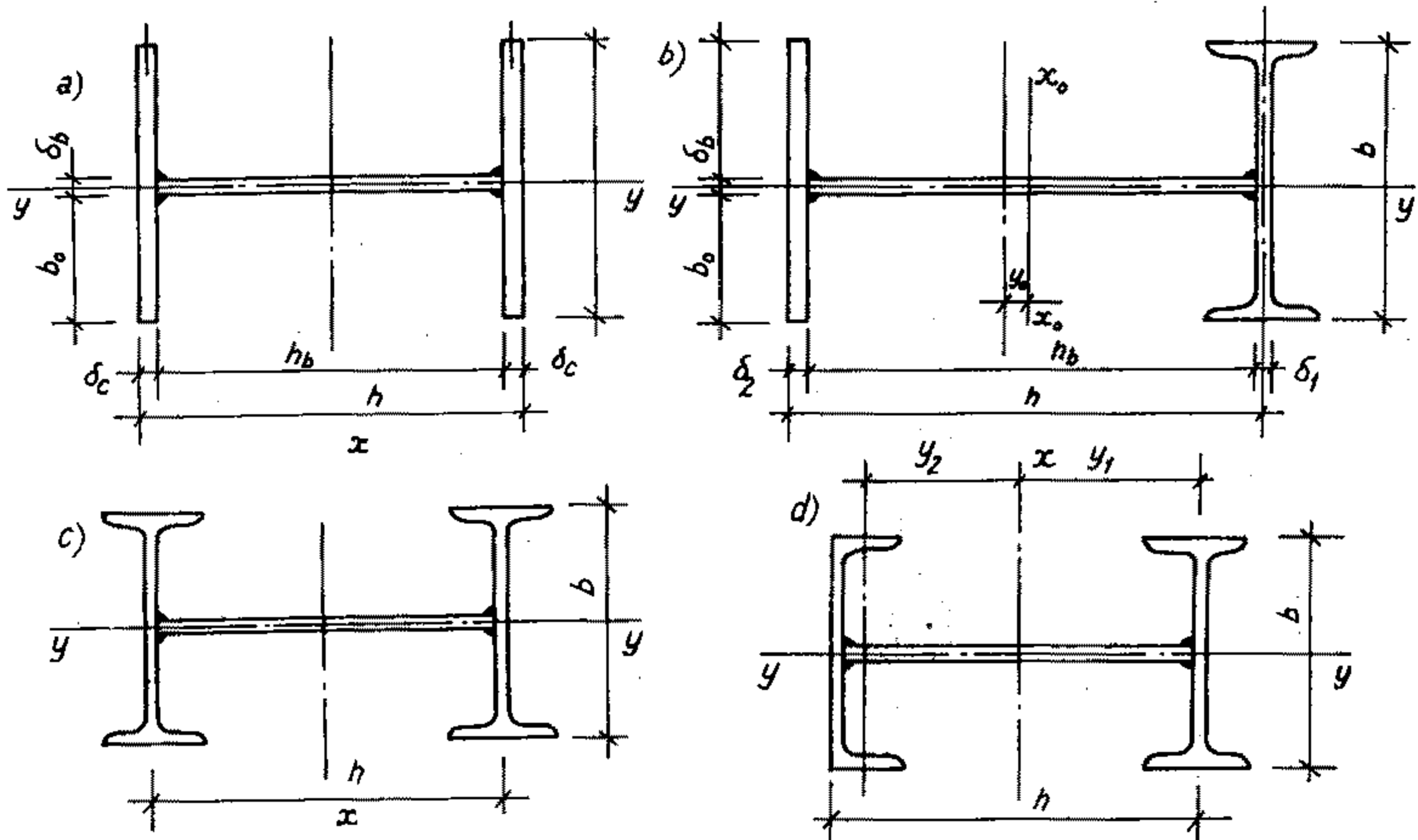


Ngoài mặt phẳng khung, cột làm việc theo điều kiện thanh nén đúng tâm, được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{C \varphi_y A} < \gamma R, \quad (1.63)$$

trong đó  $\varphi_y$  - hệ số uốn dọc của thanh nén đúng tâm, tra bảng ở "Kết cấu thép 1" phụ thuộc độ mảnh  $\lambda_y$  ;

$C$  - hệ số kể đến ảnh hưởng của mômen trong mặt phẳng uốn đến ổn định của cột ngoài mặt phẳng uốn.



Hình 1.29. Dạng tiết diện cột đặc

$$C = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \quad (1.64)$$

Khi  $m_x < 5$ ,  $\alpha$  và  $\beta$  xác định theo bảng có sẵn (xem Kết cấu thép 1)

Khi  $m_x > 10$  thì  $\beta = 1$  và  $\alpha = \varphi_y / \varphi_d$  ( $\varphi_d$  là hệ số ổn định tổng thể của dầm lấy theo các chỉ dẫn thiết kế - xem Kết cấu thép 1).

Khi  $5 < m_x < 10$ , hệ số  $C$  được tính theo công thức :

$$C = C_5(2 - 0,2 m_x) + C_{10}(0,2 m_x - 1), \quad (1.65)$$

ở đây  $C_5$  và  $C_{10}$  là giá trị của  $C$  ứng với  $m_x = 5$  và  $m_x = 10$ .

Khi tính  $m_x$ , giá trị của mômen được lấy như sau :

- Là mômen lớn nhất tại ngàm, nếu cột côngxon.
- Là giá trị lớn nhất trong 1/3 đoạn giữa cột cho các sơ đồ khác.

Với các cột mà tiết diện được tổ hợp từ thép bản, ngoài việc kiểm tra ổn định tổng thể như trên, cần kiểm tra ổn định cục bộ của các bản thép.

Ổn định cục bộ của bản cánh cột tiết diện dạng chữ I và các phần nhô ra của các dạng tiết diện khác được kiểm tra theo điều kiện :

$$\frac{b_0}{\delta_c} \leq \left[ \frac{b_0}{\delta_c} \right], \quad (1.66)$$

trong đó  $b_0$  - chiều dài tự do của bản cánh hoặc phần nhô ra ;  
 $\delta_c$  - chiều dày tương ứng ;

$\left[ \frac{b_0}{\delta_c} \right]$  - tỷ số giới hạn phụ thuộc thép làm cột và độ mảnh quy ước cho

trong tiêu chuẩn thiết kế (xem Kết cấu thép 1). Thông thường điều kiện này thỏa mãn ngay từ đầu khi chọn tiết diện cột.

Với bản bụng của cột, ổn định cục bộ phụ thuộc nhiều yếu tố. Ngoài các yếu tố độ mảnh, vật liệu, hình dạng tiết diện còn phụ thuộc vào độ lệch tâm trong đối  $m$  và đặc trưng phân bố ứng suất pháp trên bản bụng được biểu thị bằng hệ số :

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma}$$

trong đó  $\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{J_x} y_n$ ;  $\sigma' = \frac{N}{A} - \frac{M}{J_x} y_k$ .

ở đây  $y_n$  và  $y_k$  - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu nén nhiều và tương ứng đến mép chịu nén ít hoặc chịu kéo của bản bụng.

Ổn định cục bộ của bản bụng cột được kiểm tra theo điều kiện :

$$\frac{h_0}{\delta_b} \leq \left[ \frac{h_0}{\delta_b} \right]. \quad (1.67)$$

Tỷ số giới hạn  $\left[ \frac{h_0}{\delta_b} \right]$  xác định tùy thuộc điều kiện chịu lực của cột.

Khi điều kiện ổn định tổng thể trong mặt phẳng khung quyết định khả năng chịu lực của cột thì  $\left[ \frac{h_0}{\delta_b} \right]$  xác định phụ thuộc vào  $m$  và  $\bar{\lambda}$ , giá trị cho ở bảng 1.3.

**Bảng 1.3.** Độ mảnh giới hạn của bản bụng cột chịu nén lệch tâm

| Độ lệch tâm tương đối | Giá trị $[h_0/\delta_b]$ khi $\bar{\lambda}$ của cột |  |
|-----------------------|--|--|
|                       | $\bar{\lambda} < 0,8$                                | $\bar{\lambda} > 0,8$                                |
| $m < 0,3$             | $\sqrt{E/R}$   | $(0,36 + 0,8\bar{\lambda})\sqrt{E/R} < 19\sqrt{E/R}$ |
| $m \geq 1$            | $13\sqrt{E/R}$                                       | $(0,9 + 0,85\bar{\lambda})\sqrt{E/R} < 31\sqrt{E/R}$ |

Khi  $m$  trong khoảng  $0,3 - 1$  thì giá trị  $\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right]$  được nội suy tuyến tính theo giá trị  $m = 0,3$  và  $m = 1$ . Trong trường hợp khả năng chịu lực của cột được quyết định bởi điều kiện bền hoặc điều kiện ổn định tổng thể ngoài mặt phẳng khung thì  $\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right]$  được xác định theo giá trị của  $\alpha$  :

Khi  $\alpha \leq 0,5$  lấy  $\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right]$  theo bảng 1.3.

Khi  $\alpha \geq 1$  thì ổn định cục bộ của bản bụng phải kể đến ảnh hưởng của ứng suất tiếp, lúc này  $\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right]$  được tính theo công thức :

$$\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right] = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{[\sigma(2 - \alpha) + \sqrt{\alpha^2 - 4\beta^2}]}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R}}$$

trong đó  $\beta = 1,4 \frac{(2\alpha - 1)\tau}{\sigma}$  ( $\tau = \frac{Q}{h_b \delta_b}$  là ứng suất tiếp trung bình tại tiết diện đang khảo sát);

$Q$  - lực cắt trên tiết diện.

Với  $0,5 < \alpha < 1$ , trị số  $\left[\frac{h_0}{\delta_b}\right]$  được xác định bằng nội suy tuyến tính.

Trong trường hợp điều kiện cường độ quyết định khả năng chịu lực của cột, và có tỷ số  $\frac{N}{A_{th}R} < 0,1$  thì ổn định cục bộ của bản bụng theo điều kiện ổn định cục bộ của bản bụng dầm (cột chịu uốn là chính).

Nếu điều kiện ổn định cục bộ không thỏa mãn thì phải gia cường bản bụng bằng dôi sườn dọc cột, hoặc tăng chiều dày bản bụng. Khi đặt sườn dọc có thể kể tiết diện sườn cùng tham gia làm việc với cột, nhằm giảm tiết diện cột. Thông thường khi thiết kế cột nhà công nghiệp, nên tăng chiều dày bản bụng và giảm tiết diện cánh, vì đặt sườn dọc phức tạp và tốn công chế tạo.

Trường hợp không muốn tăng chiều dày bản bụng, đối với cột khả năng chịu lực xác định theo điều kiện ổn định tổng thể, có thể tính toán cột như bình thường, nhưng diện tích tiết diện lấy như sau :

$$A = A_c + 2C_1\delta_b ; C_1 = 0,85 \sqrt{\frac{E}{R}}$$

trong đó  $A_c$  - diện tích bản cánh ;

$C_1$  - bề rộng bản bụng sát với bản cánh.

Ngoài ra khi  $(h_0/\delta_b) > 2,2\sqrt{E/R}$  cần gia cường các sườn ngang cách nhau một khoảng  $(2 \div 3)h_0$ .

### c. Cột tiết diện rỗng

Cột tiết diện rỗng thường được dùng đối với nhà có chiều cao lớn, hoặc cần mở rộng cho phù hợp với cấu trúc. Cột dưới của nhà công nghiệp một tầng thường dùng cột hai nhánh có cấu tạo như hình 1.30.

Cột biên có tiết diện không đối xứng, bao gồm hai nhánh : nhánh mái và nhánh cấu trúc. Cột giữa có tiết diện đối xứng, được cấu tạo như nhánh cấu trúc của cột biên. Chiều cao  $h$  của tiết diện cột đã chọn trước khi chọn kích thước khung, bề rộng  $b$  chọn theo điều kiện độ cứng, lấy vào khoảng  $(1/20 \div 1/30)H$ . Khi chiều cao tiết diện cột dưới nhỏ hơn 1 m, dùng cột bản giằng, lớn hơn, dùng cột thanh giằng. Do cột nhà công nghiệp có lực cắt lớn, thường dùng cột thanh giằng, với góc nghiêng từ 30 đến 60°, hợp lý nhất là 45°.

Cột rỗng được tính toán theo sơ đồ dàn cánh song song khi chịu uốn quanh trục ảo (trục  $x - x$ ). Lực tính toán  $N_{nh}$  trong nhánh cột do mômen  $M$  và lực dọc  $N$  được tính theo công thức :

$$N_{nh} = \frac{N}{y_0}y + \frac{M_x}{y_0}, \quad (1.68)$$

trong đó  $y_0$  - khoảng cách trọng tâm hai nhánh ;

$y$  - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến trọng tâm nhánh khảo sát (lấy dấu + khi mômen gây nén và dấu - khi mômen gây kéo).

Tiết diện nhánh được tính như cột đặc chịu nén đúng tâm, hoặc nén lệch tâm do mômen cục bộ với nhánh của cột rỗng bản giằng. Khi tính toán nhánh cột, cần kiểm tra ổn định đối với hai trục trọng tâm của nhánh : trục  $y - y$  và trục  $x_1 - x_1$  (h.1.30). Đối với trục  $y - y$  cột hoàn toàn chịu nén đúng tâm, chiều dài tính toán để kiểm tra ổn định tổng thể là  $l_{y1}$  đã nói ở trên. Đối với trục  $x_1 - x_1$  cột có thể chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm do mômen uốn cục bộ của nhánh, khi kiểm tra ổn định tổng thể của nhánh chiều dài tính toán lấy bằng khoảng cách tự do  $l_{nh}$  giữa hai bản giằng (xem Kết cấu thép 1).

Ổn định tổng thể của cột rỗng khi uốn quanh trục ảo cũng được kiểm tra theo công thức (1.59). Hệ số  $\varphi_{lt}$  tra bảng ở "Kết cấu thép 1" phụ thuộc :

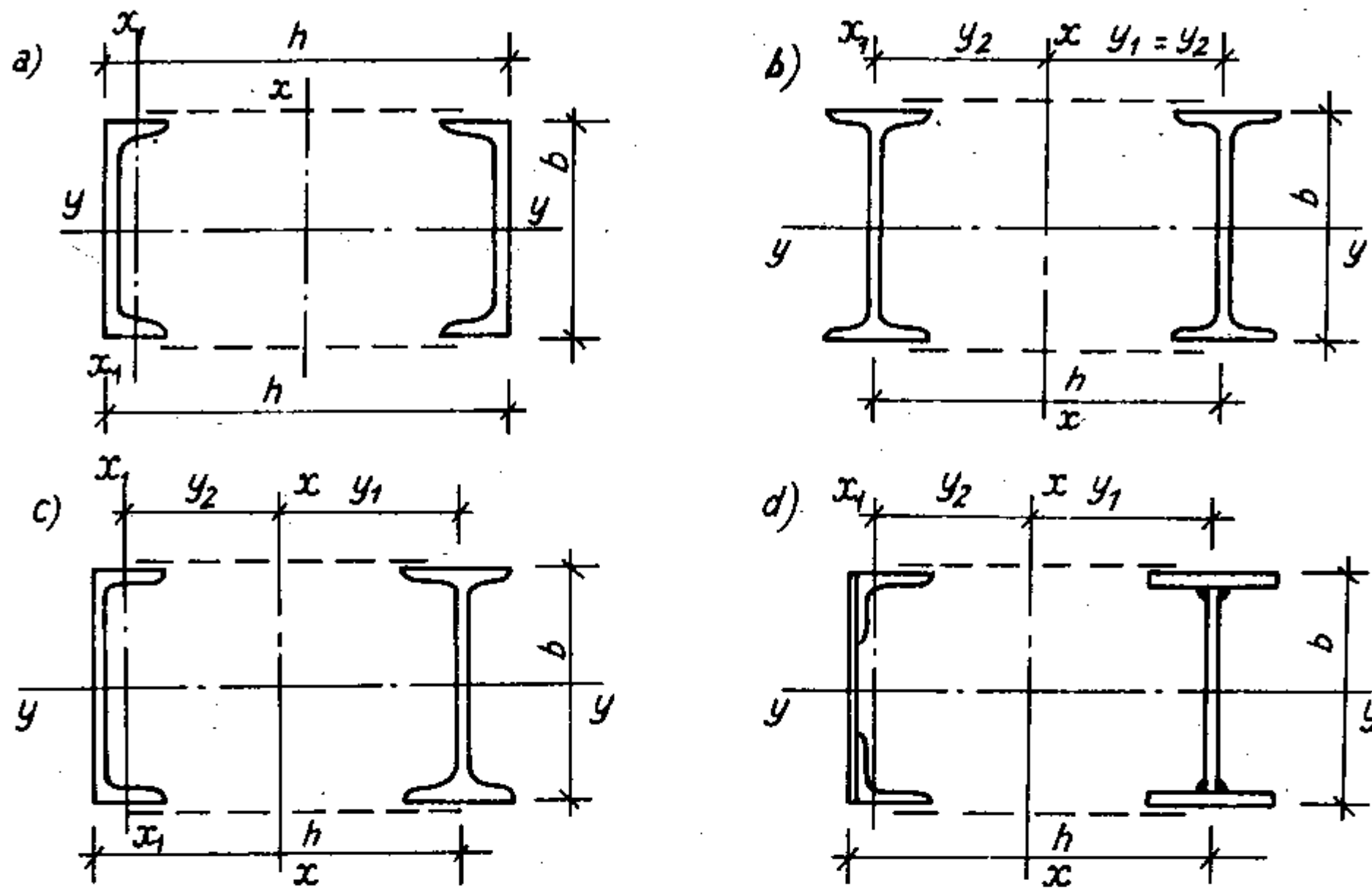
$$\bar{\lambda}_{ld} = \lambda_{ld} \sqrt{\frac{R}{E}},$$

$\lambda_{ld}$  - xác định như cột nén đúng tâm (xem Kết cấu thép 1) và  $m_x, m_x$  xác định theo công thức :

$$m_x = \frac{M_x A y_n}{N J_x}, \quad (1.69)$$

trong đó  $y_n$  - khoảng cách từ trục ảo đến trục nhánh nén lớn, nhưng không nhỏ hơn khoảng cách đến trục bản bụng nhánh đó.

Ổn định tổng thể của cột đối với trục thực (trục  $y - y$ ), thực chất đã được xét đến khi tính toán các nhánh cột.



Hình 1.30. Các dạng tiết diện cột rỗng

### 3. Cấu tạo và tính toán chi tiết cột

#### a. Chi tiết nối cột

Cột trên và cột dưới có tiết diện khác nhau, có thể tiến hành nối tại công xưởng hay tại công trường tùy thuộc khả năng vận chuyển. Vị trí nối thường tại cao trình vai cột hoặc cao hơn một ít để dễ thi công. Cánh ngoài của cột trên được nối đối đầu với bản bụng nhánh mái, hoặc thông qua bản ghép dùng đường hàn góc. Cánh trong cột trên nối vào dầm vai thông qua bản thép K xé rãnh hàn sẵn vào bản bụng dầm vai, có thể dùng đường hàn đối đầu hoặc đường hàn góc để liên kết (h.1.31). Các mối hàn này được hàn theo trình tự hợp lý để tránh ứng suất và biến hình này sinh khi hàn, thường hàn từ trong ra ngoài.

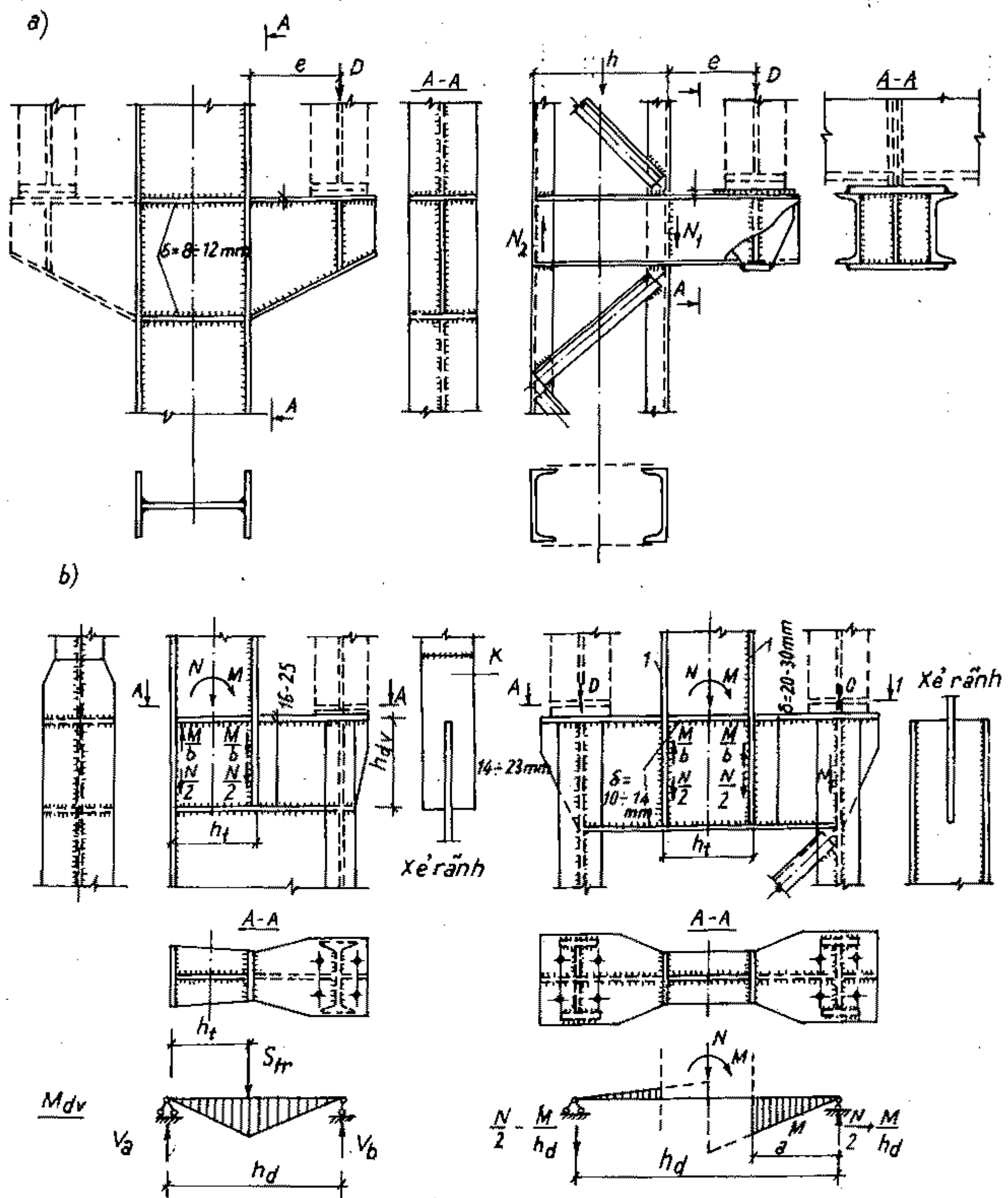
Các đường hàn nối cột trên với cột dưới được tính toán chịu nội lực  $M$  và  $N$  tại tiết diện ngay trên vai cột. Mối nối bản cánh của hai phần cột truyền lực mà cánh cột trên phải chịu là :

$$S = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_1} \quad (1.70)$$

Tùy theo tính nối cánh nào chọn cặp mômen và lực dọc gây lực lớn cho cánh đó.

#### b. Chi tiết vai cột

Vai cột có tác dụng đỡ dầm cầu trục, truyền phản lực của dầm cầu trục vào cột (chính là  $D_{\max}$ ,  $D_{\min}$ ,  $T_{\max}$ ). Với cột tiết diện không đối dầm vai có cấu tạo như hình 1.31.



**Hình 1.31. Cấu tạo vai cột và sơ đồ tính**  
 a) cột tiết diện không đối; b) cột bậc.

Dầm vai tính như một dầm côngxon chịu lực  $D$  là phản lực lớn nhất của dầm cầu trục truyền vào. Tại tiết diện liên kết với cột, dầm vai chịu mômen  $M = D.e$  và lực cắt  $Q = D$ . Mặt khác chiều cao tiết diện dầm vai được tính toán theo đường hàn liên kết vào cột: với cột tiết diện đặc, là đường hàn bán bụng của dầm vai vào cột chịu mômen và lực cắt trên; với cột rỗng là đường hàn liên kết dầm vai vào nhánh cột chịu lực  $N_1 = D(h + e)/h$  và  $N_2 = De/h$  (h.1.31).

Dầm vai của cột bậc còn làm nhiệm vụ nối cột trên với cột dưới để bảo đảm sơ đồ tính toán đã nêu ở trên và làm tăng độ cứng cho cột. Cấu tạo bao gồm bán bụng thẳng đứng nối bán bụng của hai nhánh cột, dầm vai có thể kéo

dài qua bụng nhánh cầu trục một đoạn 15 - 20 cm, khi đó phải xẻ rãnh bán bụng nhánh cầu trục. Cũng có thể cắt cụt bán bụng tại nhánh cầu trục và hàn thêm một sườn đứng ở mép ngoài cao bằng bán bụng dầm vai để truyền lực  $D$ . Bản cánh của dầm vai là bản dầy ở trên và một sườn ngăn ở dưới nối liền bán bụng hai nhánh, có tác dụng chống xoắn cho cột dưới. Dầm vai được tính theo sơ đồ dầm đơn giản có nhịp bằng chiều cao tiết diện cột dưới, chịu uốn bởi lực  $S_{tr}$  được xác định theo công thức (1.70). Chiều dày bán bụng dầm vai được xác định theo điều kiện ép mặt do  $D_{max}$  và trọng lượng dầm cầu trục  $G_{ct}$  truyền xuống từ gối tựa dầm cầu trục.

$$\delta_{dv} = \frac{D_{max} + G_{ct}}{(b_s + 2\delta_{bd})R_{cm}}, \quad (1.71)$$

trong đó  $b_s$  - bề rộng sườn gối dầm cầu trục ;

$\delta_{bd}$  - chiều dày bản dầy ;

$R_{cm}$  - cường độ tính toán ép mặt của thép.

Chiều cao dầm vai phải thỏa mãn các điều kiện cấu tạo và truyền lực. Để bảo đảm độ cứng tại vị trí nối cột, thỏa mãn với giả thiết khi tính nội lực khung  $h_{dv} > 0,5h_d$ .

Về phương diện truyền lực, chiều cao dầm vai phải đủ để bố trí các đường hàn liên kết bán bụng dầm vai với các chi tiết liên quan :

- Bốn đường hàn liên kết với bản nối cột trên (bản K) chịu lực  $S_{tr}$ .
- Đường hàn liên kết bụng dầm vai với bán bụng nhánh cầu chạy chịu lực

$$S = D_{max} + G_{ct} + V_b.$$

- Hai đường hàn liên kết bán bụng dầm với với nhánh mái, chịu phản lực  $V_a$ .

- Tiết diện dầm vai phải thỏa mãn điều kiện chịu uốn do mômen  $M_{dv}$  và lực cắt  $Q_{dv} = V_a$ .

Tiết diện tính toán là tiết diện chữ I không đối xứng theo cấu tạo trên. Tuy vậy do điều kiện cấu tạo khống chế nên chiều cao dầm vai thường lớn, vì thế để đơn giản, lúc đầu có thể tính dầm vai theo tiết diện chữ nhật của bán bụng với kích thước  $\delta_{dv}$  và  $h_{dv}$ . Nếu không đủ chịu lực mới tính theo tiết diện chữ I.

Đường hàn liên kết bản cánh với bán bụng dầm vai tính với lực  $Q_{dv}$ .

Trường hợp cột dưới tiết diện đặc, dầm vai không chịu uốn, chỉ cần kiểm tra điều kiện ép mặt của bán bụng cột theo công thức (1.71). Khi điều kiện này không thỏa mãn, thì tiết diện dầm vai được tính như đối với cột rỗng. Lúc này một phần bán bụng cột dưới được thay bằng thép khác là tiết diện dầm vai tính toán có chiều dày lớn hơn, chiều cao dầm vai cũng được hạn chế bởi sườn ngăn phía dưới.

### c. Chi tiết chân cột

#### • Cấu tạo

Chân cột là bộ phận truyền tải trọng từ cột xuống móng, chân cột cần được cấu tạo sao cho truyền hết lực, bảo đảm đúng sơ đồ tính. Mặt khác cấu tạo sao cho thuận tiện trong việc chế tạo và thi công lắp dựng. Cột nén lệch tâm dùng hai kiểu chân cột : *chân cột bản đế liền* và *chân cột bản đế phân cách*.

Chân cột bản đế liền (h.1.32a) dùng cho cột tiết diện đặc và cột tiết diện rỗng có khoảng cách hai nhánh bé. Khi khoảng cách hai nhánh lớn thường dùng chân cột bản đế phân cách (h.1.32b).

Chân cột bản đế liền được mở rộng kích thước theo phương mặt phẳng tác dụng mômen, còn phương kia chọn cấu tạo theo kích thước thân cột. Để bảo đảm truyền lực đều đặn, tùy theo kích thước bản đế, dùng dầm đế và sườn ngăn hàn cột với bản đế. Dầm đế và sườn ngăn chia bản đế ra nhiều ô có tác dụng giảm chiều dày bản đế. Cần đặt vị trí các sườn sao cho mômen ở các ô bản xấp xỉ nhau là hợp lý.

Đối với chân cột bản đế phân cách, cấu tạo chân cột riêng lẻ cho từng nhánh như chân cột nén đúng tâm (xem Kết cấu thép 1).

Ngoài các bộ phận trên, chân cột còn cấu tạo các gối đỡ bulông neo. Vị trí, độ cứng các gối đỡ tính toán sao cho bảo đảm sự làm việc thực của cột theo đúng sơ đồ tính.

#### • Tính toán chân cột bản đế liền (h.1.33)

Tính toán chân cột bao gồm : xác định kích thước bản đế, dầm đế, sườn ngăn và các mối nối liên kết. Ngoài ra còn tính toán bulông neo cùng các chi tiết cấu tạo đỡ bulông.

Kích thước bản đế chọn theo điều kiện ép cục bộ của bê tông móng :

$$\sigma = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} < m_{cb} R_n, \quad (1.72)$$

trong đó  $M, N$  - mômen và lực dọc để tính chân cột ;

$R_n$  - cường độ chịu nén của bê tông móng ;

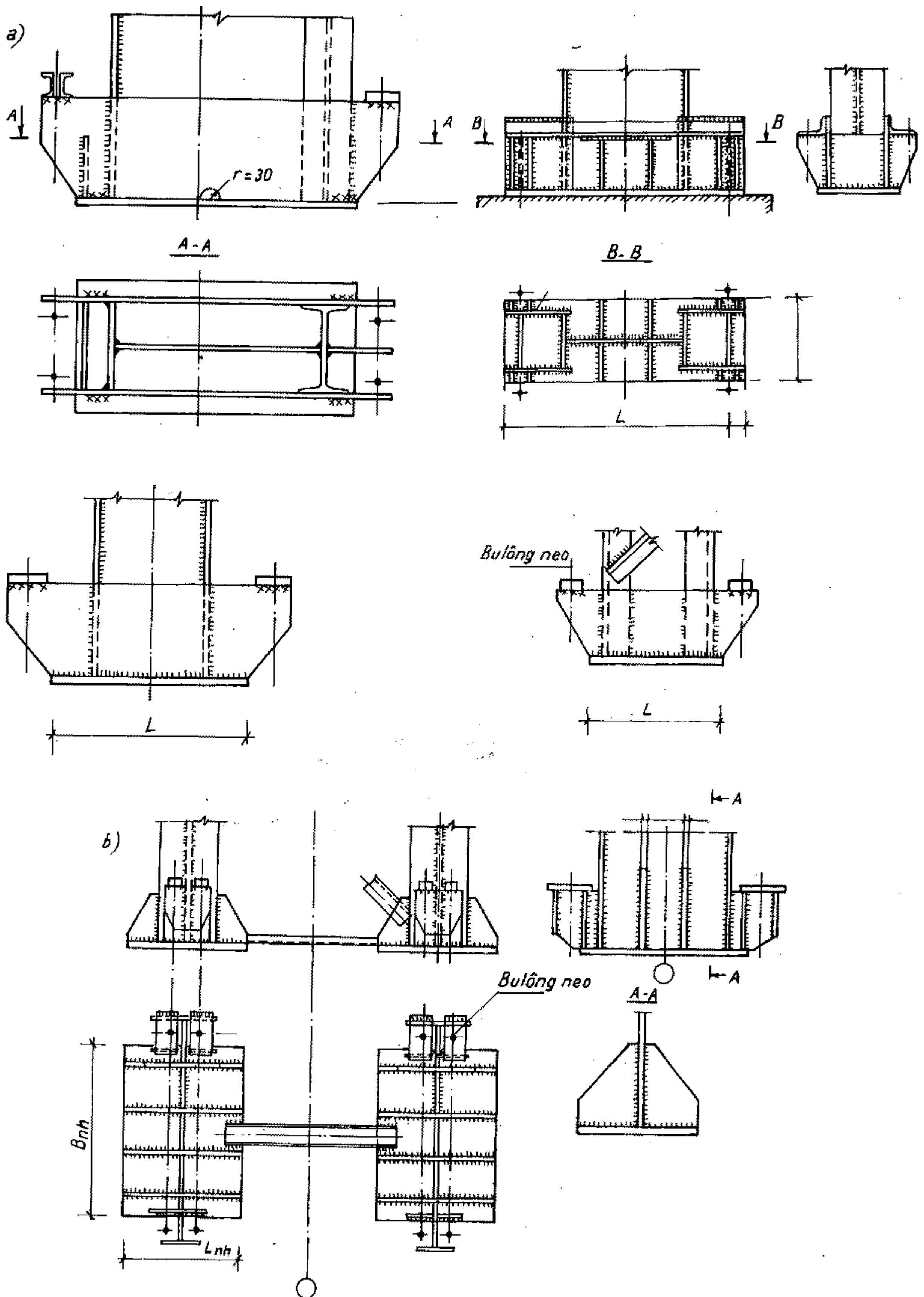
$m_{cb}$  - hệ số tăng cường độ bê tông khi nén cục bộ,

$$m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{A_m}{A_{bd}}},$$

ở đây  $A_m, A_{bd}$  - diện tích mặt móng và diện tích bản đế chân cột.

Lúc đầu khi tính  $L$  giả thiết  $m_{cb} = 1,2 \div 1,5$ . Sau khi tính được  $L$  có diện tích bản đế  $A_{bd} = BL$ , tính lại  $m_{cb}$ .





**Hình 1.32. Cấu tạo chân cột nhà công nghiệp**  
 a) chân cột bản đế liền ; b) chân cột bản đế phân cách.

Bề rộng  $B$  chọn trước theo kích thước của tiết diện cột :

$$B = b + 2(\delta_{dd} + C_1),$$

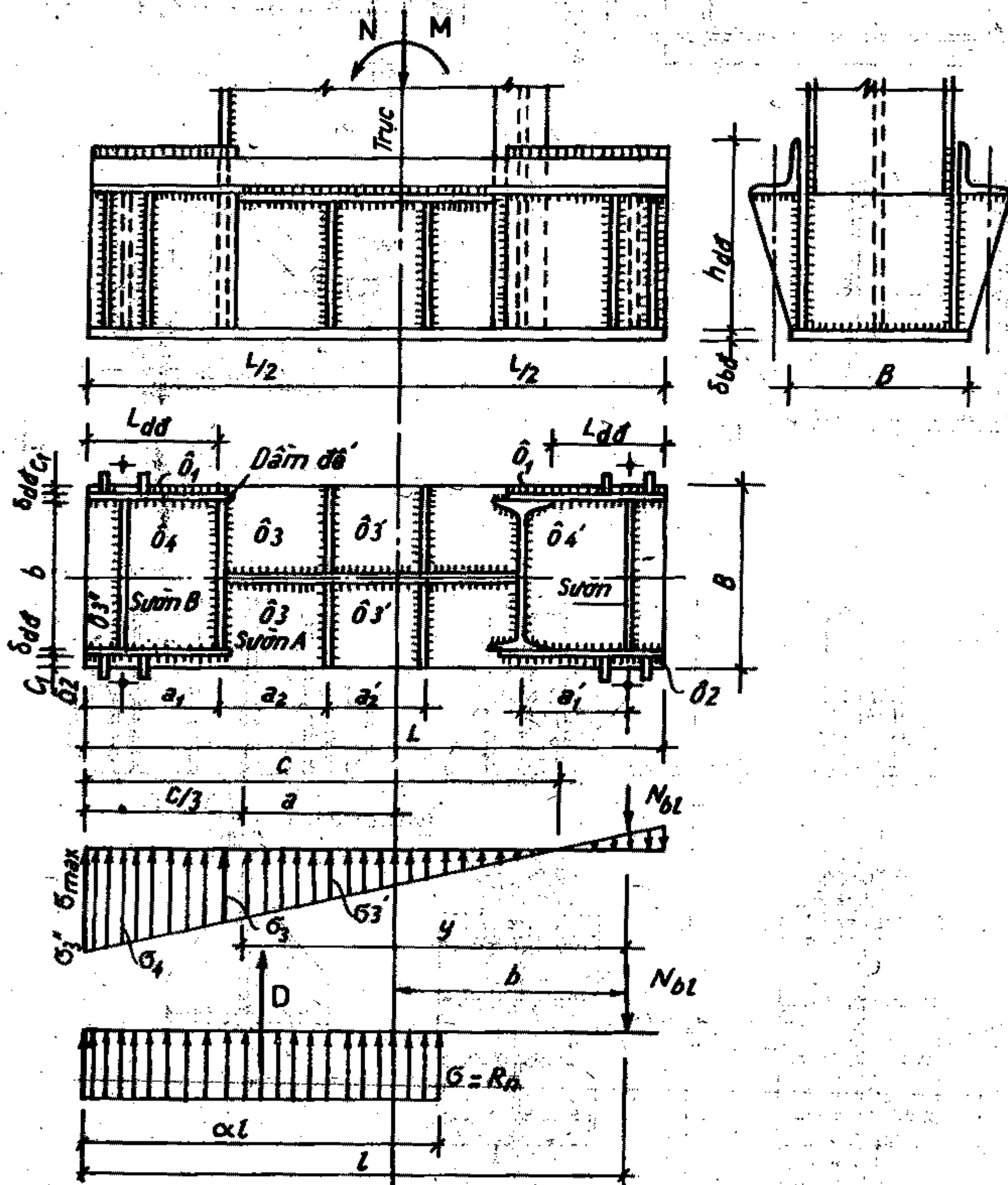
trong đó  $b$  - bề rộng cột ;

$\delta_{dd}$  - chiều dày dầm đế, có thể lấy 10 - 14 mm ;

$C_1$  - phần nhô ra của bản đế, chọn vào khoảng 100 - 120 mm.

Chiều dài  $L$  của bản đế tính theo công thức :

$$L = \frac{N}{2Bm_{ct}R_n} + \sqrt{\left(\frac{N}{2Bm_{ct}R_n}\right)^2 + \frac{6M}{Bm_{ct}R_n}} \quad (1.73)$$



Hình 1.33. Tính chân cột bản đế liền

a) cấu tạo ; b) ứng suất dưới đáy bản đế ;

c) ứng suất dưới đáy bản đế khi kể đến biến dạng dẻo của bê tông.

Ứng suất dưới đáy bản đế được kiểm tra thỏa mãn (1.72).

Chiều dày bản đế được tính theo mômen lớn nhất ở các ô bản được phân chia bởi thân cột, dầm đế và sườn ngăn trong đó ứng suất gây uốn được phép lấy ứng suất lớn nhất ở mép ô và coi như phân bố đều cho toàn ô.

Các mômen này xác định phụ thuộc vào tỷ lệ giữa các cạnh tính cho dải rộng một đơn vị được viết dưới dạng :

$$M_b = \alpha \sigma_1 a, \quad (1.74)$$

trong đó  $a$  - nhịp tính toán của bản ;

$\alpha$  - hệ số, tra bảng ở "Kết cấu thép 1" phụ thuộc tỉ số các cạnh bản ;

$\sigma_1$  - ứng suất lớn nhất tại mép bản.

Chiều dày bản đế tính theo công thức :

$$\delta_{bd} = \sqrt{\frac{6M_b}{\gamma R}} \quad (1.75)$$

Khi tính ra bản đế dày hơn 40 mm cần cấu tạo lại chân cột cho hợp lý, chiều dày bản đế chọn 20 - 40 mm.

Dầm đế và các sườn ngăn, tùy theo cấu tạo cụ thể tính như dầm đơn giản, hoặc là dầm côngxon, chịu tải trọng phân bố đều :

$$q_s = \sigma B_s \quad (1.76)$$

trong đó  $\sigma$  - trị số lớn nhất của ứng suất dưới bản đế ngay tại sườn, dầm đế đang xét ;

$B_s$  - bề rộng truyền tải vào sườn, dầm đang xét.

Chiều cao dầm đế và sườn được xác định bởi điều kiện truyền lực của các đường hàn liên kết sườn và dầm đế vào cột, chịu phần tải trọng nói trên. Ngoài ra sườn và dầm đế còn phải kiểm tra điều kiện chịu uốn ở tiết diện nguy hiểm của dầm đế hoặc sườn ngăn theo sơ đồ chịu lực như trên. Điều kiện này dùng để xác định chiều dày dầm đế. Tất cả các đường hàn ngang đều được tính với  $q_s$  theo công thức :

$$h_h \geq \frac{q_s}{2} (\beta R_g)_{\min}$$

#### • Tính toán chân cột bản đế phân cách

Như trên đã nói, chân cột rộng có khoảng cách hai nhánh lớn, thường làm bản đế riêng cho từng nhánh (h.1.34). Việc tính toán tiến hành như chân cột chịu nén đúng tâm với lực nén lớn nhất trong mỗi nhánh.

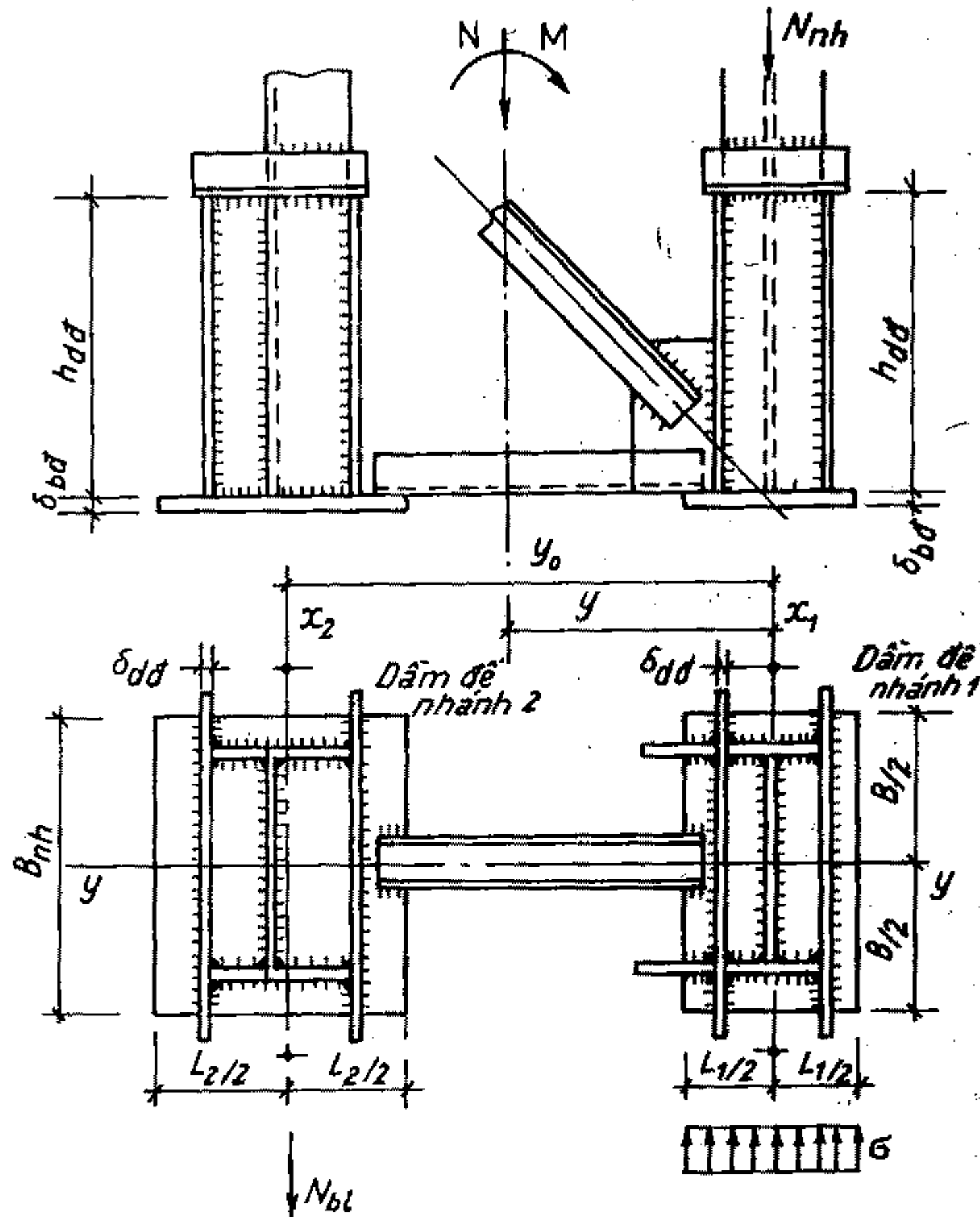
Kích thước bản đế xác định theo công thức :

$$A_{bd} = B_{nh} L_{nh} = \frac{N_{nh}}{m_{cb} R_n} \quad (1.77)$$

Chọn  $B_{nh}$  theo cấu tạo phụ thuộc vào kích thước tiết diện như đã nói ở trên.

Tính  $L_{nh}$  theo công thức :

$$L_{nh} > \frac{A_{bd}}{B_{nh}}$$



Hình 1.34. Tính chân cột bản đế phân cách

Ứng suất dưới đáy bản đế được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \frac{N_{nh}}{B_{nh} L_{nh}} \leq m_{cb} R_n \quad (1.78)$$

Các bộ phận khác được tính toán tương tự chân cột bản đế liền.

• Tính bulông neo

Để liên kết chân cột với móng, dùng bulông neo chôn sâu trong bê tông móng. Nếu khung liên kết khớp với móng, bulông neo bắt trực tiếp vào bản đế. Trong khung liên kết ngàm, bulông neo được bắt chặt với chân cột thông qua sườn đỡ hoặc dầm đỡ. Nhờ có độ cứng chống uốn của các cấu kiện này rất lớn, nên chân cột có chuyển vị xoay rất bé, vì vậy bảo đảm điều kiện ngàm giữa cột với móng.

Trên sườn đỡ bulông, cấu tạo bản dầy có chiều dày tối thiểu 16 mm, có lỗ sẵn, bản dầy được tính chịu uốn do lực neo của bulông. Sau khi định vị chính xác vị trí của bulông, dùng đường hàn công trường hàn bản đỡ vào sườn, mỗi bulông neo thường có một long đen và hai êcu. Đường kính tối thiểu của bulông là 20 mm với chân cột khớp, 24 mm với chân cột ngầm.

Bulông neo tính với cặp nội lực gây kéo lớn nhất, đó là cặp nội lực có giá trị lực dọc  $N$  bé nhất và mômen  $M$  lớn nhất. Đối với cặp nội lực này, tải trọng thường xuyên dùng hệ số vượt tải  $n = 0,9$ .

Đối với chân cột đế liền, dựa vào biểu đồ ứng suất dưới đáy bản đế (h.1.33b), dùng phương trình cân bằng mômen với trọng tâm vùng nén, tìm được lực kéo trong bulông :

$$N_{bl} = \frac{M - Na}{y}, \quad (1.79)$$

trong đó  $a$  - khoảng cách từ trọng tâm vùng nén đến trọng tâm cột ;  
 $y$  - khoảng cách từ trọng tâm vùng nén đến bulông neo (h.1.33b).

Muốn tăng hiệu quả kinh tế, có thể tính bulông theo sơ đồ ứng suất dưới bản đế có kể đến biến dạng dẻo của bê tông, ứng suất trong vùng nén đạt đến  $R_n$  (h.1.33c). Chiếu các lực lên phương đứng, tìm được lực trong bulông :

$$N_{bl} = D - N, \quad (1.80)$$

trong đó  $D$  - hợp lực của vùng bê tông chịu nén,  $D = \alpha l B R_n$  ;  
 $\alpha l$  - chiều dài vùng nén ;  
 $l$  - khoảng cách từ mép biên chịu nén đến bulông neo chịu kéo.

Hệ số  $\alpha$  xác định theo điều kiện cân bằng mômen đối với trục bulông chịu kéo :

$$N(e + b) - D \left( l - \frac{\alpha l}{2} \right) = N(e + b) - \alpha l B R_n \left( l - \frac{\alpha l}{2} \right) = 0.$$

Đặt  $M_b = N(e + b)$ , thu được :

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_b}{l^2 B R_n}}$$

Đối với chân cột bản đế rời, lực kéo trong bulông cũng là lực kéo lớn nhất trong nhánh cột, được tính theo công thức :

$$N_{bl} = \frac{M - Ny}{y_0}, \quad (1.81)$$

trong đó  $y_0$  - khoảng cách giữa hai trục nhánh cột ;  
 $y$  - khoảng cách từ trọng tâm cột đến trọng tâm nhánh đối diện bulông neo.

Trong mọi trường hợp, diện tích tiết diện bulông neo cần thiết được tính theo công thức :

$$A_{bl} = \frac{N_{bl}}{n_1 R_{neo}} \quad (1.82)$$

trong đó  $A_{bl}$  - diện tích tiết diện thu hẹp của một bulông neo ;

$n_1$  - số bulông neo ở một phía ;

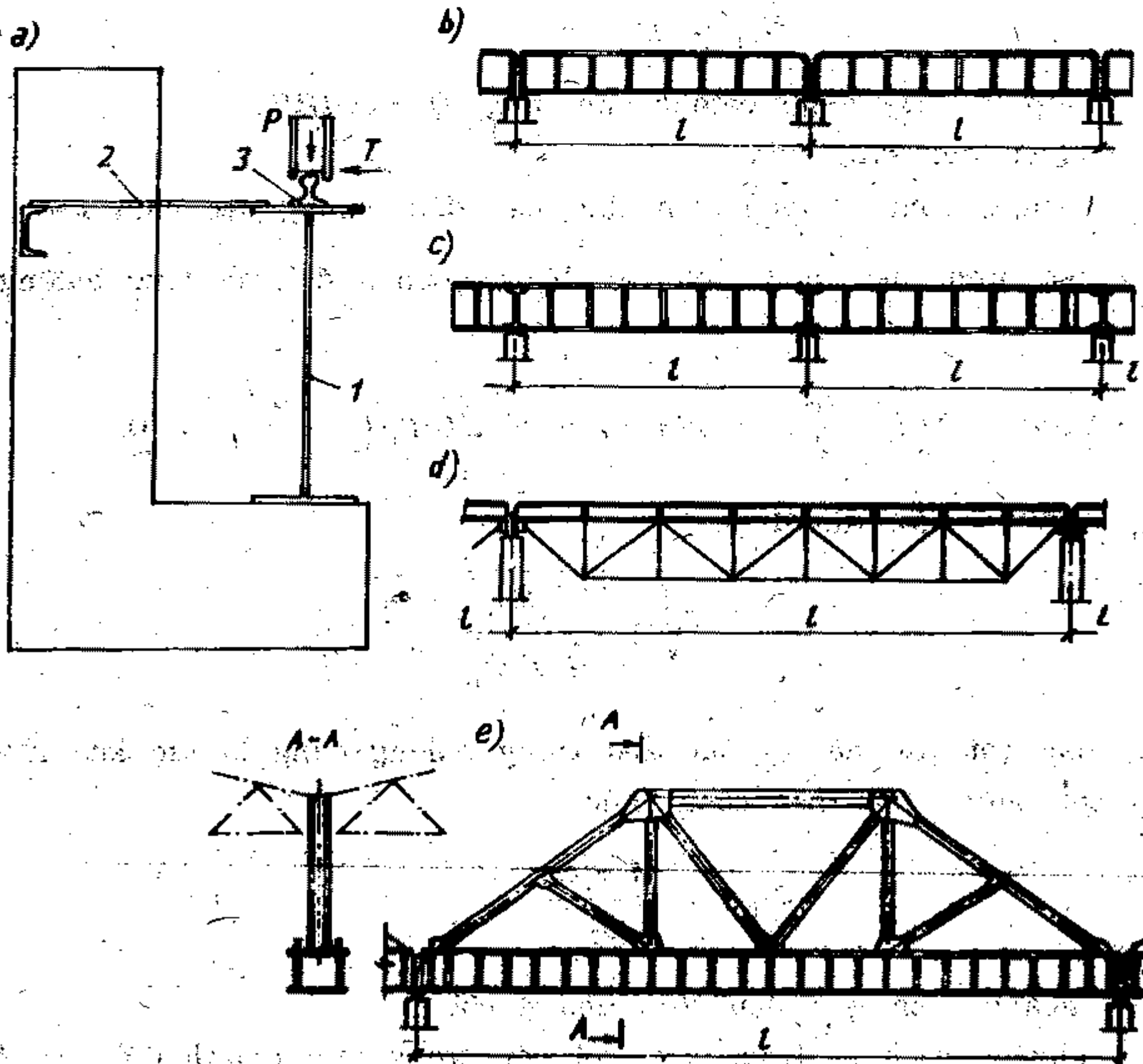
$R_{neo}$  - cường độ chịu kéo tính toán của bulông neo, tra trong sổ tay thiết kế.

Thông thường chọn và bố trí hai hoặc bốn bulông đối xứng nhau qua mặt phẳng khung.

## § 1.6. KẾT CẤU ĐỖ CẦU TRỰC

### 1. Đại cương về kết cấu đở cầu trực

#### a. Các bộ phận của kết cấu đở cầu trực



Hình 1.35. Kết cấu đở cầu trực

Kết cấu đỡ cầu trục là bộ phận để đỡ và làm đường chạy cho cầu trục, nó chịu toàn bộ lực thẳng đứng và lực hãm ngang của cầu trục để truyền vào khung ngang (h.1.35). Thông thường kết cấu cầu trục bao gồm : dầm (hay dàn) cầu trục 1 để chịu tải trọng thẳng đứng của cầu trục, kết cấu hãm (dầm hoặc dàn) 2 để chịu tải trọng nằm ngang và ray cầu trục 3.

Dầm cầu trục là bộ phận chịu lực cơ bản của kết cấu cầu trục, tiết diện được thiết kế ở dạng :

- ◆ *Loại đặc* : có tiết diện chữ I định hình hoặc tổ hợp từ ba bản thép (h.1.35b,c)
- ◆ *Loại rỗng* : dàn cầu trục, dùng khi sức trục nhẹ ( $Q \leq 30$  t) mà nhịp dầm lớn (h.1.35d). Dàn cầu trục tiết kiệm 15 - 20% vật liệu so với dầm đặc, nhưng tốn công chế tạo hơn.

Sơ đồ kết cấu của dầm cầu trục có thể làm dầm đơn giản hay liên tục (h.1.35b,c). Dầm liên tục tiết kiệm 12 - 15% vật liệu nhưng lắp ráp khó hơn vì phải có các mối nối. Ngoài ra, khi gối tựa bị lún sẽ gây ứng suất trong dầm. Độ lún đàn hồi của gối có thể đánh giá bằng hệ số  $c = \Delta.E.J/l^3$ , ( $\Delta$  - chuyển vị gối tựa do lực đơn vị (có kể đến độ lún của móng cột),  $EJ$  - độ cứng của dầm cầu trục ;  $l$  - nhịp dầm). Khi  $c > 0,05$  thì không nên dùng dầm liên tục.

Nếu nhà có dàn đỡ kèo và cầu trục sức nâng lớn, người ta có thể kết hợp dàn đỡ kèo và dầm cầu trục thành một kết cấu mà thanh cánh dưới của dàn đỡ kèo là dầm cầu trục (h.1.35e). Các dạng khác của dầm cầu trục là : dầm cầu trục treo, dầm cầu trục côngxon.

Kết cấu cầu trục có một số điều kiện làm việc khác với kết cấu dầm sàn : khi cầu trục làm việc sẽ sinh ra các lực thẳng đứng (giá trị lớn đến 600 - 800 kN) và lực xô ngang ở các bánh xe, những lực này có vị trí di động theo chiều dài dầm, do đó gây ra trạng thái ứng suất phức tạp ở bụng dầm với giá trị ứng suất lớn. Những sai số do chế tạo, dựng lắp như hai đường ray không song song, không phẳng hay sự nghiêng lệch của cầu trục cũng ảnh hưởng đến sự làm việc của dầm cầu trục. Tất cả những yếu tố trên sẽ được xét đến trong tính toán dầm và đặc biệt trong nhà xưởng có chế độ làm việc nặng thì dầm cầu trục còn phải kiểm tra độ bền mỏi.

### **b. Tải trọng**

Tải trọng của cầu trục truyền lên kết cấu cầu trục qua các bánh xe cầu trục, tùy theo sức trục mà số bánh xe ở mỗi phía của cầu trục là hai, bốn hoặc nhiều hơn (h.1.36).

Khi tính độ bền và ổn định của kết cấu cầu trục, cần xét với tải trọng do hai cầu trục mang vật nặng ở vị trí sát nhau tác dụng bất lợi nhất. Áp lực thẳng đứng tính toán  $P$  và lực ngang tính toán  $T$  ở một bánh xe xác định theo công thức :

$$P = k_1 n n_c P_{\max} ; \quad (1.83)$$

$$P = k_2 n n_c T_1, \quad (1.84)$$

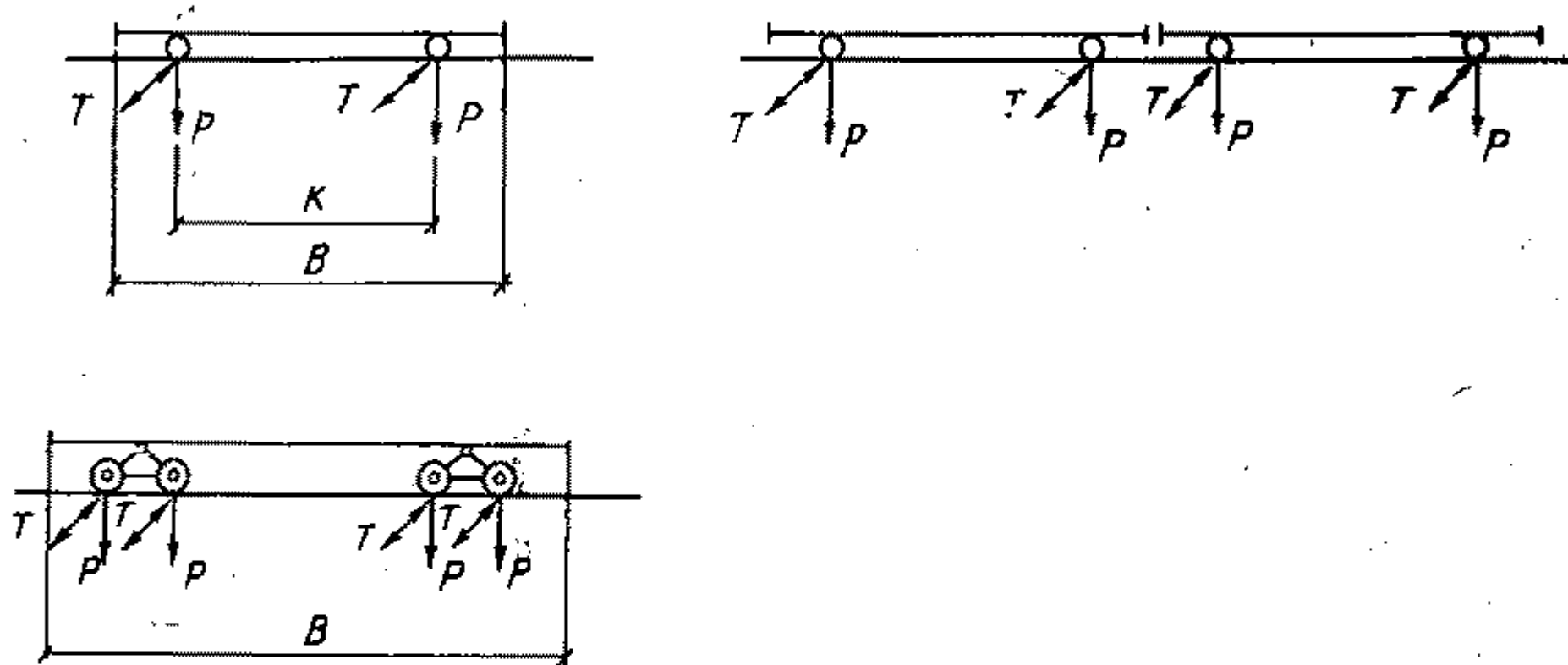
trong đó  $P_{\max}$  - áp lực thẳng đứng lớn nhất ở một bánh xe (lấy theo catalô cấu trúc) ;

$k_1, k_2$  - hệ số động lực, kể đến khả năng thay đổi vận tốc của cầu trục và sự không bằng phẳng của ray, lấy theo bảng 1.4, phụ thuộc chế độ làm việc của cầu trục và nhịp của dầm cầu trục ;

$n$  - hệ số độ tin cậy của tải trọng (hệ số vượt tải),  $n = 1,1$  ;

$n_c$  - hệ số tổ hợp, khi tính với hai cầu trục  $n_c = 0,85$  khi chế độ làm việc nhẹ và trung bình và  $n_c = 0,95$  khi chế độ làm việc nặng, rất nặng ;

$T_1$  - xác định theo công thức (1.8).



Hình 1.36. Sơ đồ tải trọng của cầu trục

Bảng 1.4. Giá trị của hệ số động  $k_1, k_2$

| Chế độ làm việc của cầu trục | Bước cột B (m)        | $k_1$ | $k_2$ |
|------------------------------|-----------------------|-------|-------|
| Nhẹ, trung bình              | Không phụ thuộc vào B | 1     | 1     |
| Nặng                         | $B \leq 12$           | 11    | 1     |
|                              | $B > 12$              | 1     | 1     |
| Rất nặng                     | $B \leq 12$           | 12    | 11    |
|                              | $B > 12$              | 11    | 11    |

Dầm hãm ngoài tác dụng để chịu lực xô ngang  $T$ , còn dùng làm đường đi lại khi sửa chữa cầu trục, hoạt tải sửa chữa được lấy theo điều kiện thực tế của nhà xưởng. Nếu không có số liệu cụ thể, hoạt tải tiêu chuẩn có thể lấy bằng  $200 \text{ daN/m}^2$ , hệ số độ tin cậy  $n = 1,3$ .

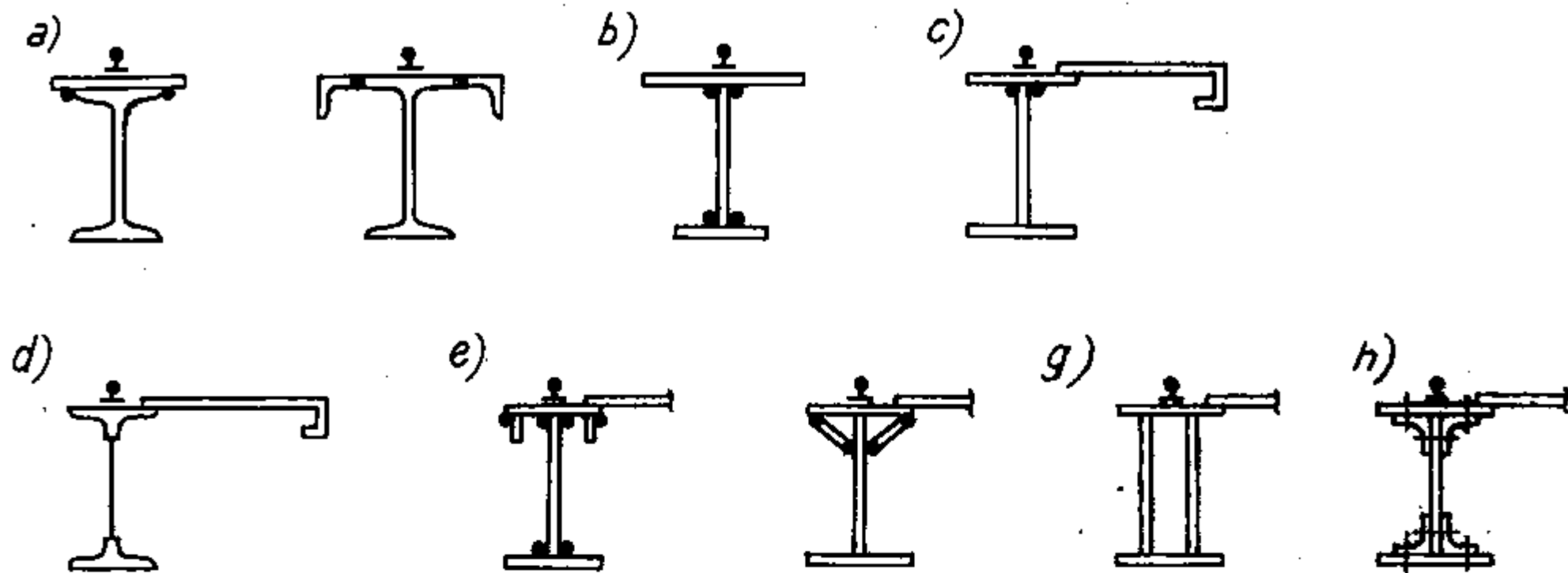
Khi xác định độ võng đứng, độ võng ngang của kết cấu cầu trục, chỉ lấy tác động của một cầu trục bất lợi nhất.



## 2. Dầm cầu trục tiết diện đặc

### a. Cấu tạo

Dạng tiết diện của dầm cầu trục phụ thuộc vào tải trọng, nhịp và chế độ làm việc của cầu trục. Khi là dầm đơn giản có nhịp (tức là bước cột) bằng 6 m và sức nâng không lớn lắm (5 - 10 t), dùng tiết diện chữ I định hình có gia cường cánh trên bằng thép bản hay thép góc để chịu lực ngang  $T$  (h.1.37a) ; hoặc tiết diện chữ I không đối xứng tổ hợp hàn (h.1.37b). Khi nhịp dầm và sức nâng của cầu trục lớn hơn, sử dụng dầm tổ hợp hàn tiết diện chữ I có dầm hãm (h.1.37c).

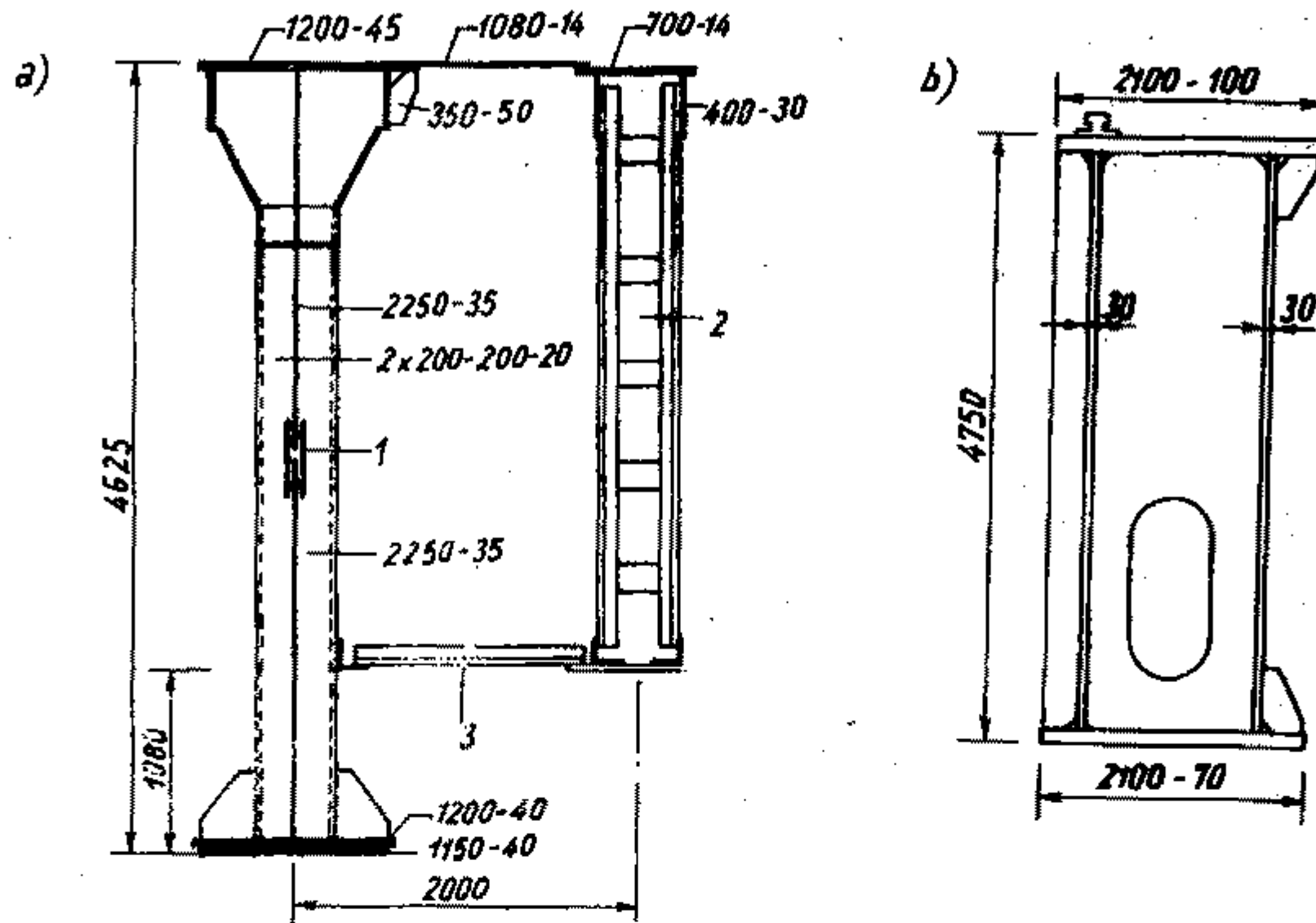


Hình 1.37. Các kiểu tiết diện dầm cầu trục

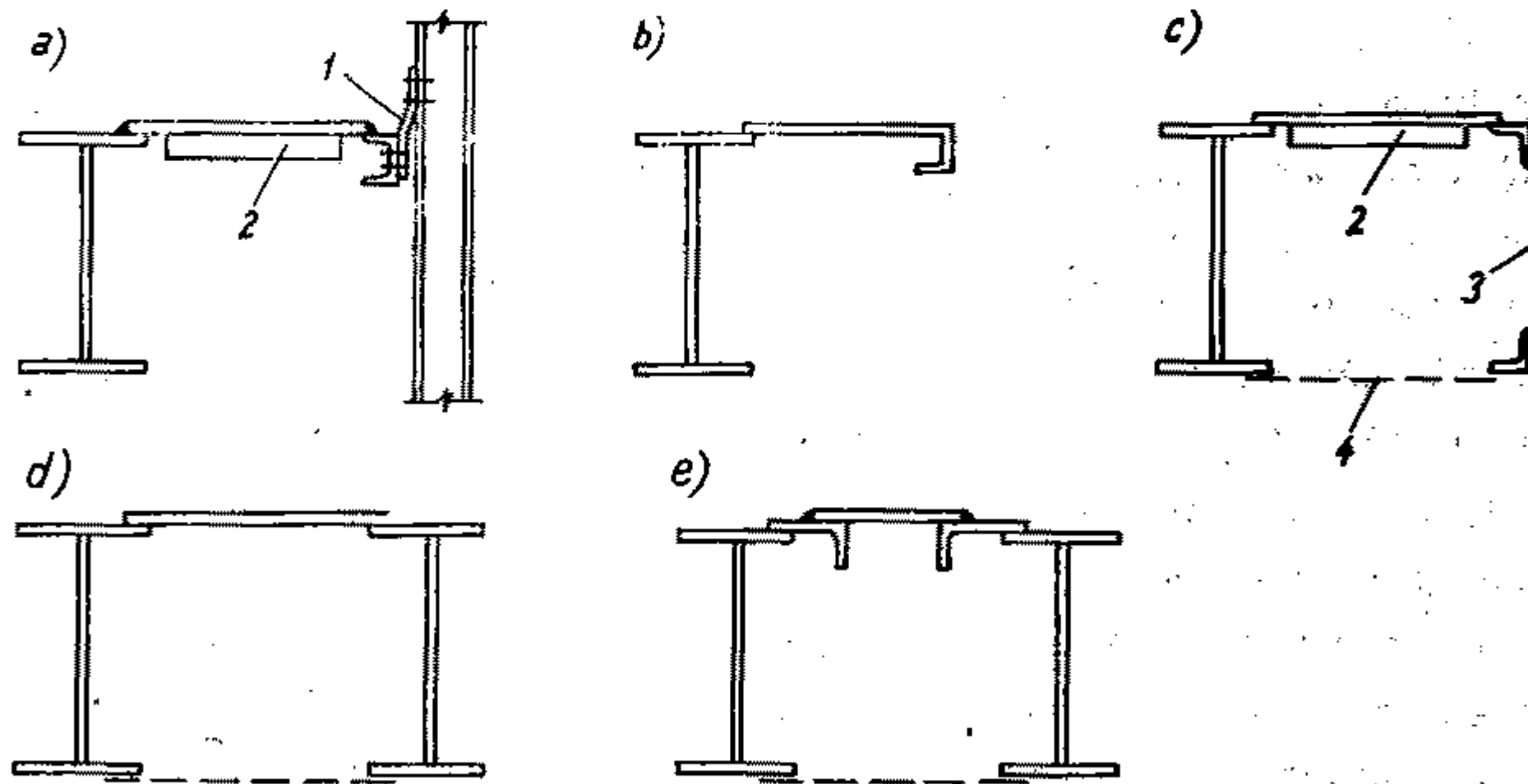
a) thép định hình ; b-e) tổ hợp hàn ; g) hai bản bụng ; h) bulông cường độ cao.

Để giảm chi phí thép, đôi khi dầm cầu trục được thiết kế từ hai loại thép : bụng dầm bằng thép các bon thấp, cánh dầm bằng thép hợp kim thấp. Trong nhà có chế độ làm việc nặng, thường xuất hiện sự hư hỏng ở vùng phía trên của bụng dầm cầu trục, nên tại đó được gia cường bằng các bản thẳng đứng hoặc bản chống xiên (h.1.37e), đôi khi dùng dầm hai bản bụng (h. 1.37g). Các biện pháp cấu tạo này nhằm giảm ứng suất cục bộ trong bản bụng dầm do áp lực của bánh xe cầu chạy và tăng độ cứng chống xoắn của dầm. Mômen xoắn sinh ra là do sự lệch giữa trục của ray và trục bản bụng, theo quy định, độ lệch cho phép là 15 mm. Dầm bulông cường độ cao (hoặc định tán) nặng hơn và tốn công chế tạo hơn so với dầm hàn, nhưng tiết diện cánh trên khoẻ hơn (bao gồm bản dầy và thép góc cánh), lại không có ứng suất hàn, liên kết giữa cánh và bụng bằng bulông cường độ cao chịu lực chấn động tốt hơn. Do đó dầm cầu trục bulông cường độ cao sử dụng cho các nhà máy luyện kim đen có chế độ làm việc rất nặng (hiện nay rất hiếm). Khi cầu trục có sức nâng lớn và nhịp dầm lớn (hơn 30 m) người ta còn dùng kết cấu cầu trục có dàn đỡ phụ hoặc dùng dầm tiết diện kín. Trên hình 1.38a giới thiệu tiết diện ngang của kết cấu cầu trục ở nhà máy luyện thép Đunai (Hungari) có nhịp 30 m, sức nâng của cầu trục là 280 t : dầm cầu trục cao 4,625 m, tiết diện cánh trên 1200 - 45 được gia cường thêm hai tấm thép (350 × 50 mm), cánh của dầm hãm gồm ba bản thép (700 - 14 và 2 × 400 - 30), bản 1080 - 14 làm bản dầm hãm ; dàn đỡ phụ 2 để đỡ dầm

hãm có thanh giằng 3 với dầm cầu trục. Hình 1.38b là tiết diện dầm cầu trục của nhà máy luyện thép xây dựng ở Pháp : nhịp dầm 36 m, cầu trục 420 t, chiều cao dầm 4750 mm, cánh trên 2100 - 100, cánh dưới 2100 - 70, hai bản bụng 4580 - 30 tạo ra tiết diện kín, trọng lượng dầm 230 t.



Hình 1.38. Tiết diện cầu trục có sức nâng lớn



Hình 1.39. Tiết diện dầm hãm

a, b, c) ở nhịp biên ; d, e) ở nhịp giữa ;

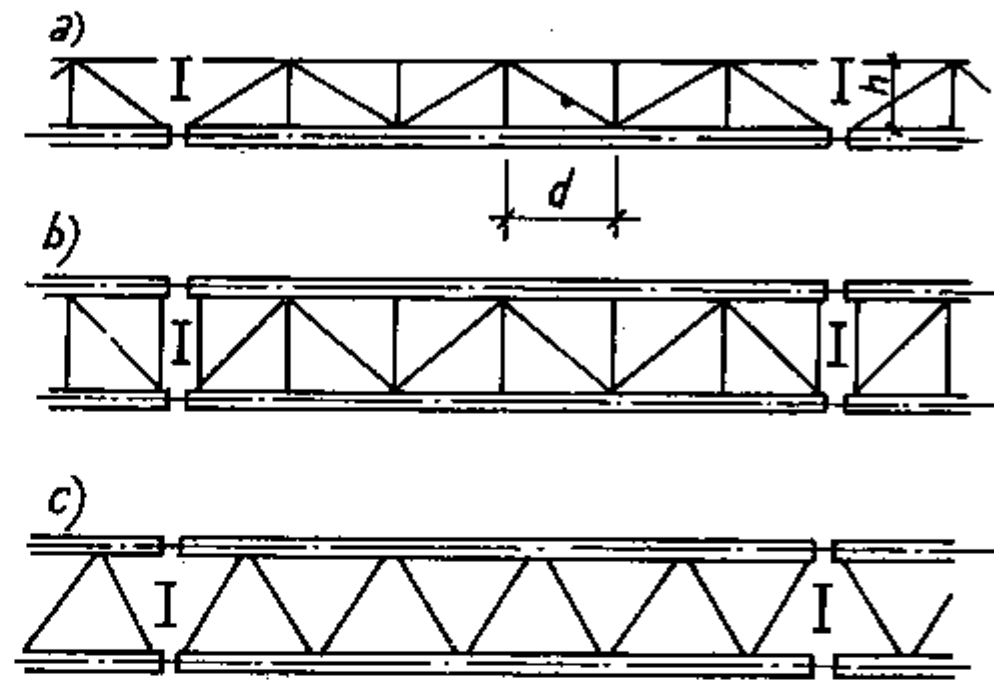
1- bản thép mỏng ; 2- sườn cứng ; 3- dầm đỡ phụ ; 4- giằng cánh dưới.

Tiết diện dầm hãm (h.1.39) bao gồm :

- ◆ Ở nhịp biên : cánh trên của dầm cầu trục, bản dầm hãm và thanh biên (thường là thép hình chữ [ ) hoặc là cánh của dầm đỡ phụ (h.1.39b,c).

- ◆ Ở nhịp giữa : hai cánh trên của hai dầm cầu trục và bản dầm hãm (h.1.39d,e). Bề rộng của dầm hãm tính từ trục của dầm cầu trục đến mép ngoài của thanh biên (với nhịp biên của nhà) hoặc bằng khoảng cách giữa hai trục của hai dầm cầu trục (với nhịp giữa của nhà). Để bảo đảm ổn định cục bộ và tăng độ cứng, mặt dưới của bản dầm hãm được gia cường bằng các sườn cứng 2 có kích thước  $65 \times 6$  mm đặt cách nhau 1,5 - 2 m. Để tăng độ cứng ngang cho kết cấu cầu trục, trong trường hợp nhà có cột sườn tường, ta thường tạo thêm các gối mềm trung gian bằng cách dùng bản thép 1 dày 6 - 8 mm liên kết thanh biên chữ U vào cột sườn tường (h.1.39a).

Khi bề rộng dầm hãm nhỏ hơn 1,25 - 1,5 m nên dùng bản đặc và khi lớn hơn 1,5 m thì dùng hệ thanh bụng rỗng (dàn hãm) sẽ tiết kiệm vật liệu hơn (h.1.40). Thanh bụng của dàn hãm làm bằng một thép góc, sơ đồ hình tam giác có thanh đứng (h.1.40a,b). Nhằm làm tăng độ cứng không gian cho hệ dàn hãm và hạn chế sự dao động của cánh dưới dầm, ở mặt phẳng cánh dưới của dầm cầu trục được bố trí thêm các thanh giằng với độ mảnh giới hạn  $[\lambda] = 200$  (h.1.40c). Trong nhà có chế độ làm việc nặng, luôn luôn dùng dàn hãm mà không phụ thuộc vào bề rộng của kết cấu hãm.



**Hình 1.40.** sơ đồ dàn hãm  
a) ở dây cột biên ; b) ở dây cột giữa ;  
c) giằng mặt phẳng cánh dưới.

### b. Tính toán

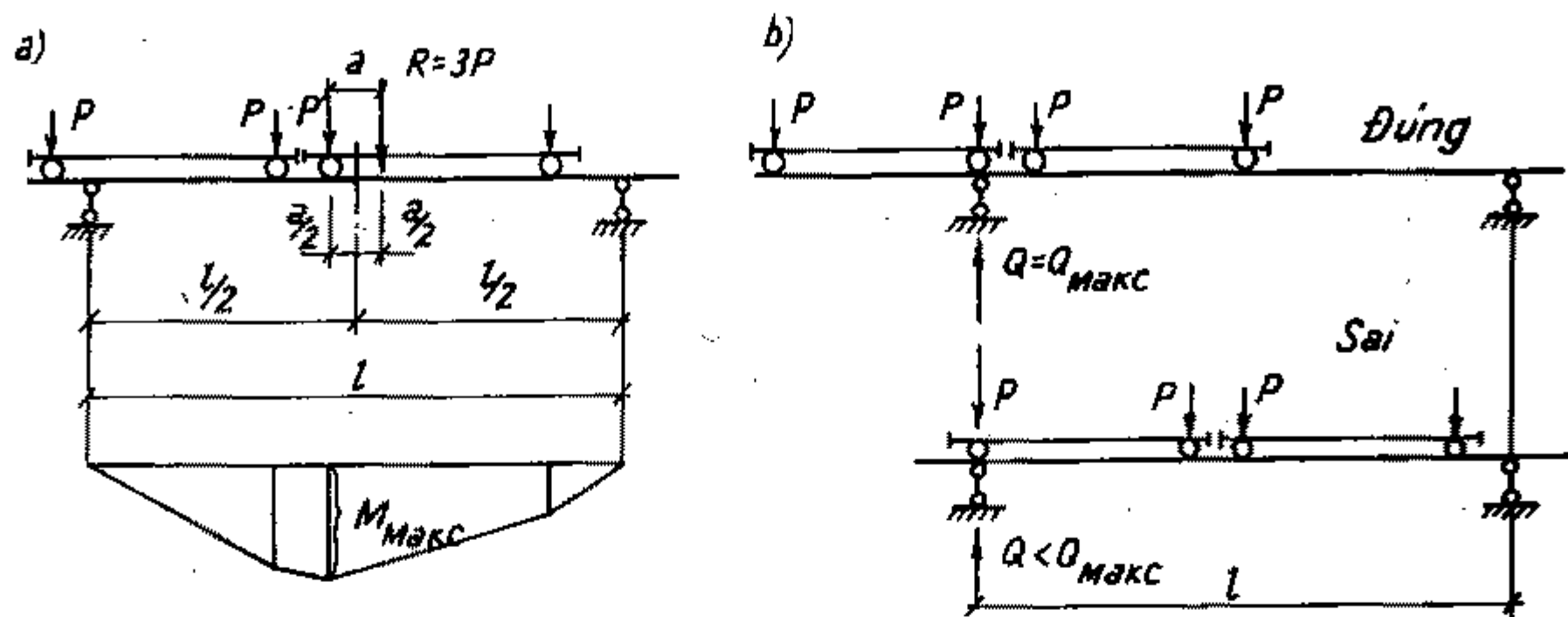
Việc tính toán dầm cầu trục về cơ bản giống với dầm sàn phổ thông, tuy nhiên do tải trọng tác dụng là di động lặp đi lặp lại, theo cả phương đứng và phương ngang, gây ứng suất cục bộ lớn cho dầm nên có thêm những điểm khác biệt trong quá trình tính toán.

- Nội lực tính toán do áp lực thẳng đứng  $P$  gây ra (h.1.41)

Mômen uốn lớn nhất  $M_{\max}$  và lực cắt lớn nhất  $Q_{\max}$  được xác định do hai cầu trục mang vật ở vị trí gần nhau. Vì tải trọng là di động nên trước tiên phải tìm vị trí của tải trọng để gây ra nội lực lớn nhất cho dầm. Trong dầm đơn giản, nội lực tính toán được xác định bằng cách vẽ đường ảnh hưởng hoặc dựa theo nguyên tắc Vinkle. Theo nguyên tắc này, mômen  $M_{\max}$  sẽ xuất hiện nếu như hợp lực  $R$  của tất cả các lực tác dụng trên dầm đối xứng qua điểm giữa của dầm với một lực  $P$  ở gần  $R$  nhất, tại tiết diện đặt lực  $P$  đó sẽ có giá trị  $M_{\max}$

Lực cắt lớn nhất  $Q_{\max}$  trong dầm đơn giản sẽ xuất hiện khi có một trong số các lực tác dụng đặt trực tiếp lên gối, các lực còn lại đặt gần gối nhất

(h.1.41b). Vì tiết diện có  $M_{\max}$  ở gần tiết diện giữa nhịp nên gần đúng có thể tính giá trị  $M_{\max}$  bằng cách dùng đường ảnh hưởng mômen của tiết diện giữa nhịp, sai số khoảng 1 - 2 %.



Hình 1.41. Cách xác định mômen và lực cắt lớn nhất trong dầm cầu trực  
a) mômen uốn lớn nhất ; b) lực cắt lớn nhất.

Trong dầm liên tục, để tìm nội lực tính toán, phải vẽ đường ảnh hưởng mômen, lực cắt cho các tiết diện của dầm (thông thường 8 - 10 tiết diện). Tung độ đường ảnh hưởng tra trong các sổ tay thiết kế.

Trọng lượng bản thân dầm cầu trực và của hoạt tải sửa chữa trên dầm hãm được kể đến bằng cách nhân giá trị  $M_{\max}$  và  $Q_{\max}$  với hệ số  $\alpha$ . Như vậy, mômen uốn tính toán  $M_x$  và lực cắt tính toán  $Q_x$  là :

$$M_x = \alpha M_{\max} ; Q_x = \alpha Q_{\max} , \quad (1.85)$$

trong đó  $\alpha = 1,03 ; 1,05 ; 1,08$  - tương ứng với nhịp dầm 6 m, 12 m và 18 m.

• Nội lực tính toán do lực hãm ngang  $T$  gây ra

Vì điểm đặt của lực ngang  $T$  cùng vị trí với áp lực thẳng đứng  $P$  nên mômen uốn tính toán  $M_y$  và lực cắt tính toán  $Q_y$  do lực hãm ngang  $T$  gây ra cũng được xác định như khi tính  $M_{\max}$  và  $Q_{\max}$ , có nghĩa là :

$$M_y = M_{\max} \frac{T}{P} ; Q_y = Q_{\max} \frac{T}{P} \quad (1.86)$$

c. Chọn tiết diện dầm

Việc chọn tiết diện dầm cầu trực tiến hành như với dầm thường, bao gồm :

- Tính mômen chống uốn yêu cầu  $W_{yc}$ . Cánh trên của dầm còn chịu ứng suất do  $M_y$  gây ra, nên khi xác định  $W_{yc}$  ta giảm cường độ tính toán của thép đi 150 - 250 daN/cm<sup>2</sup>. Ngoài ra với chế độ làm việc nặng và rất nặng, cường độ tính toán của thép còn phải nhân với hệ số điều kiện làm việc  $m = 0,9$ .

- Tính chiều cao nhỏ nhất  $h_{\min}$ . Cần nhớ rằng độ võng của dầm cầu trực được kiểm tra với tải trọng của một cầu trực nên trước tiên phải tính mômen uốn tiêu chuẩn  $M_{tc}$  lớn nhất do một cầu trực gây ra (bằng cách vẽ đường ảnh

hường hoặc dùng nguyên lý Vinkle), lấy hệ số độ tin cậy  $n = 1$ . Từ điều kiện sử dụng hết cường độ của thép, chiều cao  $h_{\min}$  xác định theo công thức :

$$h_{\min} = \frac{5\gamma Rl}{24E} \left[ \frac{l}{f} \right] \frac{M_{tc}}{M_u}, \quad (1.87)$$

trong đó  $[f/l]$  - độ võng cho phép của dầm (giá trị lấy ở mục g).

- Tính chiều cao kinh tế  $h_{kt}$  để quyết định chiều cao dầm. Chiều cao dầm lấy trong khoảng (1/6 - 1/10) nhịp.

- Chọn tiết diện cánh dầm, bản dầm hãm (nếu có) và cấu tạo tiết diện dầm.

#### d. Kiểm tra tiết diện dầm về độ bền

Việc kiểm tra chính xác tiết diện dầm cầu trục có dầm hãm là bài toán phức tạp vì dầm vừa chịu uốn xiên (do tác dụng của  $M_x$  và  $M_y$ ) vừa chịu xoắn (do các lực tác dụng không đặt vào tâm uốn - hình 1.42a). Ứng suất pháp trên tiết diện được xác định theo công thức tính thanh mỏng :

$$\sigma = \frac{M_{x_0}}{J_{x_0}} y_0 + \frac{M_{y_0}}{J_{y_0}} x_0 + \frac{B}{J_\omega} \omega, \quad (1.88)$$

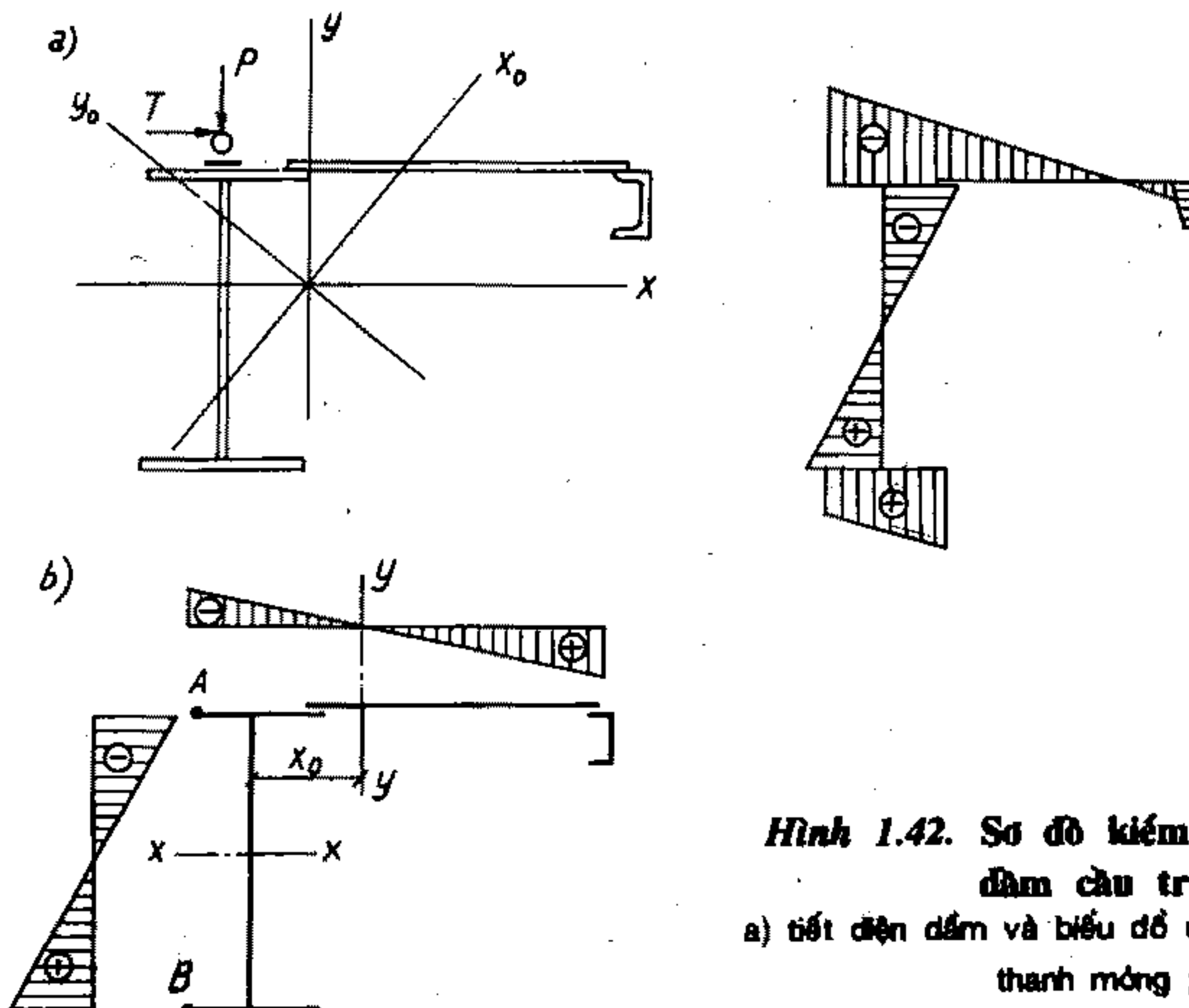
trong đó  $M_{x_0}$ ,  $M_{y_0}$  - mômen uốn với trục quán tính chính  $x_0 - x_0$  và  $y_0 - y_0$  ;

$B$  - bi mômen ;

$J_{x_0}$ ,  $J_{y_0}$  - mômen quán tính đối với các trục chính ;

$J_\omega$  - mômen quán tính quạt ;

$x_0$ ,  $y_0$ ,  $\omega$  - các tọa độ thẳng và tọa độ quạt.



Hình 1.42. Sơ đồ kiểm tra tiết diện dầm cầu trục

a) tiết diện dầm và biểu đồ ứng suất tính theo thanh mỏng ;

b) biểu đồ ứng suất tính theo giả thiết đơn giản.

Vì đường tác dụng của lực gần đi qua tâm uốn nên ảnh hưởng xoắn là không lớn lắm, do đó để đơn giản việc thiết kế, cho phép kiểm tra tiết diện dầm theo giả thiết sau : mômen uốn do tải trọng thẳng đứng  $M_x$  tính cho dầm cầu trục chịu, mômen uốn theo phương ngang  $M_y$  do dầm hãm chịu. Như vậy, ứng suất lớn nhất ở điểm A của cánh trên dầm cầu trục (h.1.42b) kiểm tra theo công thức :

$$\sigma_t = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_{y,dh}^A} \leq R\gamma \quad (1.89)$$

và ứng suất ở cánh dưới là  $\sigma_d = \frac{M_x}{W_x^B} \leq R\gamma, \quad (1.90)$

trong đó  $W_x^A, W_x^B$  - mômen chống uốn với trục x của tiết diện (thu hẹp) dầm cầu trục lấy tại thố trên và thố dưới (điểm A,B) ;

$W_{y,dh}^A$  - mômen chống uốn với trục y của tiết diện dầm hãm lấy tại điểm A (nếu không có dầm hãm thì  $W_y$  chỉ tính với tiết diện cánh trên dầm cầu trục) ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 0,9 khi chế độ làm việc nặng và bằng 1 với các trường hợp còn lại.

Khi có dàn hãm, cánh trên của dầm cầu trục sẽ có ba thành phần ứng suất pháp đo :

- mômen uốn  $M_x$  ;

- lực nén  $N_T$  (do phân mômen uốn  $M_y$  thành lực dọc trong thanh cánh dàn hãm :

$$N_T = M_y/h_{dh} \text{ (ở đây } h_{dh} \text{ - chiều cao của dàn hãm),}$$

- mômen uốn cục bộ  $M_{cb,y} = 0,9 T d/4$ , ( $d$  - khoảng cách hai tâm nút dàn (h.1.40)) do áp lực ngang  $T$  của bánh xe đặt ở đoạn giữa hai nút dàn ; hệ số 0,9 tính đến sự liên tục của cánh dàn.

Vậy ổn định của cánh trên dầm cầu trục theo phương ngoài mặt phẳng dầm kiểm tra theo công thức gần đúng sau :

$$\sigma_t = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{N_T}{\varphi A_{ct}} + \frac{M_{cb,y}}{W_y^{ct}} \leq R\gamma, \quad (1.91)$$

trong đó  $W_x^A$  - như ở công thức 1.89 ;

$\varphi$  - hệ số uốn dọc của riêng tiết diện cánh trên dầm cầu trục lấy với trục y thẳng đứng, chiều dài tính toán bằng khoảng cách  $d$  giữa hai nút dàn hãm ;

$A_{ct}$  - diện tích tiết diện cánh trên của dầm ;

$W_y^{ct}$  - mômen chống uốn của tiết diện cánh trên lấy với trục y thẳng đứng.

Trong công thức (1.91) các đặc trưng hình học lấy theo tiết diện nguyên, nếu cánh trên của dầm cầu trục bị giảm yếu nhiều do khoét lỗ thì dùng công thức (1.91) để kiểm tra bền, trong đó hệ số  $\varphi = 1$  và các đặc trưng hình học lấy theo tiết diện thu hẹp.

Nội lực của các thanh bụng dầm hãm được xác định bằng cách vẽ đường ảnh hưởng cho từng thanh.

Ứng suất tiếp ở bụng dầm cầu trục kiểm tra theo lực cắt lớn nhất  $Q_x$  tiến hành như dầm thường.

Do tác dụng trực tiếp của áp lực bánh xe, ở bản bụng dầm, chỗ tiếp giáp với bản cánh, sẽ có ứng suất cục bộ  $\sigma_{cb,y}$  theo phương  $y$  (nét đứt trên hình 1.43) :

$$\sigma_{cb,y} = \frac{\gamma_1 P}{\delta_b z} \leq R_y, \quad (1.92)$$

trong đó  $P$  - áp lực tính toán của bánh xe cầu trục không kể đến hệ số động;

$\gamma_1$  - hệ số tăng tải trọng tập trung lên một bánh xe (kể đến sự không bằng phẳng của ray và đặc trưng động của tải trọng), được lấy:

$\gamma_1 = 1,6$  với cầu trục chế độ làm việc rất nặng có móc cứng;

$\gamma_1 = 1,4$  với cầu trục chế độ làm việc rất nặng có móc mềm;

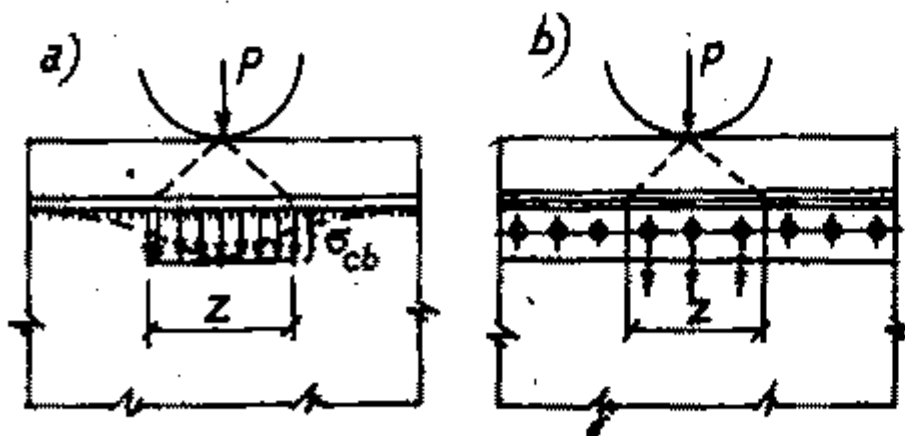
$\gamma_1 = 1,3$  với chế độ làm việc nặng ;

$\gamma_1 = 1,1$  với các chế độ làm việc còn lại ;

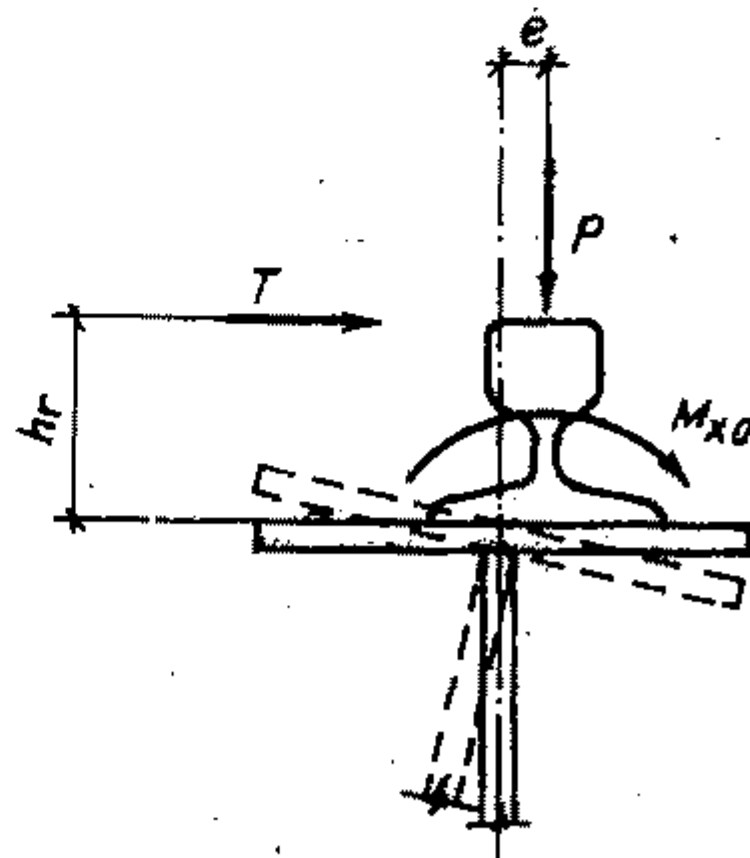
$\delta_b$  - chiều dày bản bụng dầm ;

$z$  - chiều dài quy ước phân bố áp lực cục bộ,  $z = c \sqrt[3]{\frac{J_c}{\delta_b}}$ .

ở đây  $c = 3,25$  với dầm tổ hợp hàn và dầm hình ;  $c = 4,5$  với dầm bulông cường độ cao ;  $J_c$  - tổng mômen quán tính bản thân của cánh trên và của ray hoặc là mômen quán tính chung của ray và cánh khi hàn ray bằng đường hàn bao đảm sự làm việc đồng thời của ray và cánh.



Hình 1.43. Ứng suất cục bộ ở bụng dầm do áp lực của bánh xe cầu trục  
a) dầm hãm ; b) dầm bulông cường độ cao.



Hình 1.44. Sơ đồ tính mômen xoắn

Tiếp theo, kiểm tra ứng suất tương đương tại chỗ tiếp giáp giữa bản bụng và bản cánh, nơi có ứng suất pháp và ứng suất tiếp lớn :

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{cb,y}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{cb,y} + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta R, \quad (1.93)$$

trong đó  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  - ứng suất pháp và ứng suất tiếp ở chỗ tiếp giáp cánh và bụng dầm ;

$\sigma_{cb,y}$  - tính theo (1.92) ;

$\beta$  - lấy bằng 1,15 khi tính dầm đơn giản, bằng 1,3 khi tính tiết diện tại gối của dầm liên tục.

Khi nhà có chế độ làm việc nặng, ở bản bụng dầm ngoài ứng suất cục bộ tính theo công thức (1.92), còn phải tính ứng suất cục bộ sinh ra do ray đặt lệch tâm ngẫu nhiên với bụng dầm (h.1.44). Lực hãm ngang  $T$  và áp lực thẳng đứng  $P$  sẽ gây ra mômen xoắn cục bộ  $M_{xo}$  ở cánh trên của dầm, do đó phát sinh ứng suất cục bộ  $\sigma'_{cb,y}$  trong bụng dầm

$$\sigma'_{cb,y} = 2M_{xo} \frac{\delta_b}{J_{xo}}, \quad (1.94)$$

trong đó  $J_{xo}$  - tổng mômen quán tính xoắn của bản thân ray và của cánh dầm,

$$J_{xo} = J_{xo,ray} + b_c \frac{\delta_c^3}{3};$$

$J_{xo,ray}$  - mômen quán tính xoắn của ray lấy theo loại ray : KP50-78 cm<sup>4</sup> ; KP70-253 cm<sup>4</sup> ; KP80-387 cm<sup>4</sup> ; KP100-765 cm<sup>4</sup> ; KP120-1310 cm<sup>4</sup> ; KP140-2130 cm<sup>4</sup> ;

$M_{xo} = Pe + 0,75Th_r$  (ở đây  $e = 15$  mm là độ lệch tâm quy ước,  $h_r$  - chiều cao ray, hệ số 0,75 kể đến chiều dài phân bố mômen xoắn do lực  $T$  lớn hơn chiều dài phân bố mômen xoắn do lực  $P$ ).

Vậy kiểm tra tổng ứng suất cục bộ :

$$\sigma_y = \sigma_{cb,y} + \sigma'_{cb,y} \leq \gamma R \quad (1.95)$$

### e. Kiểm tra bền mỏi

Kiểm tra độ bền mỏi cho dầm cầu trục có số lượng chu kỳ tải trọng  $n \geq 10^5$  ( $n$  là số nâng tải trong thời hạn phục vụ của cầu trục, lấy theo yêu cầu công nghệ sử dụng) do tải trọng của một cầu trục theo công thức :

$$\sigma_{max} \leq \alpha R_m \gamma_m, \quad (1.96)$$

trong đó  $R_m$  - cường độ mỏi tính toán ;

$\alpha$  - hệ số kể đến số lượng chu kỳ tải trọng ;

$\gamma_m$  - hệ số được lấy theo "Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép TCVN 5575 - 1991".



### g. Kiểm tra võng

Độ võng của dầm cầu trục được xác định theo các phương pháp của cơ học kết cấu hoặc các công thức gần đúng. Với độ chính xác cho phép, có thể dùng công thức sau để tính độ võng.

- Với dầm đơn giản :

$$f = M^{lc} \frac{l^2}{10 EJ}, \quad (1.97)$$

trong đó  $M^{lc}$  - mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn của một cầu trục gây ra (không kể hệ số vượt tải và hệ số động).

- Với dầm liên tục :

$$f = \left( \frac{M_{g}^{lc}}{10} - \frac{M_p^{lc} + M_{tr}^{lc}}{72} \right) \frac{l^2}{EJ}, \quad (1.98)$$

trong đó  $M_g^{lc}$ ,  $M_p^{lc}$ ,  $M_{tr}^{lc}$  - lần lượt là mômen do tải trọng tiêu chuẩn gây ra tại giữa nhịp, gối phải và gối trái.

Độ võng cho phép  $[f]$  của dầm cầu trục được quy định từ điều kiện bảo đảm sự làm việc của cầu trục và phụ thuộc vào chế độ làm việc của cầu trục. Với chế độ làm việc nhẹ  $[f/l] = 1/400$ ; trung bình  $-1/500$ ; nặng và rất nặng  $-1/600$ .

Độ võng theo phương ngang của kết cấu hãm - dầm và dàn (chỉ tính khi cầu trục có số lượng chu kỳ tải trọng  $n \geq 2.10^6$ ) không được vượt quá  $1/2000$  nhịp.

### h. Kiểm tra ổn định tổng thể và ổn định cục bộ

Ổn định tổng thể của dầm cầu trục được kiểm tra theo công thức quen biết :

$$\sigma = M_x / (\varphi_d W) \leq \gamma R.$$

Khi có dầm hãm hoặc dàn hãm, ổn định tổng thể của dầm cầu trục thường bảo đảm và không cần phải kiểm tra.

Ổn định cục bộ của bản cánh và bản bụng dầm cầu trục được kiểm tra như với dầm thường :

- Với bản cánh :

$$\frac{b_o}{\delta_c} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R}}. \quad (1.99)$$

- Với bản bụng, do có ứng suất cục bộ ở phía cánh nén của dầm nên ổn định cục bộ của bản bụng kiểm tra theo công thức :

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_x}{\sigma_o} + \frac{\sigma_{chy}}{\sigma_{o.cb}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{xy}}{\tau_o} \right)^2} \leq \gamma, \quad (1.100)$$

trong đó  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xy}$  - ứng suất pháp ở mép biên chịu nén và ứng suất tiếp trung bình của bản bụng (chú ý rằng mỗi lần kiểm tra ổn định của các

ô bản bụng, phải dùng đường ảnh hưởng và xếp tải để xác định lại mômen, lực cắt lớn nhất trong từng ô) ;

$\sigma_{ch,y}$  - xác định theo công thức (1.92), lấy hệ số  $\gamma_1 = 1,1$  ;  
 $\sigma_o, \sigma_{o.cb}, \tau_o$  - ứng suất tối hạn (xác định theo quy phạm) ;  
 $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 1$ .

### i. Liên kết bản cánh với bản bụng

Khác với dầm thường, liên kết giữa cánh trên với bản bụng dầm cầu trục ngoài việc chịu lực trượt (do sự uốn của dầm), còn chịu ứng suất cục bộ (do áp lực bánh xe). Khi dùng liên kết hàn, ứng suất trong đường hàn sẽ bằng tổng hình học hai thành phần ứng suất này và kiểm tra theo công thức sau :

$$\tau = \sqrt{\tau_h^2 + \tau_{h.cb}^2} = \frac{1}{2h_h} \sqrt{\left(\frac{Q S_c}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_1 P}{z}\right)^2} \leq (\beta R_g)_{\min} \gamma, \quad (1.101)$$

trong đó  $(\beta R_g)_{\min}$  - giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị  $(\beta_h R_{gh})$  và  $(\beta_l R_{gl})$  ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của đường hàn ;

$Q$  - lực cắt tính toán ;

$J_x$  - mômen quán tính của tiết diện dầm ;

$S_c$  - mômen tĩnh của tiết diện cánh dầm với trục trung hòa ;

$\gamma_1, P, z$  - như ở công thức (1.92).

Từ đó, chiều cao cần thiết của đường hàn cánh trên với bản bụng là :

$$h \geq \frac{1}{2(\beta R_g)_{\min} \gamma} \sqrt{\left(\frac{Q S_c}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_1 P}{z}\right)^2} \quad (1.102)$$

Chiều cao đường hàn cánh dưới với bản bụng không chịu lực cục bộ nên được tính như dầm thường, tức là trong công thức (1.102) cho giá trị  $P = 0$ . Khi dầm có số lượng chu kỳ tải trọng  $n \geq 2.10^6$ , đường hàn cánh trên với bản bụng phải được hàn kín suốt cả bề dày bản bụng nên đường hàn có cùng cường độ với bản bụng và không phải tính toán.

Trong dầm tổ hợp bulông cường độ cao (hoặc đinh tán), coi rằng ứng suất cục bộ phân bố đều cho các đinh trên đoạn  $z$  (h.1.43) thì bước đinh lớn nhất sẽ là :

$$a \leq \frac{[N_d]_{\min}}{\sqrt{\left(\frac{Q S_c}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{\alpha \gamma_1 P}{z}\right)^2}}, \quad (1.103)$$

trong đó  $[N_d]_{\min}$  - khả năng chịu lực nhỏ nhất của một bulông (hoặc đinh tán) ;

$\alpha = 0,4$  khi bản bụng được bào phẳng mặt đến sống thép góc ;

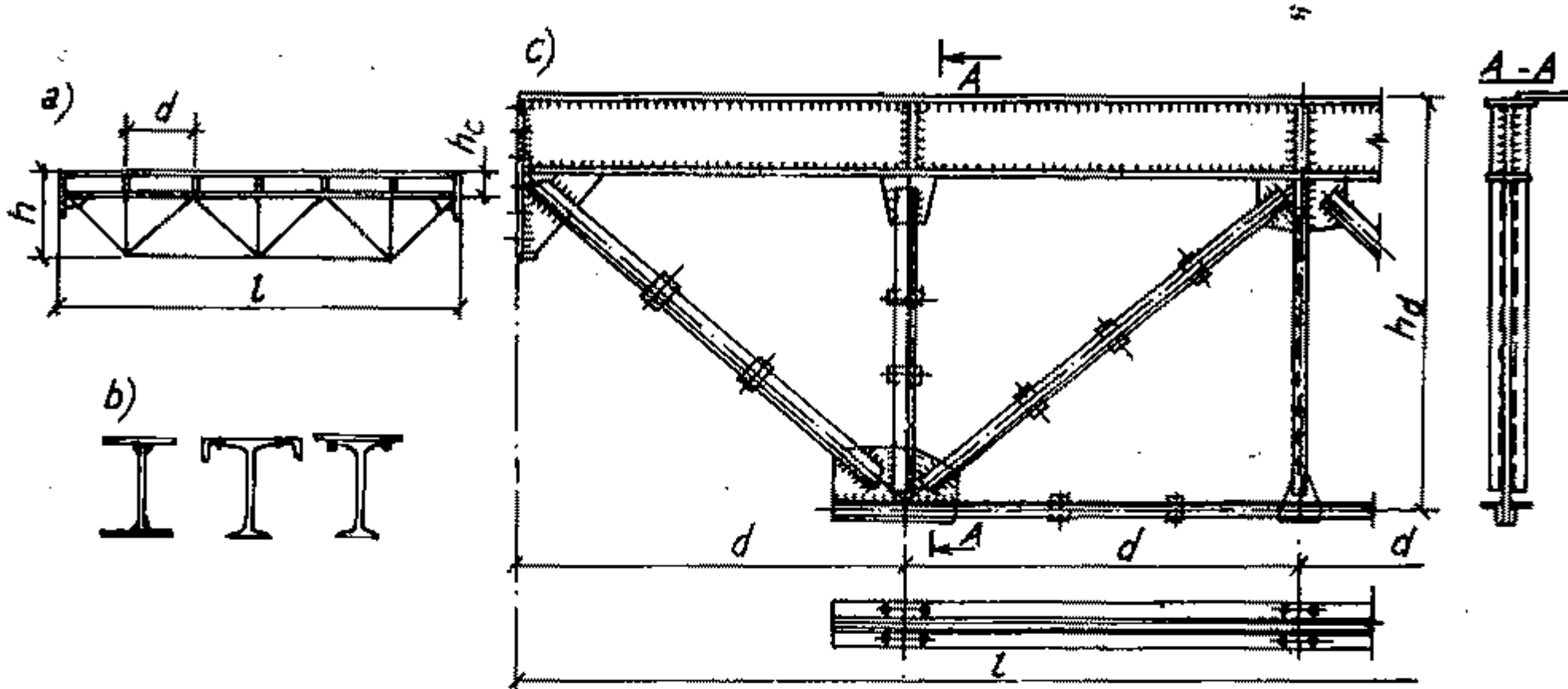
$\alpha = 1$  khi thép góc cánh đặt nhô hơn so với bản bụng.

### 3. Các loại dầm cầu trục khác

#### a. Dàn cầu trục

##### • Cấu tạo

Dàn cầu trục được sử dụng khi nhịp từ 12 m trở lên và cầu trục có sức nâng không lớn lắm ( $Q \leq 30t$ ), chế độ làm việc nhẹ và trung bình. Cấu tạo của dàn cầu trục được trình bày ở hình 1.45.



Hình 1.45. Dàn cầu trục

a) sơ đồ ; b) tiết diện thanh cánh trên ; c) cấu tạo dàn.

Dàn cầu trục thường có dạng cánh song song, hệ thanh bụng tam giác với các thanh đứng. Chiều cao của dàn  $h_d$  lấy trong khoảng  $(1/6 - 1/8)$  nhịp, khoảng cách giữa hai nút dàn  $d = (0,8 + 1,3)h_d$  và không lớn hơn 3m. Thanh cánh trên của dàn chịu lực nén và uốn cục bộ (do bánh xe cầu trục đặt ở khoảng giữa hai nút dàn) nên tiết diện được thiết kế ở dạng chữ I tổ hợp (cánh rộng) hoặc thép định hình có gia cường thêm thép bản, thép góc (h. 1.45b), với chiều cao  $h_c$  không nhỏ hơn  $(1/5 - 1/7)$  khoảng cách hai nút dàn  $d$ . Các thanh bụng dàn làm bằng hai thép góc, trục của chúng hội tụ tại mép dưới của thanh cánh trên (h.1.45a) ; thanh cánh dưới làm bằng thép chữ T hoặc hai thép góc. Chiều dày bản mã không nhỏ hơn 10 mm. Do sự di chuyển của cầu trục, nội lực của một số thanh dàn sẽ đổi dấu, do đó phải lưu ý đến cấu tạo nút để giảm ứng suất tập trung, đặc biệt là đường hàn giữa thanh bụng và thanh cánh phải được thực hiện với chất lượng cao. Tại nút dàn liên kết thanh bụng với thanh cánh, bản bụng của thanh cánh được gia cường sườn cứng.

##### • Tính toán

Sơ đồ tính toán của dàn cầu trục là hệ thống tổ hợp dàn có thanh cánh trên cứng có  $(n - 1)$  bậc siêu tĩnh ( $n$  là số khoang của thanh cánh trên). Tính toán chính xác hệ thống này có thể thực hiện bằng phương pháp lực, lấy ẩn số hoặc là nội lực thanh cánh dưới và thanh đứng, hoặc là mômen ở các nút thanh cánh trên. Trong thực tế thiết kế, người ta sử dụng một số giả thiết gần đúng nhằm đơn giản việc tính toán : sơ đồ tính quy ước là dàn có liên kết khớp tại tâm nút, có nghĩa là trục các thanh bụng đồng quy tại trục thanh cánh trên,

dùng đường ảnh hưởng để tính nội lực (lực dọc  $N$ ) của từng thanh dàn, còn mômen uốn cục bộ ở thanh cánh trên tính theo công thức :

$$M_{cb,x} = \frac{Pd}{3}, \quad (1.104)$$

trong đó  $P$  - áp lực tính toán của bánh xe cầu trục ;  
 $d$  - chiều dài khoang cánh trên.

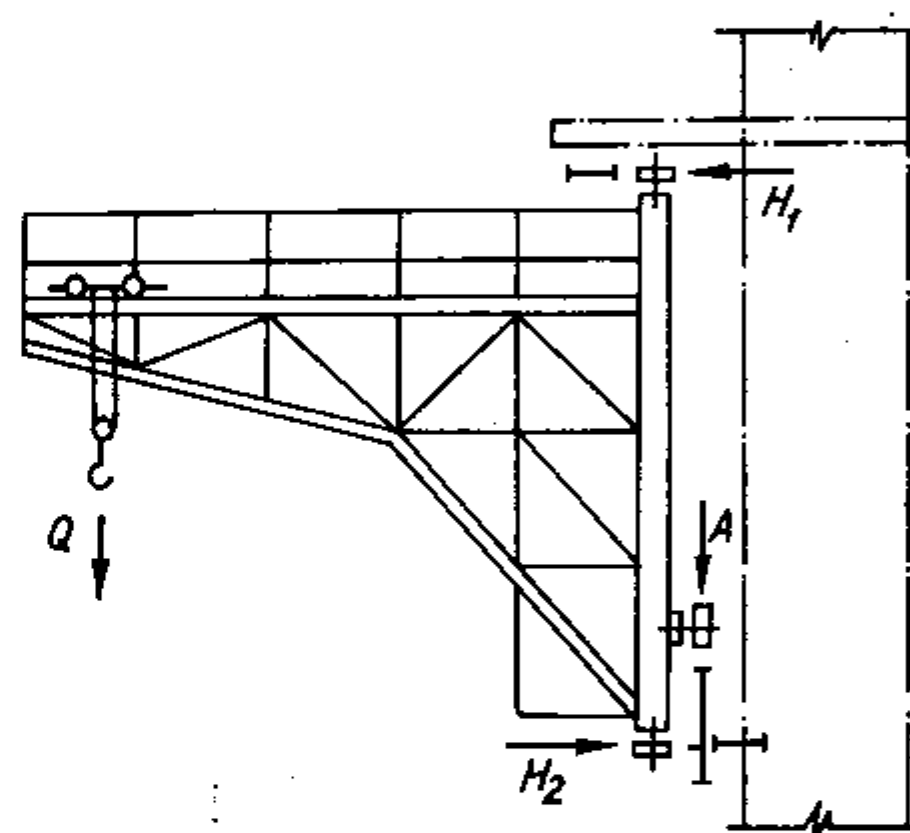
Ngoài ra, lực hãm ngang  $T$  của bánh xe cầu trục gây ra mômen uốn  $M_y$  (khi có dãm hãm) hoặc lực dọc  $N_T$  và mômen uốn cục bộ  $M_{cb,y}$  (khi có dãn hãm) cho thanh cánh trên của dàn cầu trục.

Sau khi biết nội lực của các thanh dàn, tiến hành chọn tiết diện và kiểm tra ứng suất trong thanh. Độ võng của dàn cầu trục do tải trọng tiêu chuẩn gây ra phải nhỏ hơn độ võng cho phép.

### b. Dầm cầu trục côngxon

Theo yêu cầu công nghệ của phân xưởng, khi cần vận chuyển hàng theo dọc hàng cột; người ta sử dụng cầu trục côngxon (h.1.46).

Để làm đường chạy cho cầu trục, cần phải có ba dầm đỡ : một dầm đặt thẳng đứng để chịu áp lực đứng  $A$  và hai dầm đặt nằm ngang để chịu áp lực ngang  $H_1$  và  $H_2$  của bánh xe. Hiện nay chưa có tiêu chuẩn về các số liệu của cầu trục côngxon nên các tham số để tính toán sẽ lấy theo catalô khi chế tạo. Tính toán dầm cầu trục côngxon giống như tính dầm cầu trục tiết diện đặc.



Hình 1.46. Dầm cầu trục côngxon

### c. Dầm cầu trục treo

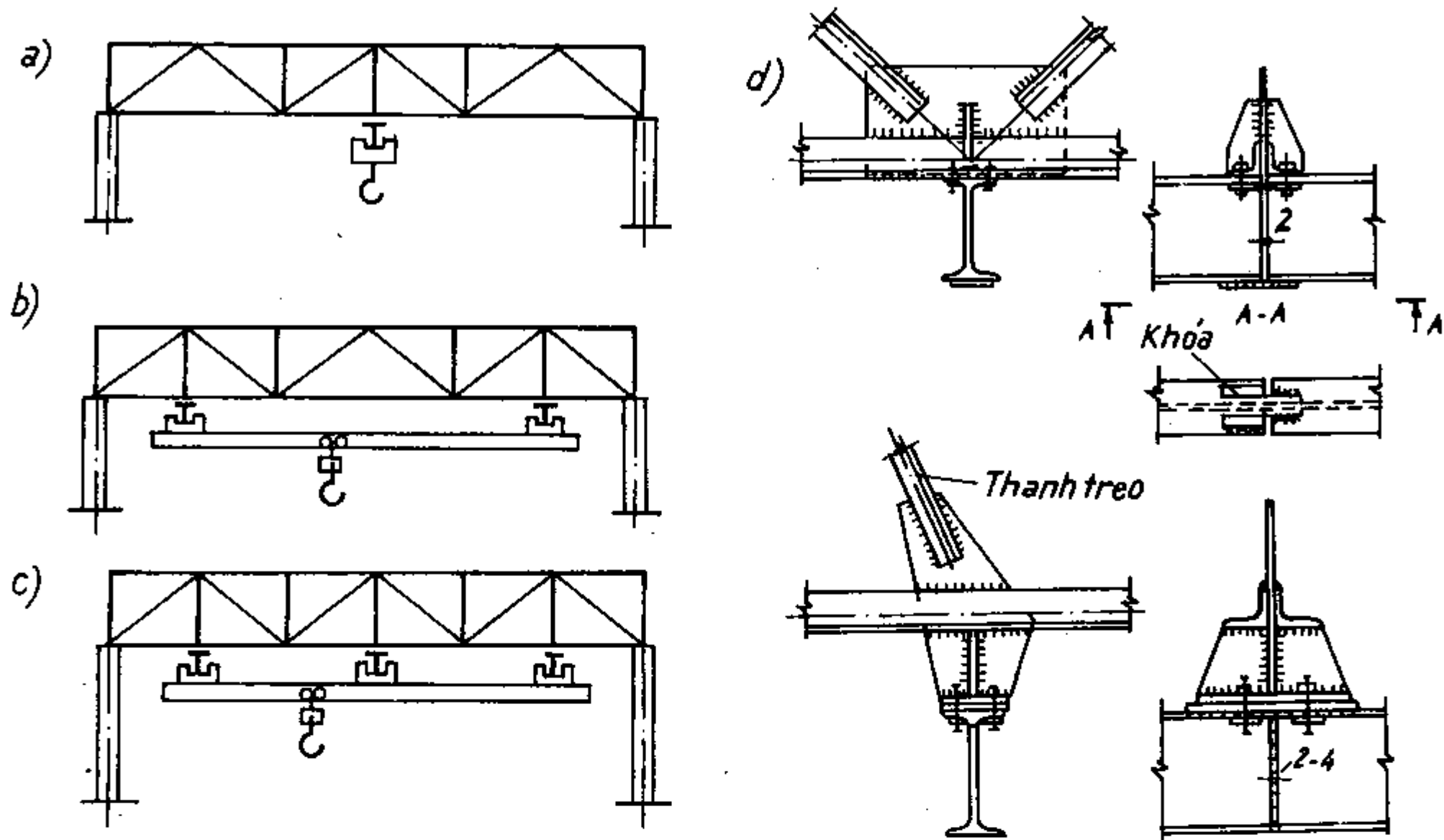
Trong nhiều trường hợp, khi sức nâng không lớn lắm, người ta dùng cầu trục treo. Khi này dầm cầu trục được treo vào nút cánh dưới của dàn mái (h.1.47), bánh xe của cầu trục tỳ trực tiếp vào cánh của dầm cầu trục. Dàn mái phải được bố trí hệ giằng đứng suốt chiều dài nhà tại chỗ treo dầm cầu trục để chịu lực hãm dọc.

Cầu trục treo có thể có :

- Một đường chạy (mônô ray) : sức nâng đến 10t (h.1.47a), chỉ vận chuyển hàng theo hướng dọc nhà, vận hành cầu trục bằng bảng điều khiển cầm tay.

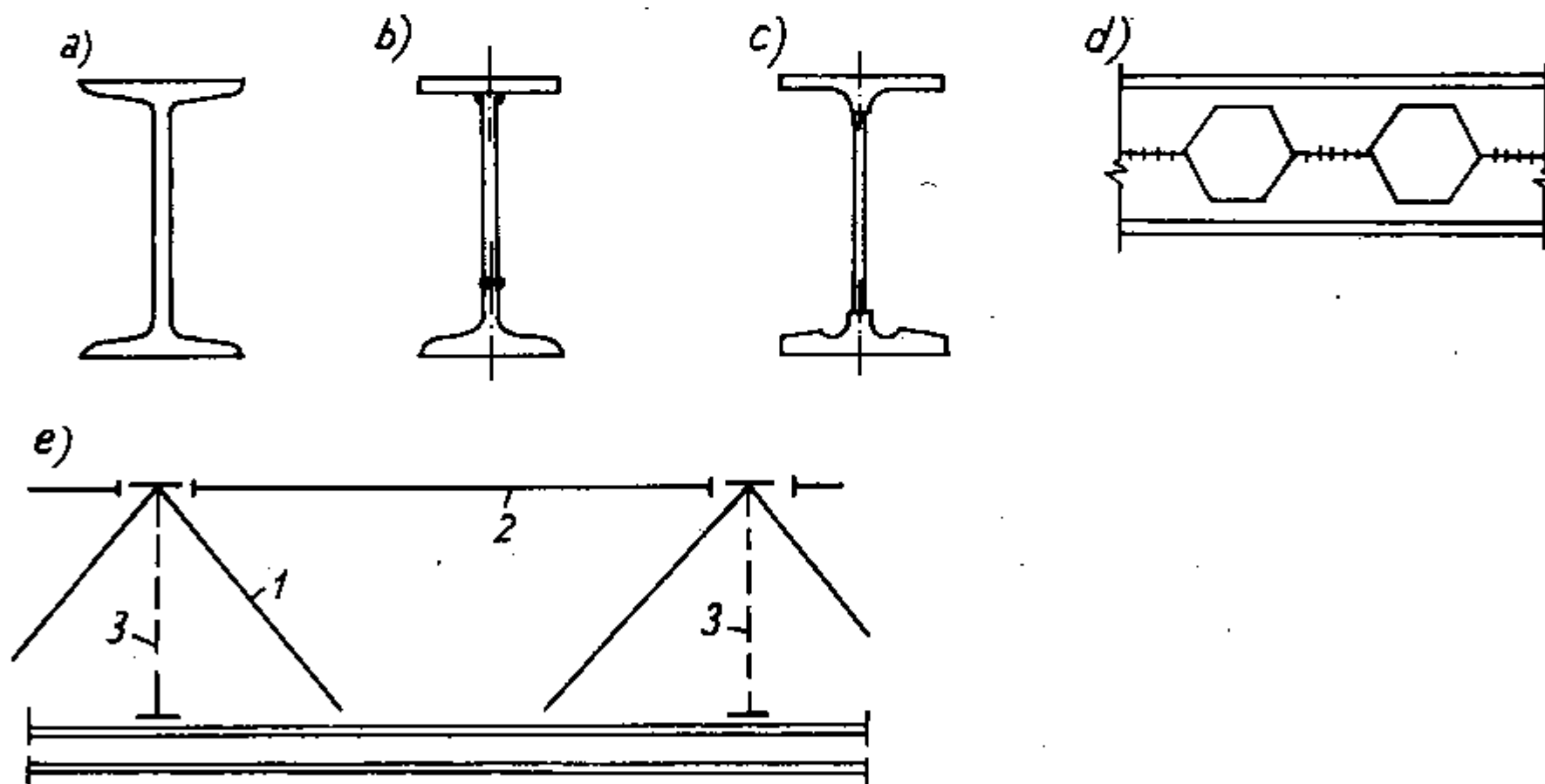
- Hai hoặc ba đường chạy : sức nâng đến 30t (h.1.47b,c) vận hành cầu trục bằng bảng điều khiển hoặc cabin điều khiển.

Sơ đồ dầm cầu trục có thể là dầm đơn giản hay dầm liên tục, tiết diện dầm thường là chữ I định hình đặc biệt (có bề dày cánh lớn hơn - xem hình 1.48a). Khi nhịp dầm lớn hơn 6m, có thể dùng dầm rỗng được tạo nên bằng cách cắt dầm định hình theo đường gãy khúc rồi đặt so le hai phần đã cắt và hàn lại, do đó chiều cao dầm sẽ tăng lên (h.1.48d).



**Hình 1.47. Dầm cầu trục treo**

a) một đường chạy ; b) hai đường chạy ; c) ba đường chạy ; d) chi tiết liên kết.



**Hình 1.48. Tiết diện dầm cầu trục treo**

a) thép định hình ; b-c) tổ hợp ; d) dầm rỗng ;

1- thanh treo ; 2- thanh chống ; 3- dàn mái.

Tiết diện dầm cũng có thể dùng các kiểu tổ hợp như ở hình 1.48b,c. Để giảm mômen uốn cho dầm cầu trục, có thể sử dụng biện pháp như ở hình 1.48e : đặt thanh treo 1 nối lên đỉnh dàn và thanh chống 2.

Dầm cầu trục mônô ray thường được tính với tải trọng do một cầu trục treo gây ra ; dầm cầu trục đỡ cầu trục hai, ba đường chạy tính với tải trọng do hai

cầu trục đặt gần nhau. Áp lực thẳng đứng  $P$  và áp lực ngang  $T$  tính theo công thức (1.83), (1.84). Theo quy phạm, lực ngang của cầu trục một đường chạy (do cầu trục điện bị lệch) lấy bằng  $0,1 P$ .

Dầm cầu trục được kiểm tra về bền, ổn định và độ võng :

◆ Kiểm tra bền :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y.cd}} \leq \gamma R, \quad (1.105)$$

trong đó  $M_x, M_y$  - mômen uốn do tải trọng thẳng đứng và ngang gây ra ;

$W_x$  - mômen chống uốn của tiết diện với trục nằm ngang ( $x-x$ ) ;

$W_{y.cd}$  - mômen chống uốn của tiết diện cánh dưới dầm với trục thẳng đứng ( $y-y$ ) ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc, tính đến sự mài mòn tiết diện dầm do các bánh xe cầu trục gây ra,  $\gamma = 0,9$  ; các đặc trưng tính theo tiết diện thu hẹp.

◆ Kiểm tra ổn định như với dầm thường.

◆ Kiểm tra độ võng theo tải trọng tiêu chuẩn, độ võng cho phép là  $1/500$  nhịp. Để kể đến sự mài mòn của tiết diện, mômen quán tính  $J_x$  sẽ nhân với  $0,9$ .

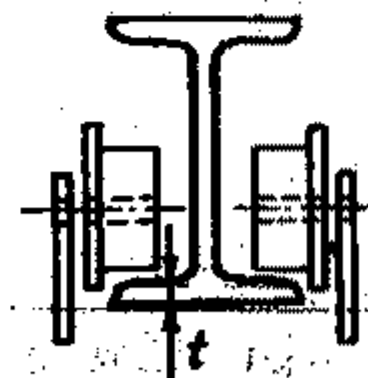
Cánh dưới của dầm cầu trục treo chịu tác dụng trực tiếp của áp lực bánh xe nên sẽ sinh ra ứng suất cục bộ theo phương dọc trục dầm  $\sigma_1$  và theo phương vuông góc với trục dầm  $\sigma_2$ . Giá trị của  $\sigma_1$  và  $\sigma_2$  có thể tính theo công thức gần đúng sau :

$$\sigma_1 = \frac{1,6 k_1 P_{max}}{t^2} ; \sigma_2 = \frac{2,8 k_1 P_{max}}{t^2}, \quad (1.106)$$

trong đó  $t$  - bề dày trung bình của cánh dầm cầu trục (h.1.49) ; các giá trị khác xem công thức (1.83).

Giá trị  $\sigma_1$  được cộng vào với ứng suất pháp  $\sigma$  do uốn (công thức 1.105), còn giá trị của  $\sigma_2$  đưa vào công thức kiểm tra ứng suất cục bộ.

Dầm cầu trục được treo vào dãn mác tại vị trí các nút dãn, trường hợp điểm treo không trùng vào nút thì phải gia cường thêm thanh bụng treo (h.1.47). Để bảo đảm cho cầu trục chạy trơn tru từ dầm này sang dầm kia, cánh dưới của dầm cầu trục được gia cường thêm các bản khóa (khi là dầm đơn giản) hoặc hàn đối đầu (khi là dầm liên tục - xem hình 1.47).

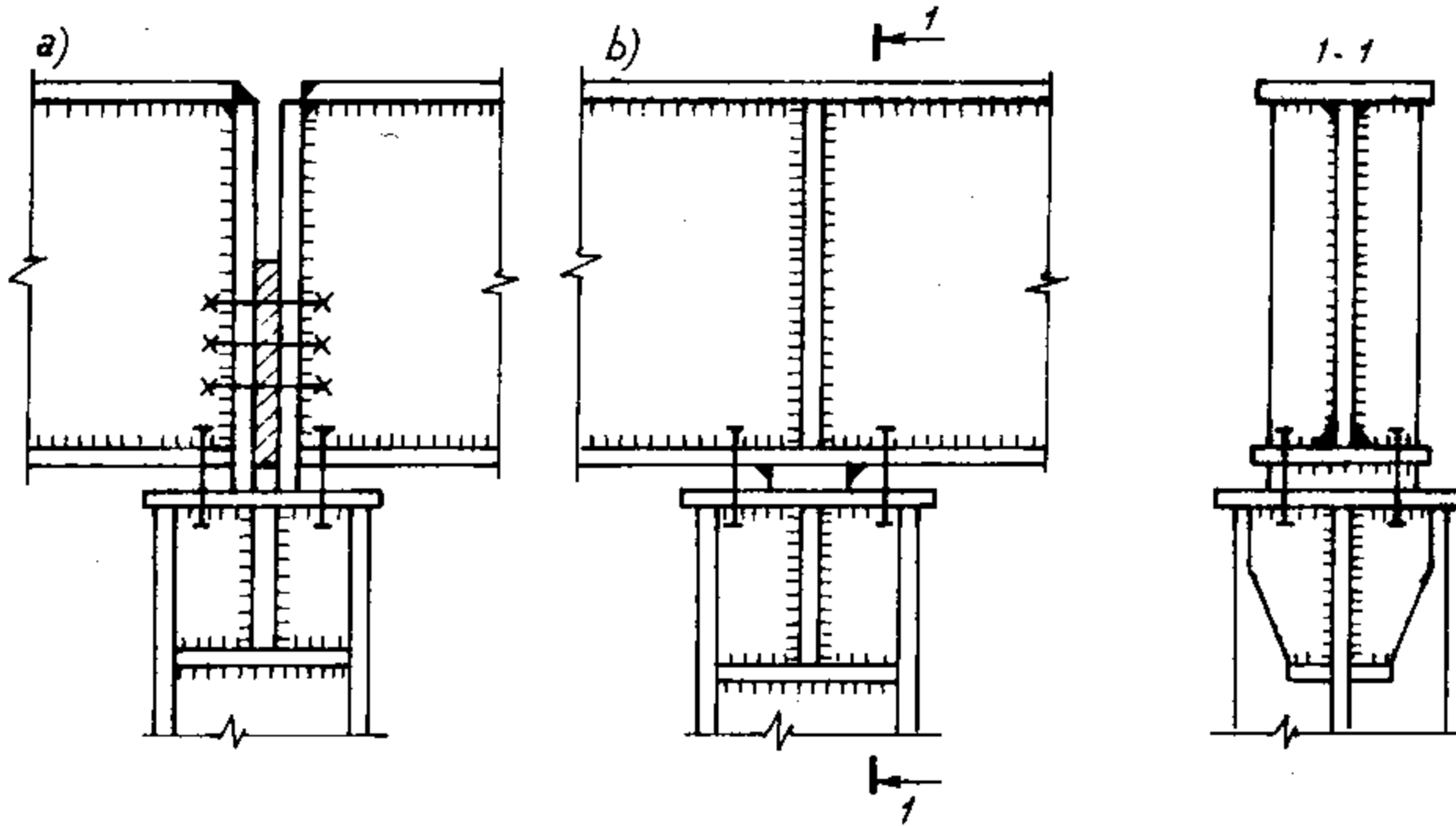


Hình 1.49. Áp lực bánh xe lên cánh dầm cầu trục

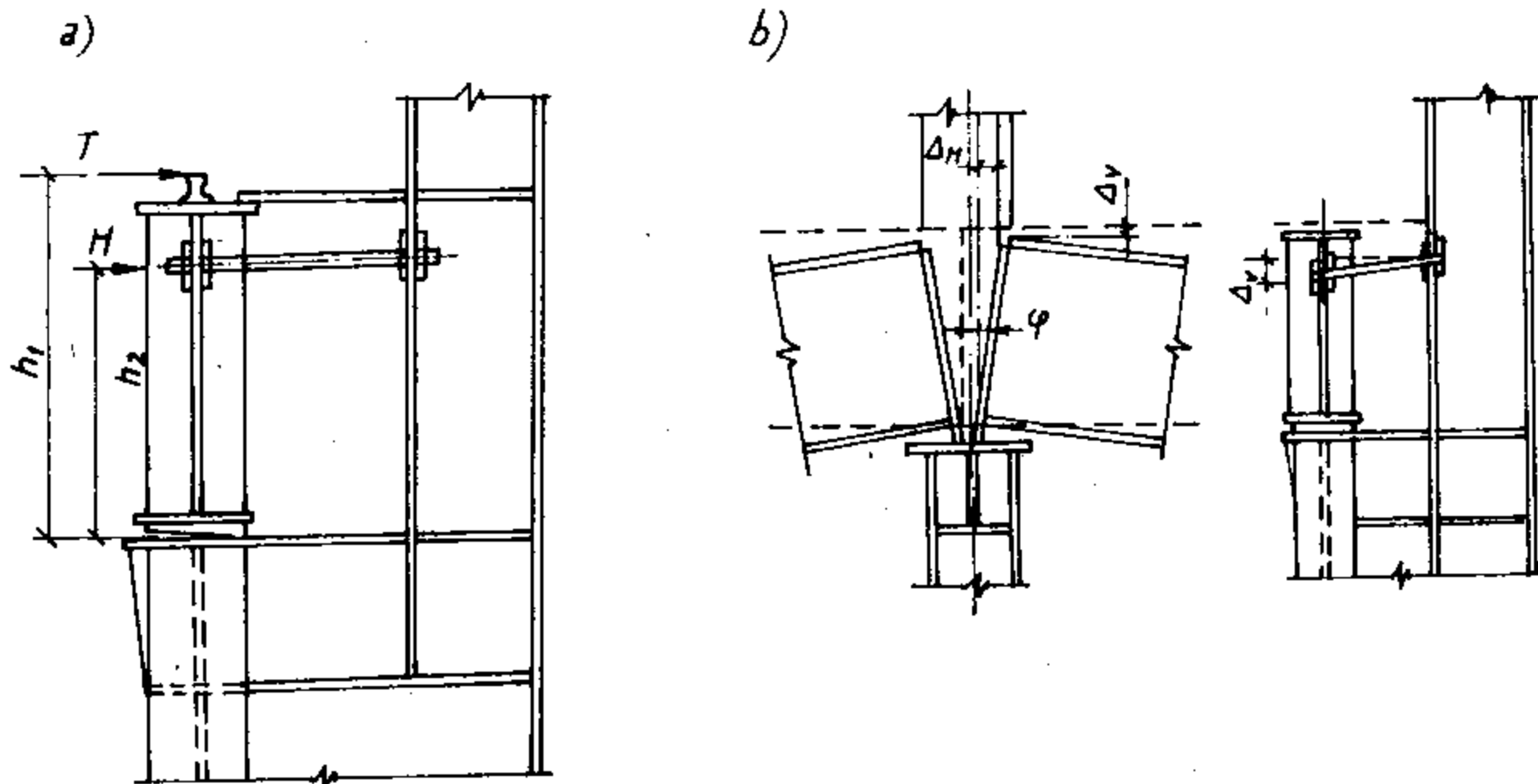
## 4. Các chi tiết liên kết của dầm cầu trục

### a. Gối dầm cầu trục

Chỗ gối dầm cầu trục lên cột truyền áp lực thẳng đứng và nằm ngang của cầu trục. Áp lực đứng được truyền qua sườn đầu dầm (h.1.50) : trong dầm đơn giản, đầu mút của sườn được phay nhẵn (h.1.50a) ; trong dầm liên tục, sườn đầu dầm phải tỳ chặt vào cánh dưới của dầm, giữa dầm và cột phải đặt một tấm kê (h.1.50b), ở gối của các nhịp lân cận nhịp có tải sẽ xuất hiện phản lực âm (hướng xuống dưới) nên bulông neo dầm vào cột phải chịu được lực nhổ này.



Hình 1.50. Gối dầm cầu trục vào cột  
a) dầm đơn giản ; b) dầm liên tục.



Hình 1.51. Chi tiết liên kết dầm

Để bảo đảm truyền lực ngang lên cột và chống xoay cho dầm, ta bố trí thêm các chi tiết gắn dầm cầu trục vào cột (h.1.51a). Lực  $H$  tác dụng vào chi tiết này là :

$$H = \frac{T h_1}{h_2}, \quad (1.107)$$

trong đó  $T$  - lực hãm ngang của dầm cầu trục (tại đỉnh ray) ;

$h_1, h_2$  - khoảng cách từ mút dưới của sườn đầu dầm đến đỉnh ray và đến điểm đặt chi tiết.

Khi cầu trục làm việc, tiết diện đầu dầm có góc xoay  $\varphi$  do võng dầm (h.1.51b). Do tác dụng của nhiệt độ (đặc biệt là trong các phân xưởng có nhiệt như xưởng cán thép, luyện kim) thì dầm cầu trục còn bị dãn nở, do đó các chi tiết liên kết có chuyển vị ngang là  $\Delta_H$ . Mặt khác do biến dạng đàn hồi của sườn gối tựa, các chi tiết liên kết còn có chuyển vị theo phương đứng  $\Delta_V$  (h.1.51b). Các chuyển vị  $\Delta_H$  và  $\Delta_V$  thay đổi liên tục theo sự hoạt động của cầu trục nên các chi tiết liên kết sẽ ở vào trạng thái phá hoại mỏi. Khi cấu tạo gối dầm cầu trục, một mặt cần bảo đảm sự truyền lực ngang, mặt khác phải bảo đảm sự quay tự do và chuyển vị dọc của tiết diện gối tựa. Có hai kiểu cấu tạo gối dầm như hình 1.52. Theo kiểu ở hình 1.52a, các chi tiết gắn dầm vào cột là các bản gối, còn theo kiểu ở hình 1.52b, các chi tiết liên kết là các thanh thép tròn (bulông). Khi dầm chịu sức trục lớn, có thể đặt hai hoặc ba bulông. Hình chiếu bằng ở hình 1.52b giới thiệu hai phương án kết cấu hãm : dầm hãm và dàn hãm.

#### *b. Ray cầu trục và cách liên kết với dầm*

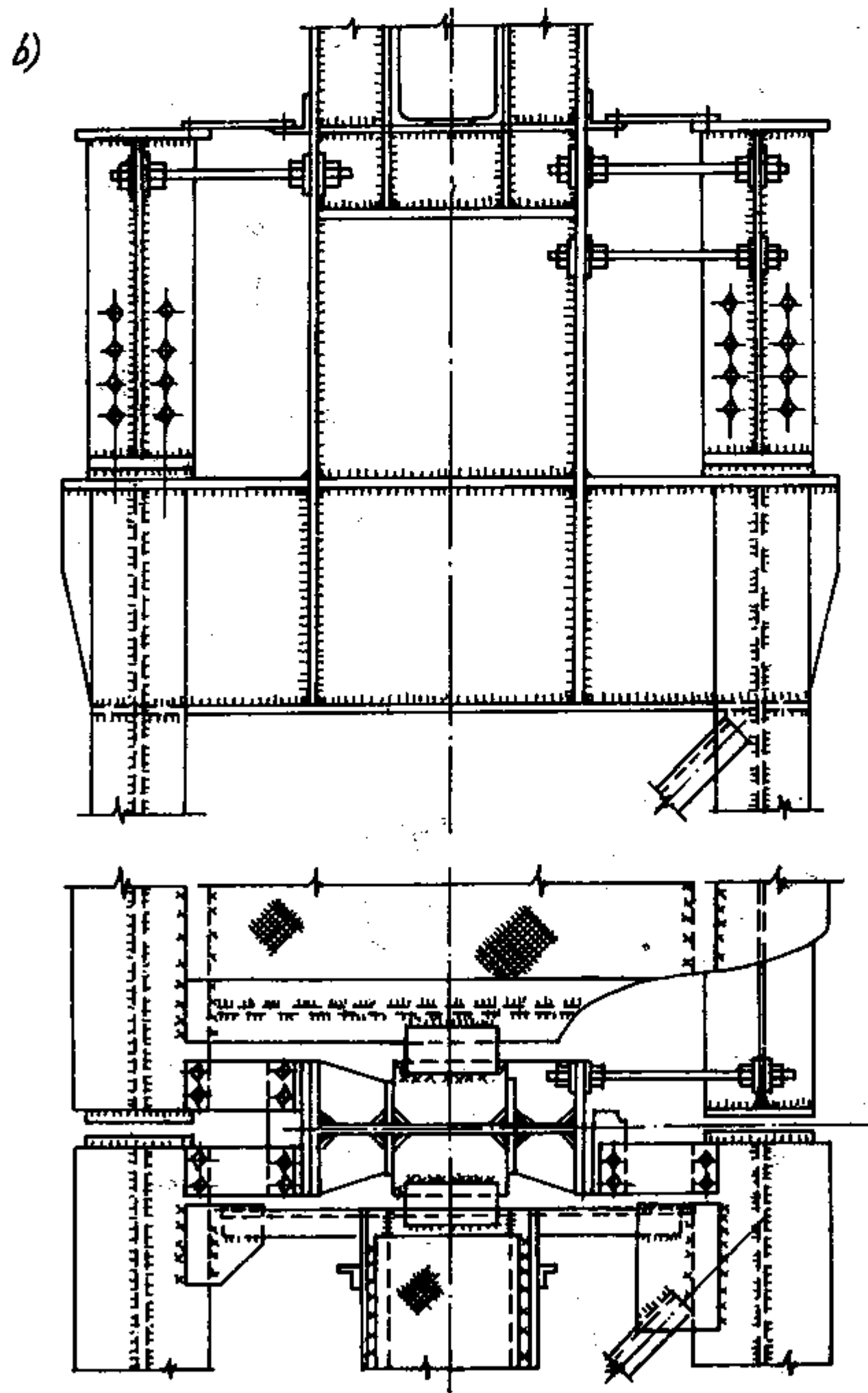
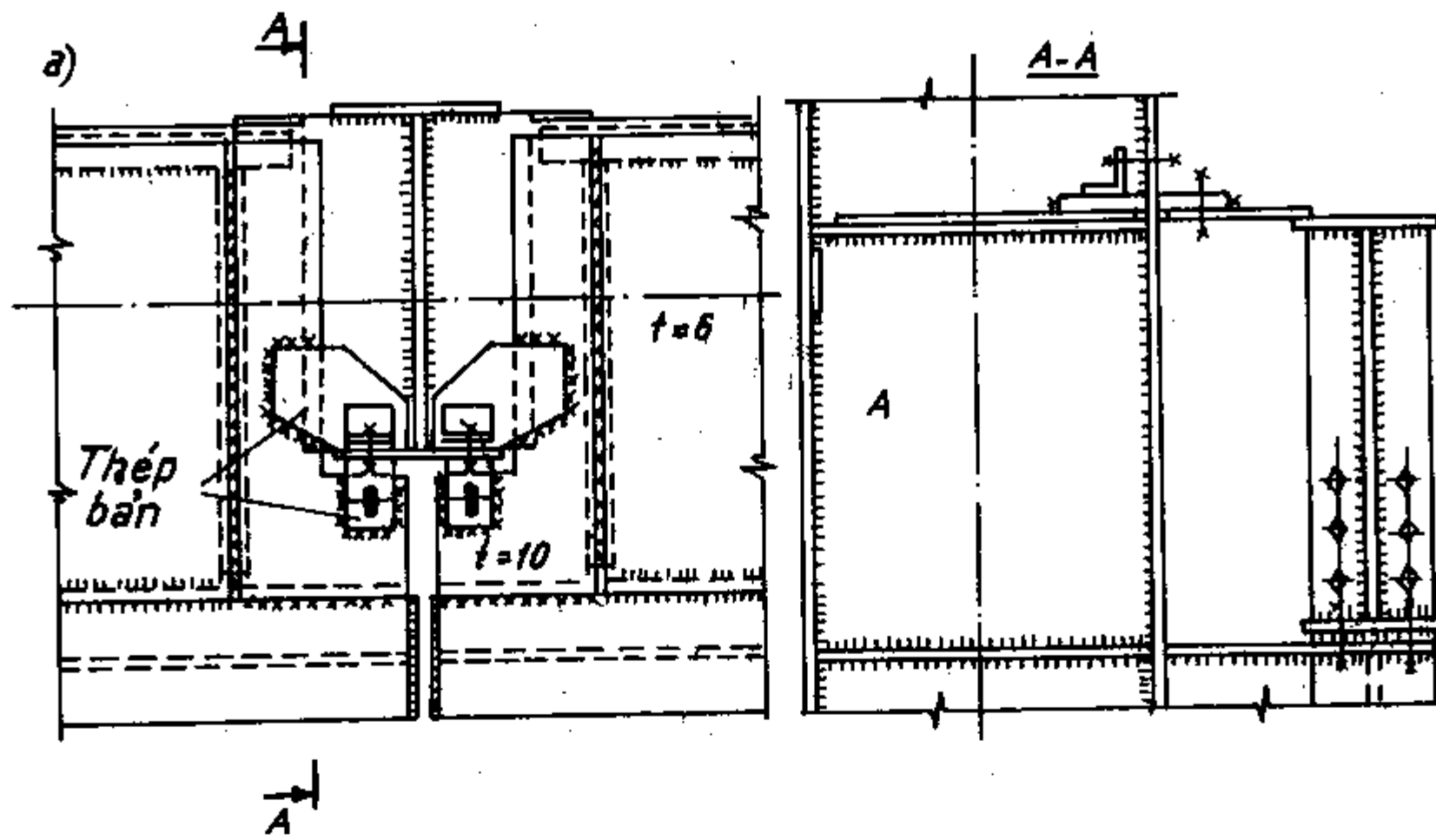
Để làm đường chạy cho bánh xe cầu trục, người ta dùng loại ray chuyên dụng (ví dụ ray ký hiệu KP theo tiêu chuẩn Nga), số hiệu của ray lấy theo sức nâng  $Q$  của cầu trục. Khi sức nâng  $Q$  đến 20 tấn, có thể dùng ray đường sắt ví dụ loại P-38 hoặc P-43. Đôi khi còn dùng ray hình vuông. Cách liên kết ray vào dầm cầu trục trình bày ở hình 1.53, liên kết cần bảo đảm sự thẳng của ray. Vì trong quá trình làm việc, ray bị dịch chuyển, do đó không nên hàn ray vào cánh dầm.

Trong nhà có chế độ làm việc rất nặng chỉ nên dùng loại ray chuyên dùng ; ray đường sắt thường hay phát sinh vết nứt ở chỗ lỗ bắt bulông liên kết ; ray hình vuông có độ cứng nhỏ hơn ray chuyên dụng, việc liên kết với cánh dầm phức tạp hơn. Để ray tiếp xúc chặt hơn vào cánh dầm, người ta còn đặt tấm đệm đàn hồi ở phía dưới ray (h.1.54). Tấm đệm làm bằng vật liệu đàn hồi, có tác dụng san phẳng và giảm bớt ứng suất tập trung do lực ở bánh xe cầu trục. Khi sức trục không lớn lắm ( $Q < 20$  t), tấm đệm làm bằng cao su, khi sức trục lớn làm bằng cao su trộn bột kim loại. Để phù hợp với sự lún đàn hồi của tấm đệm, liên kết giữa ray và dầm cầu trục dùng kiểu liên kết lò xo (h.1.54).

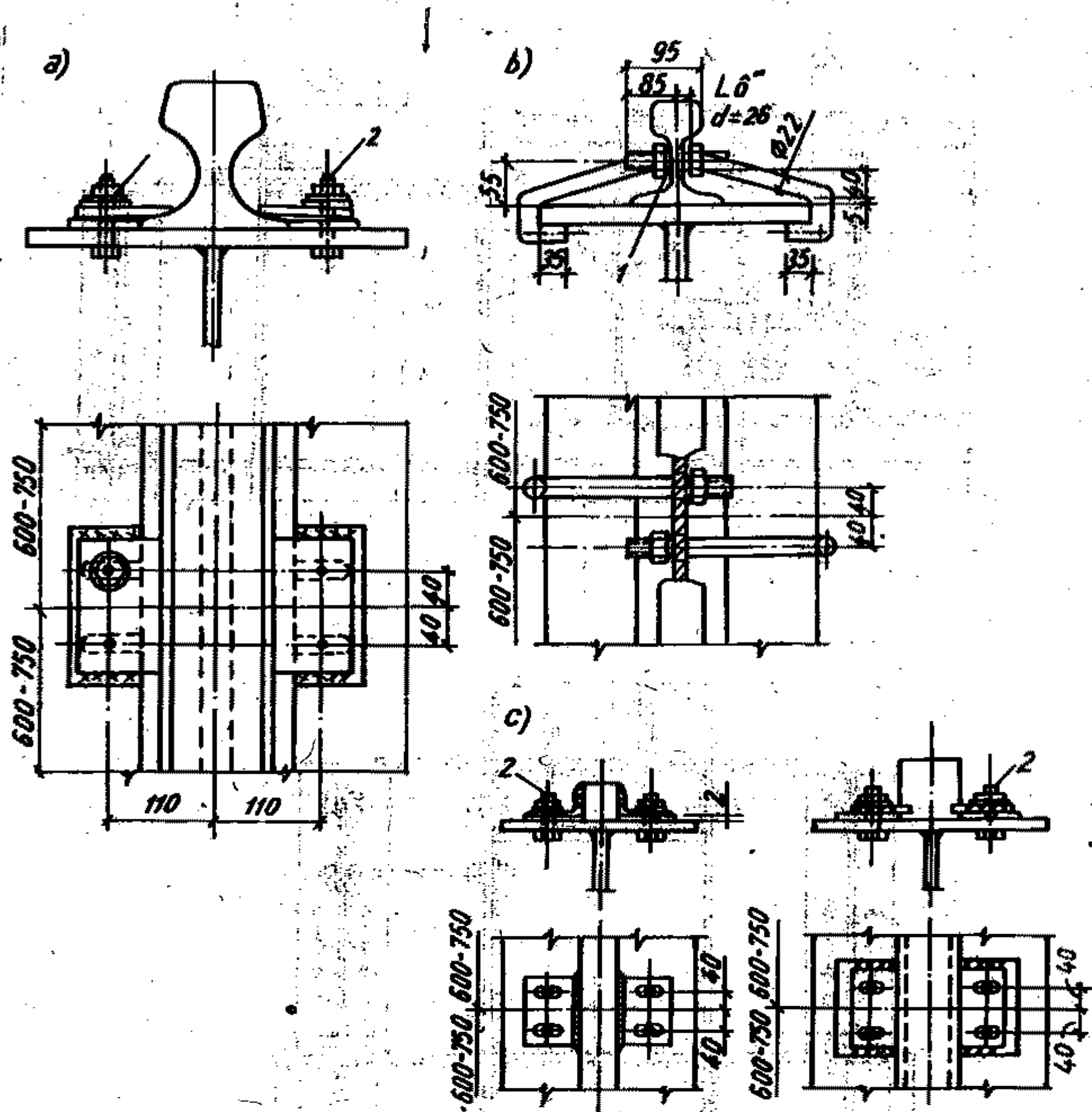
#### *c. Gối chắn cầu trục*

Gối chắn cầu trục đặt ở hai đầu cuối đường ray để giới hạn miền làm việc của cầu trục (h.1.55), bao gồm côngxon 2 gắn với bộ phận lò xo chắn và bộ phận ngắt điện tự động. Tính gối chắn như một côngxon chịu lực nằm ngang hướng dọc cầu trục sinh ra do va đập cầu trục vào gối, giá trị của lực này tính theo quy phạm "Tải trọng và tác động - TCVN 2737 - 1995".

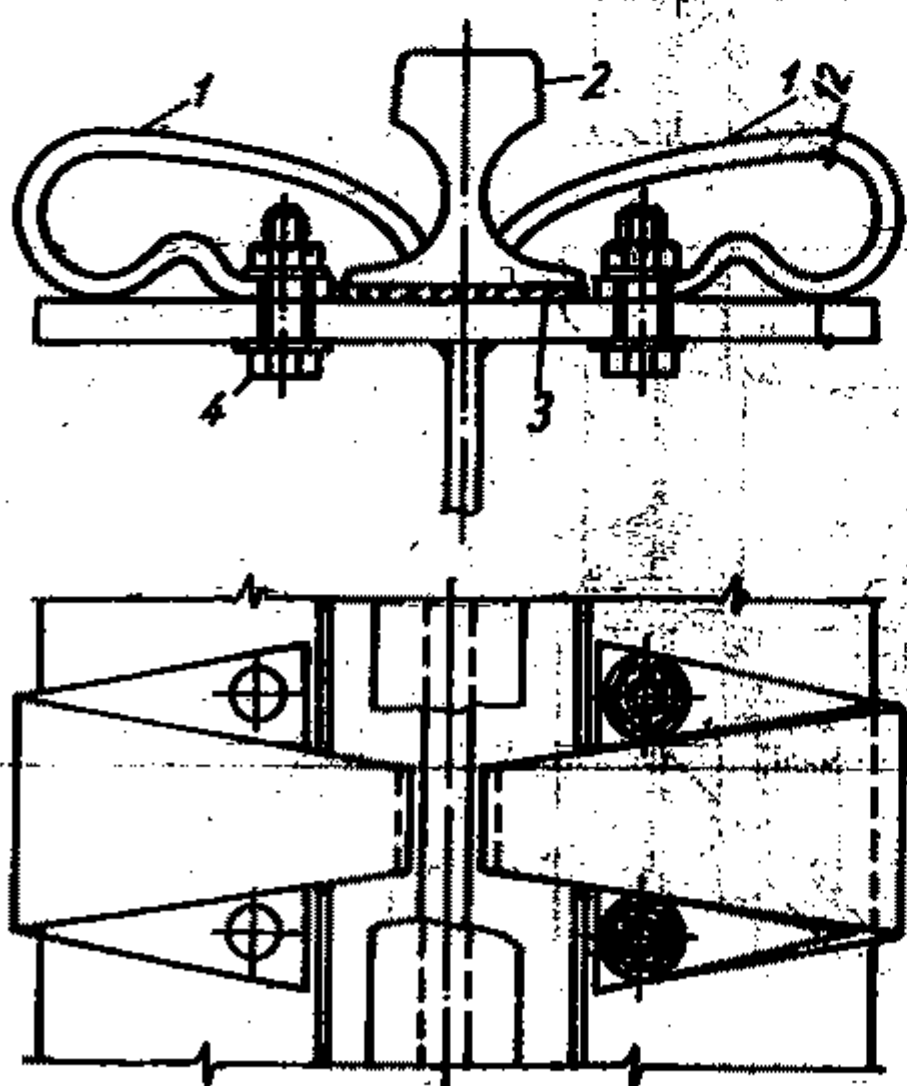




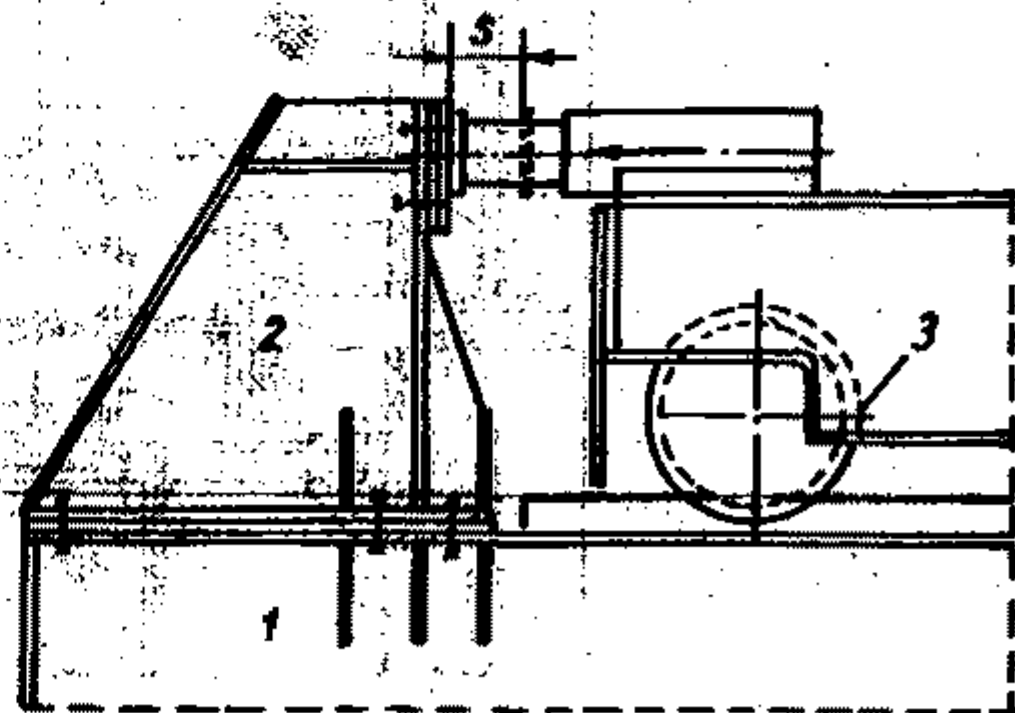
**Hình 1.52.** Chi tiết gắn dầm cầu trục vào cột  
a) dùng thép bản ; b) dùng bu lông.



**Hình 1.53. Cách liên kết ray với dầm cầu trục**  
 a) kiểu ray KP ; b) ray đường sắt ; c) ray vuông ; 1- đệm cao su ; 2- bu lông.



**Hình 1.54. Liên kết lò xo giữa ray và dầm**  
 1- lò xo ; 2- ray ; 3- tấm đệm đàn hồi ; 4- bu lông.



**Hình 1.55. Gối chân cầu trục**  
 1- dầm cầu trục ; 2- côngxon ; 3- bánh xe.

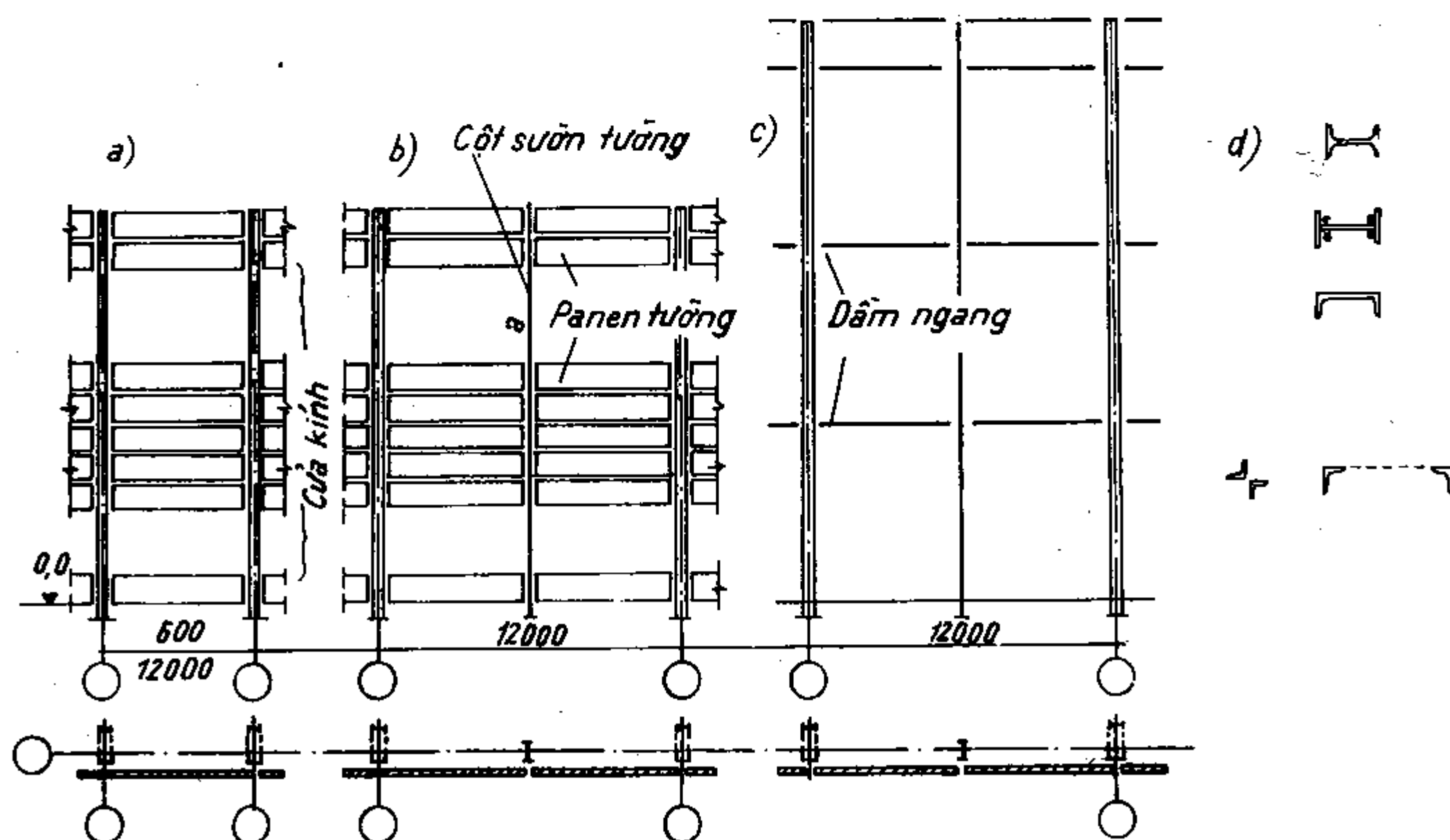
## § 1.7. HỆ SƯỜN TƯỜNG

### 1. Bố trí hệ sườn tường

Tường của nhà công nghiệp gồm tường bao ngoài nhà và tường trong nhà, ngoài nhiệm vụ bao che, phân chia khu vực cho nhà, còn có tác dụng chống ồn, cách nhiệt và chịu tải trọng gió thổi vào nhà (khi là tường bao ngoài) để truyền vào khung. Thông thường tường có thể bằng gạch xây, bằng tấm panen tường hoặc tấm tôn, phibrô ximăng (tấm có amiăng hiện nay ít dùng). Để đỡ các mảng tường này phải bố trí các hệ sườn tường, bao gồm cột, xà và các thanh giằng. Hệ sườn tường chia làm hai loại : sườn tường dọc nhà và sườn tường đầu hồi nhà.

#### a. Hệ sườn tường dọc nhà (h.1.56)

Nếu tường bằng tấm panen có độ dài bằng bước cột (6 m hoặc 12 m) thì chúng có thể hàn trực tiếp vào cột của khung như hình 1.56a. Khi bước cột  $B = 12$  m, panen tường dài 6 m thì cần bố trí một cột sườn tường ở giữa (h.1.56b) để đỡ tấm panen ; đầu trên của cột sườn tường tựa vào hệ giằng dọc nhà (ở vị trí cánh dưới của dầm).



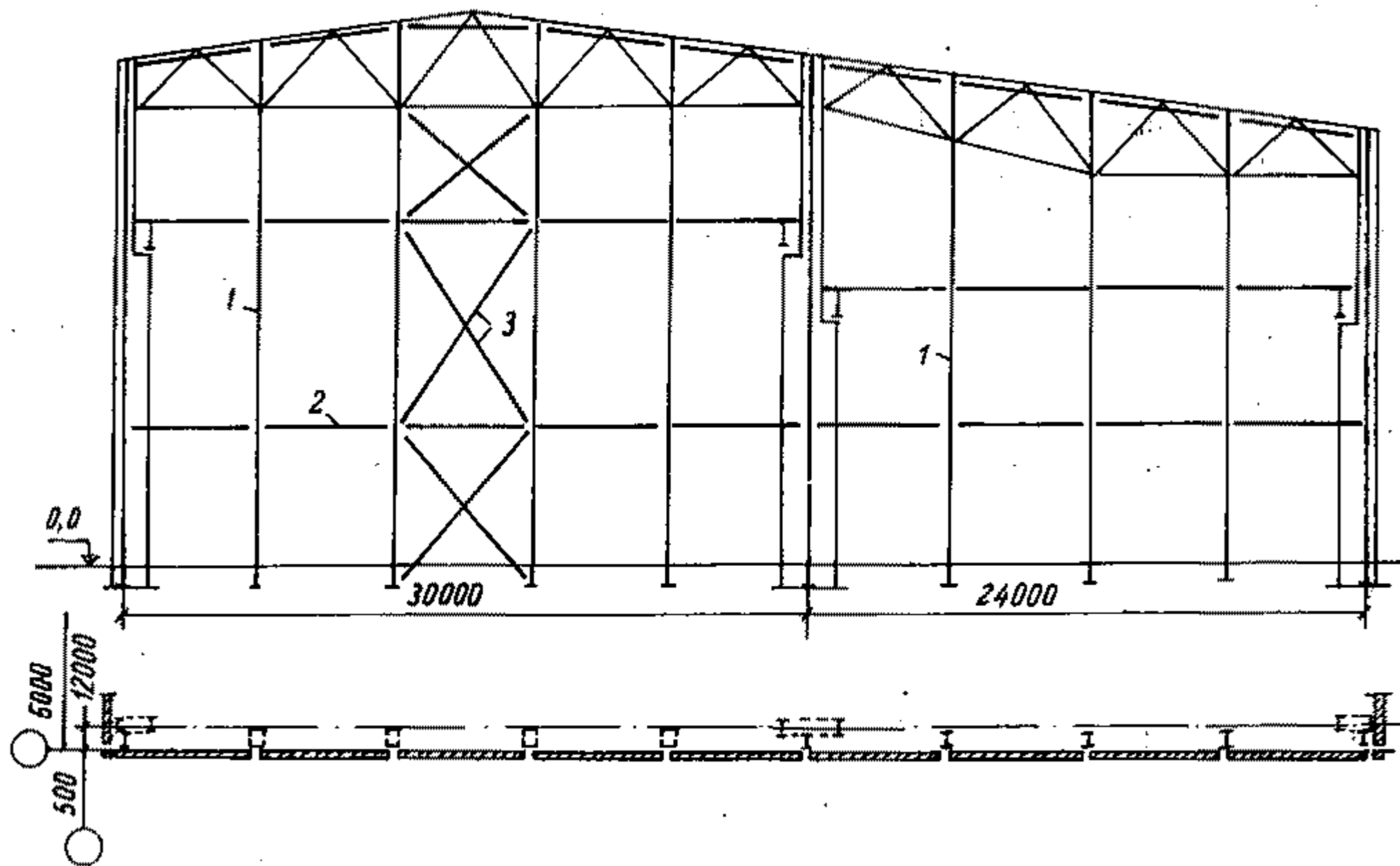
Hình 1.56. Hệ sườn tường dọc nhà

- a) panen tường liên kết trực tiếp vào cột ; b) sườn tường khi  $B = 12$  m ;  
c) cột sườn tường và dầm ngang ; d) tiết diện dầm.

Độ mảnh giới hạn của cột sườn tường bằng 150 nên trong nhà có độ cao lớn, cần phải bố trí thêm các dầm ngang (h.1.56c) để giảm chiều dài tính toán của cột. Khi là tường gạch tự mang cần đặt thêm cột và dầm sườn tường để chia nhỏ tường sao cho diện tích mỗi mảng tường không nên quá  $12 \text{ m}^2$ . Chỗ tiếp giáp giữa tường và cột phải đặt râu thép  $\phi 10$ ,  $\phi 12$  và chèn cứng bằng vữa mác cao. Khi tường là tấm phibrô ximăng hoặc tấm tôn thì bao giờ cũng có dầm ngang để treo tấm tường và chịu tải trọng gió.

### b. Hệ sườn tường đầu hồi (h.1.57)

Ở đầu hồi nhà, tường có kích thước rất lớn nên phải bố trí hệ sườn tường tường gồm cột sườn tường 1 bố trí cách nhau từ 4 đến 6 m (phụ thuộc vào kích thước tấm tường), dầm tường 2 (xà ngang) và giằng sườn tường 3. Đầu trên cột sườn tường tựa vào giằng ngang cánh dưới (dàn gió).

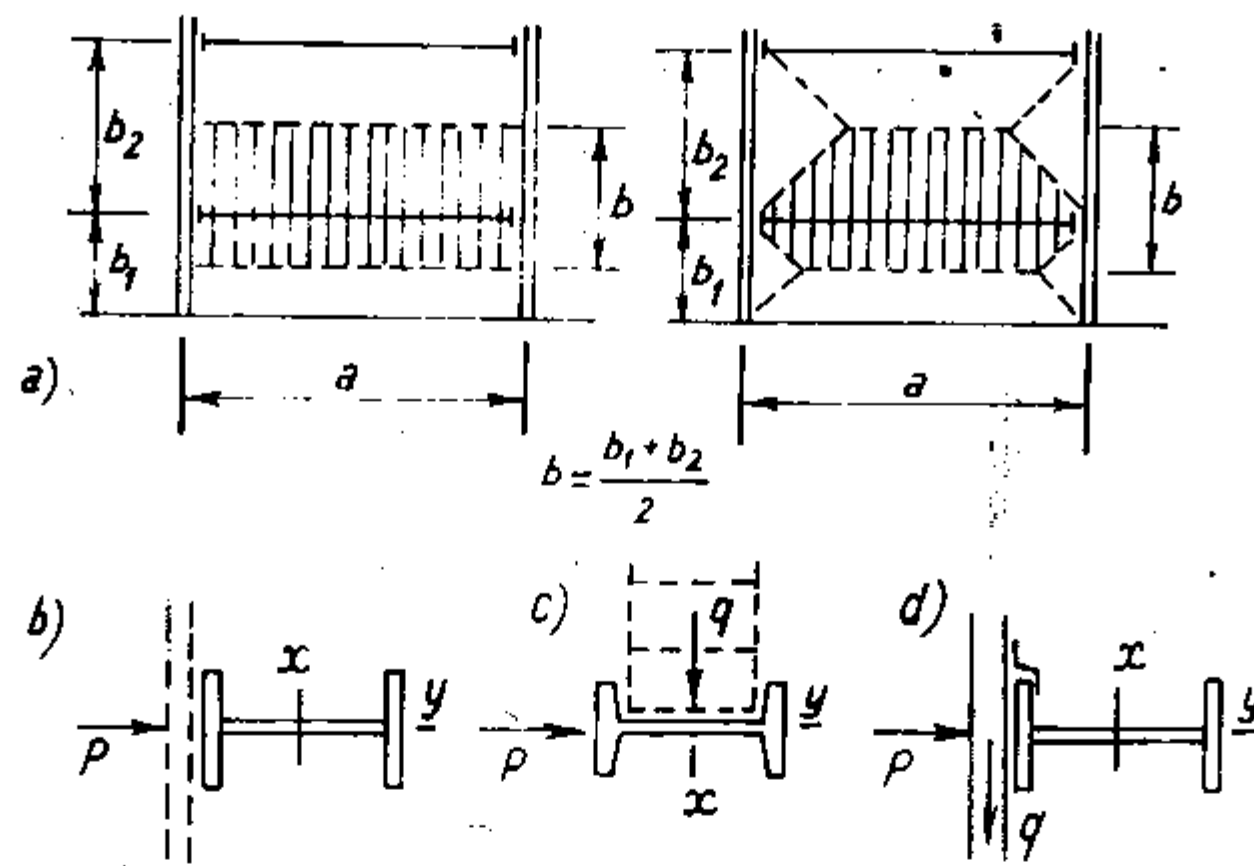


Hình 1.57. Hệ sườn tường đầu hồi nhà  
1- cột sườn tường ; 2- xà ngang ; 3- giằng sườn tường.

## 2. Cấu tạo và tính toán dầm sườn tường

Tiết diện dầm sườn tường thường là làm bằng thép định hình (chữ I, chữ [ ), hoặc tổ hợp hàn (h.1.56d) ; đôi khi là tiết diện rỗng (dàn) đặt nằm ngang để chịu tải trọng gió thổi vào tường và làm tăng độ cứng cho cột sườn tường. Dầm sườn tường được tính như dầm đơn giản chịu tác dụng của tải trọng gió và trọng lượng bản thân tường.

- Mômen uốn theo phương ngang do tải trọng gió tác dụng lên dầm sườn tường được tính như sau (h.1.58a) :



**Hình 1.58. Sơ đồ phân tải trọng gió**

a) diện chịu tải gió ; b) tải trọng tác dụng.

- Khi tường là tấm panen, tôn liên kết vào xà ngang hoặc tường gạch có tỷ lệ  $a/b \geq 2$  ( $a$  - khoảng cách các cột ;  $b$  - khoảng cách các dầm) :

$$M_{\text{gió}} = \frac{p b a^2}{8}, \quad (1.08)$$

trong đó  $p$  - áp lực gió tính toán,  $\text{daN/m}^2$  ;  
 $a, b$  - như trên hình 1.58a.

- Khi là tường gạch có tỷ lệ  $a/b < 2$ , máng tường làm việc như bản kê bốn cạnh :

$$M_{\text{gió}} = \frac{p b a^2}{8} \left( 1 - \frac{b^2}{3a^2} \right) = \frac{p b a^2}{\alpha}, \quad (1.109)$$

trong đó  $\alpha$  - hệ số lấy theo bảng 1.5, phụ thuộc tỷ lệ  $b/a$  ; nếu khoảng cách các dầm ( $b_1$  và  $b_2$ ) không bằng nhau thì  $b = (b_1 + b_2)/2$ .

**Bảng 1.5. Giá trị hệ số  $\alpha$**

|          |       |       |       |       |         |          |       |
|----------|-------|-------|-------|-------|---------|----------|-------|
| $b/a$    | 1 : 5 | 1 : 4 | 1 : 3 | 1 : 2 | 1 : 1,5 | 1 : 1,25 | 1 : 1 |
| $\alpha$ | 8,11  | 8,17  | 8,31  | 8,73  | 9,39    | 10,17    | 12    |

• **Mômen uốn theo phương đứng  $M_y$**  do trọng lượng bản thân tường gây ra ; khi tải trọng tường nhỏ (tường bằng tấm tôn) thì có thể bỏ qua và kiểm tra tiết diện dầm sườn tường chịu uốn do  $M_{\text{gió}}$  (h.1.58b) :

$$\sigma = \frac{M_{\text{gió}}}{W_x} \leq R_y, \quad (1.110)$$

trong đó  $W_x$  - mômen chống uốn của tiết diện dầm với trục  $x - x$ .

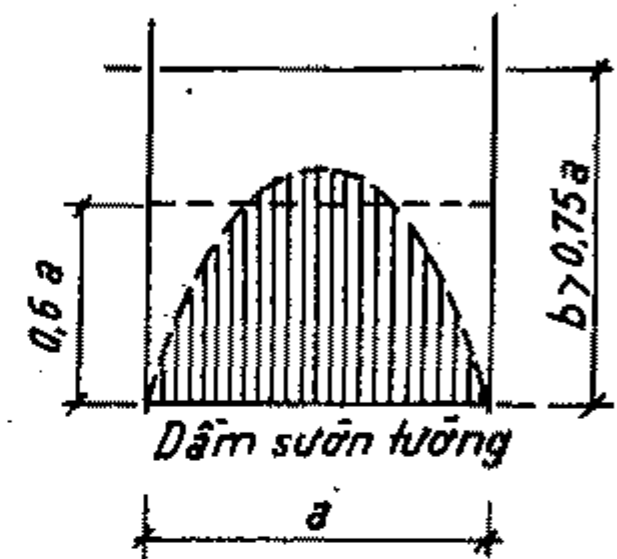
- Khi là tường xây gạch (h.1.59), tải trọng  $q$  gây uốn được lấy như sau : nếu chiều cao  $b$  của khối xây nhỏ hơn  $0,75a$  ( $a$  - nhịp dầm) thì tải trọng lấy bằng toàn bộ trọng lượng của khối xây nằm ở trên dầm, nếu  $b \geq 0,75a$  thì tải trọng  $q$  lấy bằng trọng lượng của khối xây có chiều cao bằng  $0,6a$  (do tác dụng của hiệu ứng vòm). Kiểm tra dầm theo công thức uốn xiên :

$$\sigma = \frac{M_{g\acute{o}}}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \gamma R, \quad (1.111)$$

trong đó  $W_x, W_y$  - mômen chống uốn của tiết diện lấy với trục  $x$  và trục  $y$  (h.1.58c) ;

$M_y$  - mômen uốn do trọng lượng tường,  $M_y = qa^2/8$ .

- Khi tường bằng các tấm panen hàn vào cánh dầm, trọng lượng bản thân tấm tường ngoài việc gây ra mômen uốn  $M_y$  còn gây ra mômen xoắn cho tiết diện - hình 1.58d (vì tải trọng không đặt ở tâm uốn). Việc tính toán chính xác là tương đối phức tạp nên trong thiết kế dùng cách tính gần đúng như sau : coi mômen uốn gây ra bởi tải trọng gió  $M_{g\acute{o}}$  do toàn bộ tiết diện chịu, mômen uốn gây ra bởi trọng lượng bản thân tấm tường do một cánh dầm chịu. Mô tả sự gần đúng này được thể hiện trên hình 1.60.



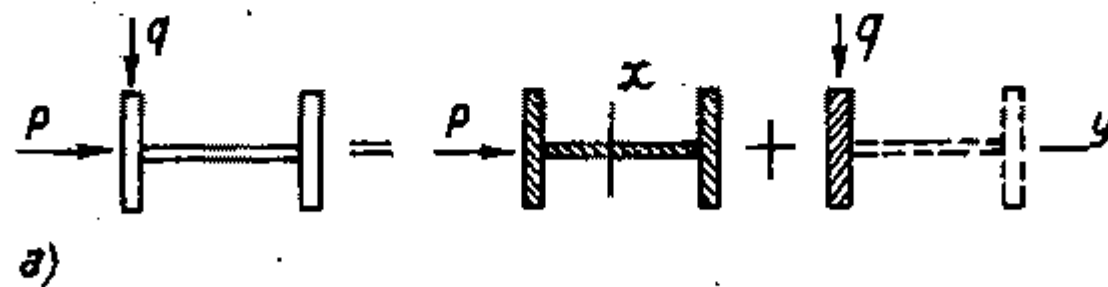
Hình 1.59. Sơ đồ tính dầm sườn tường

Kiểm tra dầm theo công thức :

$$\sigma = \frac{M_{g\acute{o}}}{W_x} + \frac{M_y}{W_y^{cánh}} \leq \gamma R, \quad (1.112)$$

trong đó  $W_x$  - mômen chống uốn của tiết diện dầm với trục  $x - x$  ;

$W_y^{cánh}$  - mômen chống uốn của tiết diện cánh dầm với trục  $y - y$ .



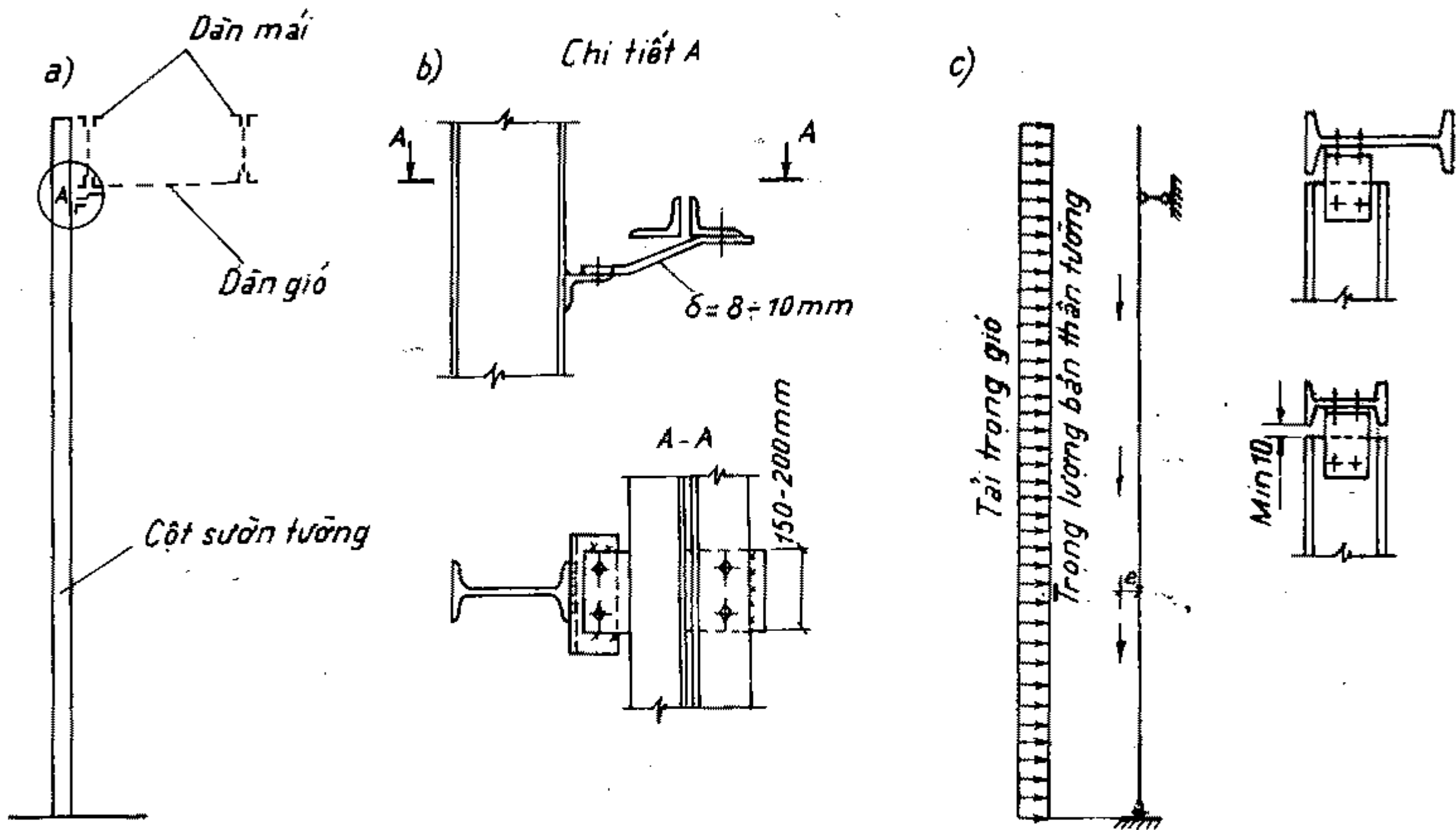
Hình 1.60. Sơ đồ tính gần đúng tiết diện chịu xoắn

### 3. Cấu tạo và tính toán cột sườn tường

Tiết diện cột (chữ I hoặc chữ [ ) có thể đặc hoặc rỗng. Khi cột có chiều cao lớn, ở giữa cột cần bố trí thêm dàn gió phụ làm gối trung gian cho cột. Để không cản trở độ võng của mái, liên kết giữa cột và dàn gió dùng kiểu khớp dạng bán, gồm một bản thép dày 8 - 10 mm, rộng 150 - 200 mm đặt như hình 1.61b. Bản thép truyền được phản lực lên dàn gió nhưng dễ dàng uốn cong theo

phương đứng. Liên kết giữa dầm tường và cột thực hiện một cách đơn giản bằng cách bắt bulông như hình 1.61c.

Do cột sườn tường có độ mảnh lớn nên thường lấy sơ đồ tính cột là khớp với móng, các chỗ có dầm gió là gối cố định. Ví dụ cột sườn tường có một điểm tựa vào dầm gió sẽ có sơ đồ tính như hình 1.61c. Tải trọng tác dụng lên cột sườn tường gồm tải trọng gió (theo phương ngang) và trọng lượng bản thân tường (theo phương đứng) ; trọng lượng tường có thể đặt đúng hoặc lệch so với trọng tâm tiết diện cột, tùy theo cách cấu tạo liên kết. Kiểm tra tiết diện cột theo công thức cấu kiện chịu nén lệch tâm.



**Hình 1.61. Sơ đồ tính cột sườn tường**  
 a) sơ đồ cấu tạo ; b) khớp dạng bán; c) sơ đồ tính toán.

## **KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN**

---

### **§ 2.1. PHẠM VI SỬ DỤNG VÀ CÁC ĐẶC ĐIỂM CỦA KẾT CẤU NHÀ NHỊP LỚN**

Nhà nhịp lớn là nhà có khoảng cách cột theo phương ngang lớn (thường lớn hơn 40 m) nhằm mục đích hạn chế số lượng cột bên trong nhà. Kết cấu mái nhà nhịp lớn được dùng trong các công trình dân dụng và công nghiệp. Công trình dân dụng như rạp hát, nhà triển lãm, sân vận động, nhà ga, chợ ... có nhịp lớn là do yêu cầu sử dụng và yêu cầu kiến trúc. Nhà có công dụng đặc biệt như gara ô tô, hănga máy bay ... yêu cầu không có cột để xe, máy ra vào được dễ dàng. Các công trình công nghiệp như xưởng đóng tàu, xưởng lắp ráp máy bay có thành phần rất to và công kênh nên yêu cầu nhịp rất lớn.

So với các công trình bình thường, nhà nhịp lớn có những đặc điểm khác biệt sau :

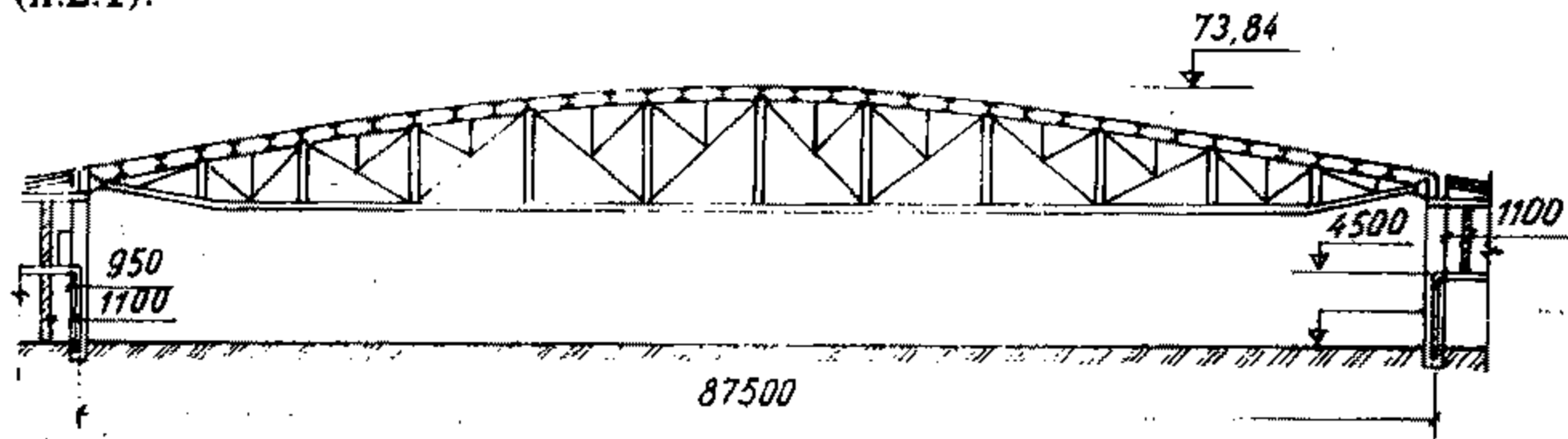
- Công trình nhịp lớn không phải là những công trình xây dựng hàng loạt, mà là công trình đơn chiếc, yêu cầu về kiến trúc rất cao để phù hợp với tính năng của công trình đó. Kết cấu của công trình mang tính chất hoàn toàn riêng biệt, rất khó tiêu chuẩn hóa và định hình hóa.

- Kích thước của công trình nhà nhịp lớn thay đổi trong phạm vi rất rộng. Ví dụ : nhịp của nhà công nghiệp thay đổi từ 50 đến 100m ; xưởng lắp ráp máy bay có nhịp 100 - 120m, chiều cao 8 - 10m ; xưởng đóng tàu có nhịp 20-60m nhưng chiều cao 30 - 40m. Do đó rất khó có môđun xác định cho kết cấu nhịp lớn, trong thiết kế nên tận dụng để tiêu chuẩn hóa các bộ phận kết cấu riêng biệt (như tấm mái, xà gỗ, cửa ...).

- Kết cấu nhịp lớn chủ yếu chịu tải trọng do trọng lượng bản thân và của tấm lợp. Việc giảm trọng lượng của kết cấu là nhiệm vụ chính của người thiết kế. Để giảm trọng lượng bản thân, người ta sử dụng vật liệu thép cường độ cao hay hợp kim nhôm, dùng vật liệu lợp mái nhẹ như tấm bằng tôn mỏng hay chất dẻo, vải bạt ... Trọng lượng bản thân của kết cấu sẽ giảm đi đáng kể khi dùng kết cấu ứng suất trước, hệ không gian hoặc dùng hệ mái dây.

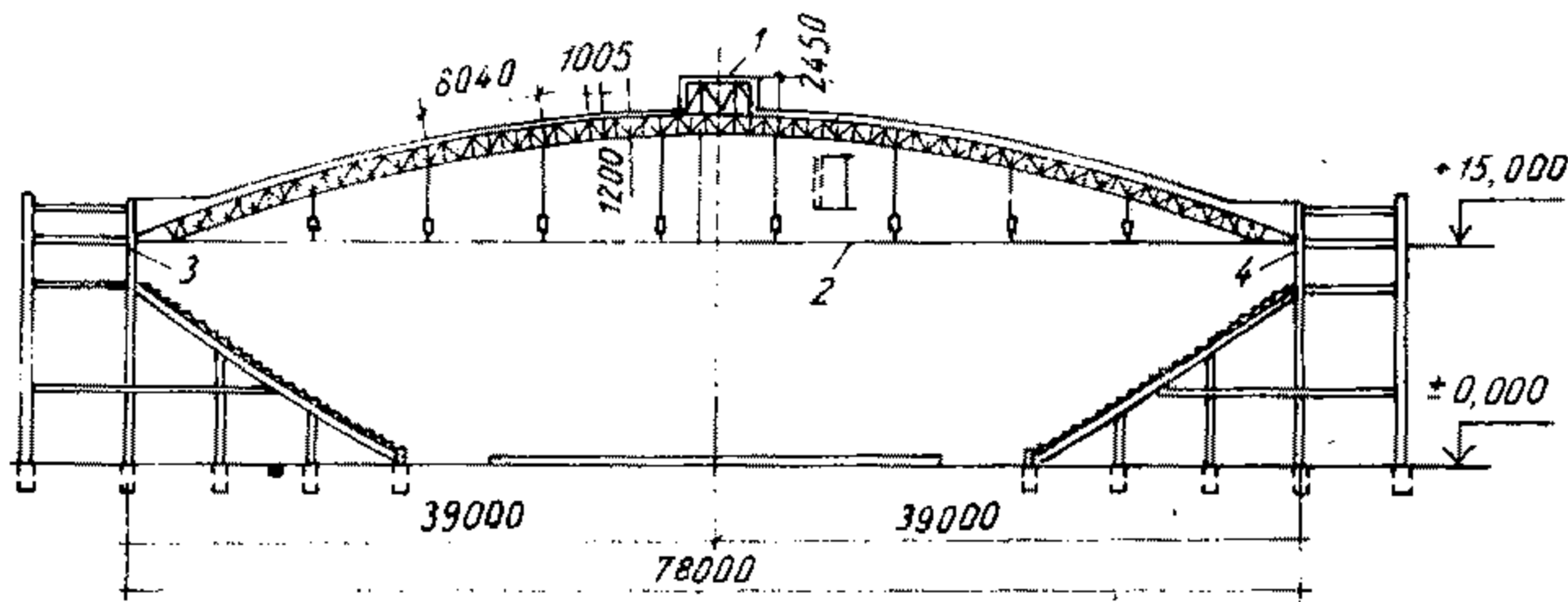


Kết cấu chịu lực của nhà nhịp lớn có thể là hệ dầm, khung, vòm, cupôn, mái hệ thanh, hệ treo. Kết cấu kiểu dầm, khung phù hợp với mặt bằng hình chữ nhật (h.2.1).



**Hình 2.1.** Mặt cắt ngang của hàng dầm kết cấu kiểu dầm

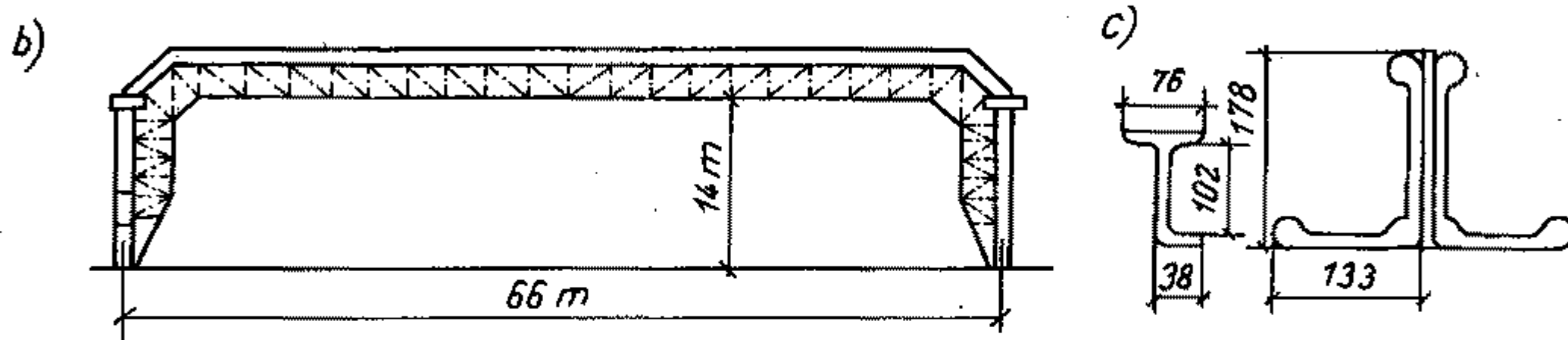
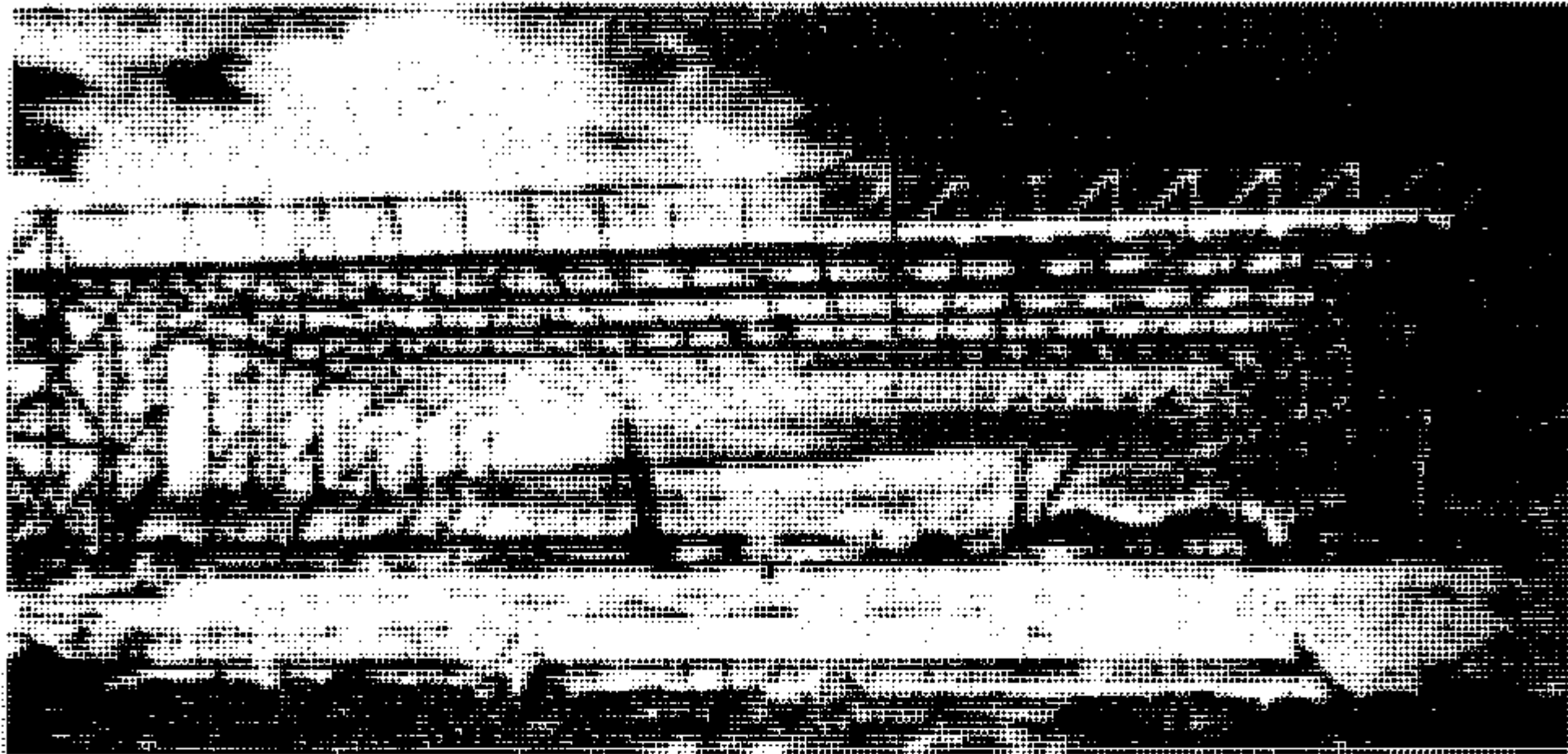
Hệ vòm (h.2.2) có hình dáng kiến trúc đẹp hơn và tiết kiệm vật liệu hơn khi vượt nhịp lớn hơn 80 m. Một trong những dạng kết cấu tiết kiệm vật liệu là mái hệ thanh không gian (h.2.23), chúng bao gồm các dàn phẳng đan chéo nhau. Với nhà có mặt bằng hình tròn hay đa giác như rạp xiếc, nhà triển lãm thì hợp lý hơn cả là dùng mái cupôn (h.2.29). Khi nhịp rất lớn, sử dụng kết cấu dây sẽ đưa lại hiệu quả cao. Bộ phận cơ bản của mái dây là dây cáp làm từ vật liệu có cường độ cao, đơn giản trong chế tạo và lắp ráp (h.2.35).



**Hình 2.2.** Kết cấu vòm

1- cửa mái ; 2- thanh căng ; 3- gối cố định ; 4- gối di động.

Hình 2.3 giới thiệu sơ đồ khung của hănga máy bay (ở Anh) có nhịp 66 m, chiều cao 14 m, khung hai khớp tiết diện bằng hợp kim nhôm dẹt, bước khung 9,5 m.



**Hình 2.3. Hănga máy bay**

a) hình dáng chung ; b) sơ đồ khung ; c) tiết diện

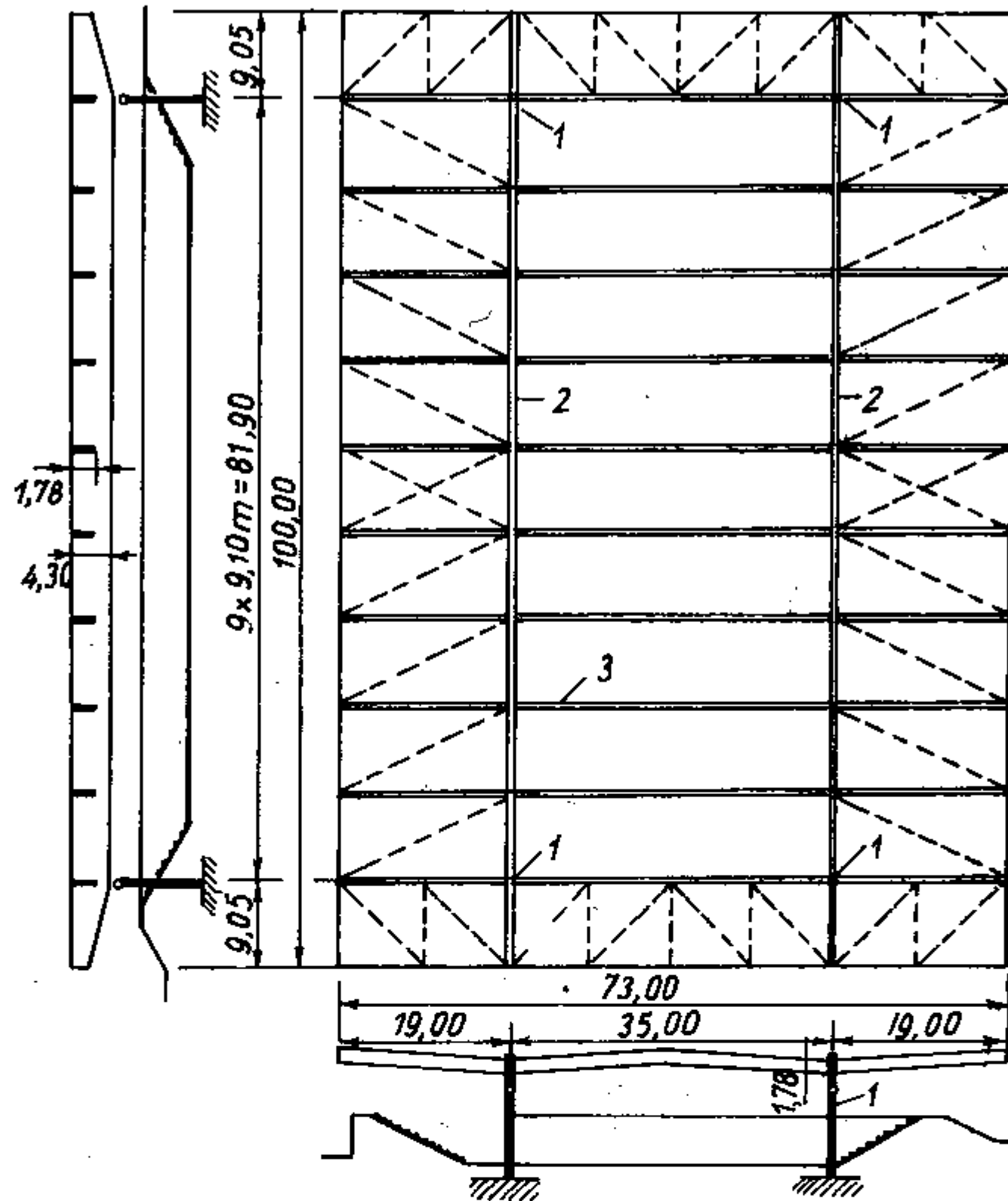
## § 2.2. NHÀ NHỊP LỚN VỚI KẾT CẤU PHẪNG CHỊU LỰC

### 1. Kết cấu kiểu dầm dàn

Kết cấu mái nhà nhịp lớn kiểu dầm, dàn bao gồm kết cấu chính đặt theo phương ngang nhà là dầm (hoặc dàn) kê lên cột (bê tông, thép) hay các gối tựa đơn giản không chịu được lực xô ngang như tường gạch đá. Kết cấu kiểu dầm dàn được dùng cho công trình công cộng như rạp hát, nhà văn hóa, công trình thể thao ... có mặt bằng hình chữ nhật. Nhịp của kết cấu kiểu dầm dàn thường là 40 - 90 m ; thông thường người ta dùng kết cấu dàn.

Trong nhà nhịp lớn, kết cấu kiểu dầm được sử dụng tương đối ít, nhịp của chúng trong khoảng 35 - 40 m, có ưu điểm là : sản xuất đơn giản ; dễ bảo dưỡng (sơn) ; trong một số công trình, việc để lộ kết cấu dầm làm tăng thêm

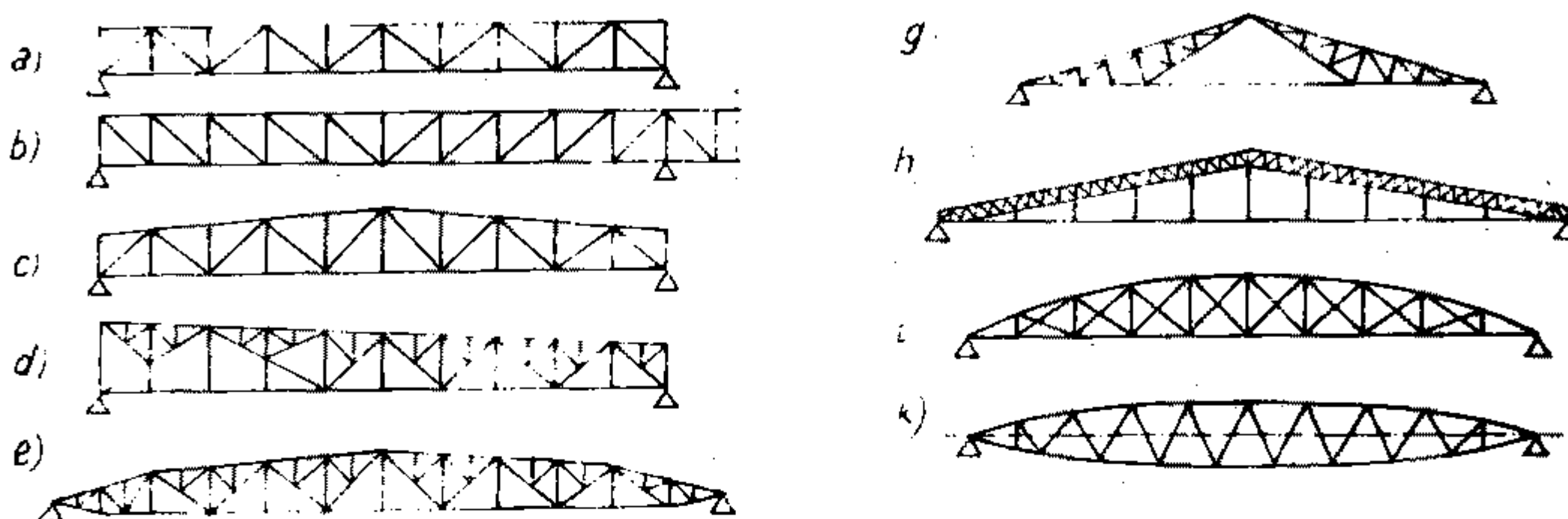
vẽ đẹp cho nhà. Trên hình 2.4 giới thiệu sơ đồ kết cấu dầm của mái sân trượt băng ở châu Âu xây dựng vào năm 1969 : mặt bằng nhà 100 x 73 m, toàn bộ mái kê lên bốn cột cao 12 m ; dầm chính 2 có tiết diện hình hộp cao 4300 mm, rộng 700 mm đặt theo phương dọc nhà theo sơ đồ côngxon, theo phương ngang nhà là các dầm phụ 3.



**Hình 2.4. Mái sân vận động dùng kết cấu dầm**  
1- cột ; 2- dầm chính tiết diện hộp ; 3- dầm phụ.

Theo sơ đồ kết cấu, dàn có thể là kết cấu tĩnh định hoặc siêu tĩnh. Hình dáng của dàn có thể là dàn cánh song song, hình thang, đa giác, tam giác hoặc hình cung. Việc lựa chọn hình dáng dàn phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng, yêu cầu kiến trúc cũng như các yêu cầu khác (như kiểu mái, yêu cầu thông gió chiếu sáng ...). Một vài kiểu dáng dàn và sơ đồ thanh bụng được giới thiệu trên hình 2.5. Dàn cánh song song (h.2.5a) dùng cho nhà có mái với độ dốc nhỏ, dàn có thể là dàn đơn giản hoặc dàn liên tục (h.2.5b), nhịp đến 60 m. Nhờ có cấu tạo các nút dàn giống nhau, chiều dài các thanh bụng bằng nhau nên đơn giản cho việc chế tạo, do đó chúng được sử dụng tương đối rộng rãi. Dàn hình thang (h.2.5c,d) dùng cho nhà có mái dốc không lớn lắm (1/12 - 1/15). Dàn đa giác (h.2.5e) có thanh cánh trên gãy khúc sẽ tiết kiệm vật liệu nhưng chế tạo phức tạp, thường dùng cho nhà một nhịp có nhịp 60 - 90 m. Dàn tam giác dùng cho mái có độ dốc lớn (1/5 - 1/7) có thể cấu tạo từ hai nửa dàn, liên kết với nhau bằng thanh căng (h. 2.5g), như thế chiều cao chuyên chở sẽ giảm đi. Dàn kiểu này dùng khi

nhịp nhà 40 - 50 m. Dàn tam giác cấu tạo từ hai dàn cách song song có thanh căng và thanh đứng (h.2.5h), được dùng khi nhịp đến 90 m và tải trọng nhẹ. Dàn hình cung (h.2.5i) được dùng khi nhịp 60 - 100 m. Nếu đường cong của thanh cánh trên có dạng parabol thì khi chịu tải trọng phân bố đều, nội lực ở các thanh cánh sẽ không đổi, còn nội lực trong thanh bụng nhỏ không đáng kể. Dàn hình cung có dạng hai parabol (h.2.5k) cho tiết diện thanh cánh trên và dưới bằng nhau, độ ổn định của dàn tăng hơn do trọng tâm dàn hạ thấp.

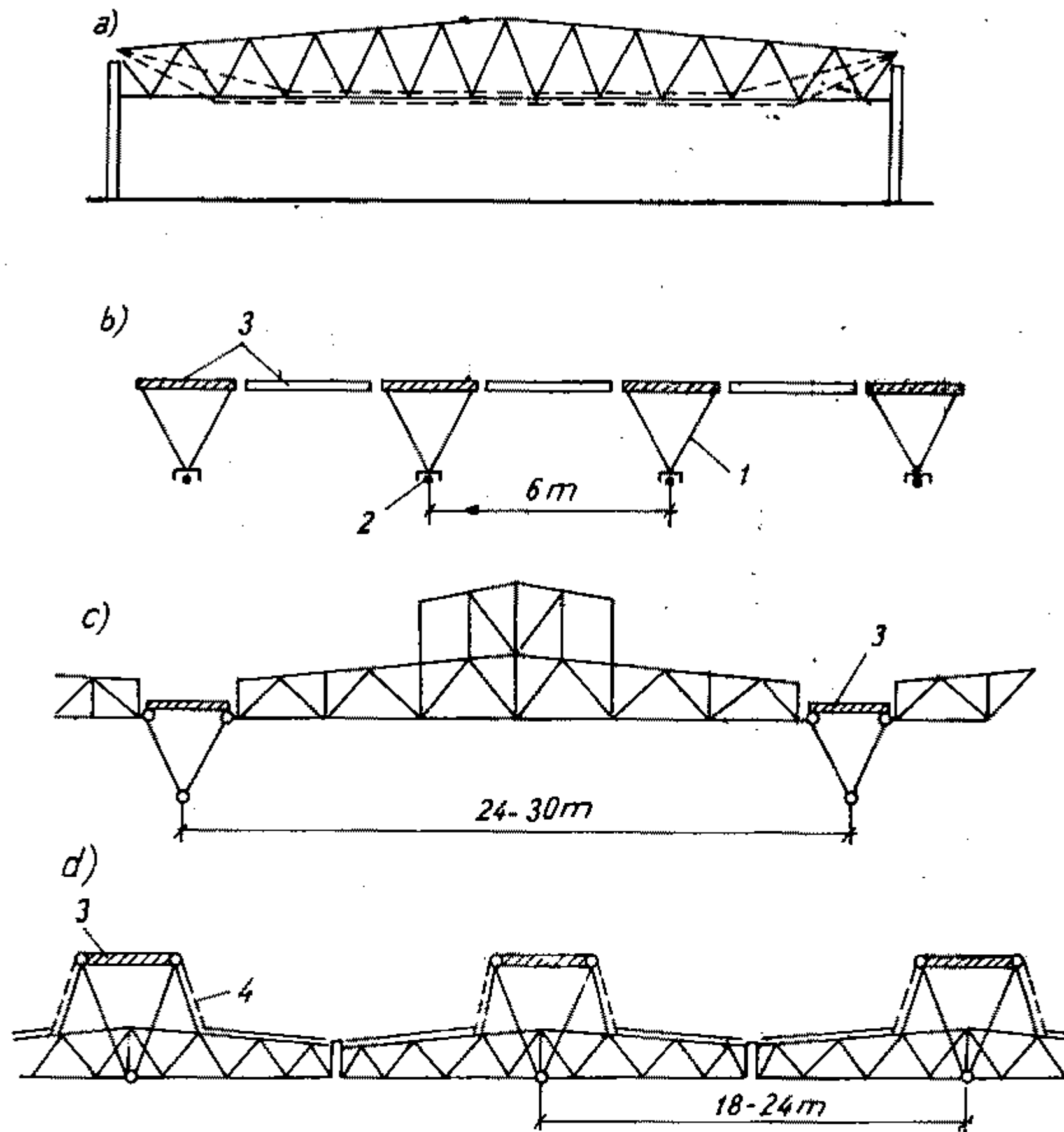


Hình 2.5. Sơ đồ dàn mái

Sơ đồ thanh bụng có nhiều dạng khác nhau. Việc lựa chọn chúng phụ thuộc vào hình dáng dàn, vào tải trọng tác dụng và phụ thuộc vào các kết cấu khác liên kết vào dàn. Hệ thanh bụng được chọn sao cho trọng lượng của dàn và công chế tạo là ít nhất. Hay dùng hơn cả là hệ thanh bụng tam giác có bổ sung thanh đứng, thanh xiên đầu dàn có thể đi lên hoặc đi xuống (h. 2.5a,c) mà phổ biến là có dạng đi lên. Hệ thanh bụng xiên (h.2.5b) có các thanh xiên (dài hơn) chịu kéo và các thanh đứng (ngắn hơn) chịu nén. Góc nghiêng của thanh bụng với thanh cánh trong hệ thanh bụng tam giác khoảng  $45^\circ$ , trong hệ thanh bụng xiên khoảng  $35^\circ$ . Do đó khi nhịp lớn, chiều cao dàn tương đối lớn. Để giảm chiều dài tính toán trong mặt phẳng dàn của các thanh xiên và thanh cánh trên, người ta thường bố trí thêm hệ thanh chống phụ (h.2.5d,e), việc này làm tăng công chế tạo nhưng sẽ giảm trọng lượng dàn. Trong dàn hình cung, nội lực của các thanh bụng không lớn, việc dùng hệ thanh bụng chéo nhau (làm việc chịu kéo) sẽ tiết kiệm vật liệu hơn so với dùng hệ thanh bụng tam giác.

Trên mặt bằng nhà, kết cấu dầm dàn được bố trí theo sơ đồ phổ thông hoặc phức tạp. Theo sơ đồ phổ thông, dàn được kê lên cột (bước dàn lớn nhất là 12 m), trên dàn là xà gỗ và tấm lợp hoặc panen mái. Sơ đồ phổ thông dùng cho nhà có nhịp trung bình, có cấu tạo đơn giản nhưng yêu cầu phải bố trí hệ giằng đứng và giằng ngang để bảo đảm ổn định cho hệ mái. Theo sơ đồ phức tạp, dàn chính (có nhịp 70 - 80 m) đặt theo phương ngang nhà với bước dàn 18 - 36 m, giữa hai dàn chính là các dàn trung gian đặt theo phương dọc nhà. Hình 2.6 giới thiệu

một phương án bố trí kết cấu theo sơ đồ phức tạp. Dàn chính là dàn ứng suất trước có mặt cắt hình tam giác gồm hai dàn đặt nghiêng, mặt trên là tấm mái bê tông cốt thép (h.2.6b). Giữa các dàn chính, tùy theo yêu cầu sản xuất và bước dàn mà có các phương án dàn trung gian như hình 2.6c hay hình 2.6d.



**Hình 2.6. Mái dùm dàn ứng suất trước ba mặt**

a) mặt cắt ngang ; b,c,d) các phương án mặt cắt dọc ;

1- dàn ba mặt ; 2- dây căng ; 3- tấm mái bê tông ; 4- cửa kính.

Chiều cao giữa dàn được lấy như sau : dàn cánh song song  $1/8 - 1/14$  nhịp ; dàn hình thang  $1/8 - 1/12$  nhịp ; dàn tam giác  $1/6 - 1/9$  nhịp ; dàn tam giác gồm hai dàn cánh song song và thanh căng  $1/6 - 1/10$  nhịp và chiều cao dàn cánh song song  $1/12 - 1/20$  nhịp. Chiều cao dàn liên tục lấy giảm đi 15 - 20% so với tỷ lệ trên.

Với dàn nhịp lớn, cần phải tính độ võng của dàn do tĩnh tải và hoạt tải tiêu chuẩn gây ra. Độ võng cho phép là  $1/250$  nhịp. Trong nhiều trường hợp, để giảm độ võng của dàn, người ta cấu tạo độ võng xây dựng cho dàn. Độ võng xây dựng lấy bằng tổng độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn và do một nửa hoạt tải tiêu chuẩn gây ra. Khi đã cấu tạo độ võng xây dựng thì không cần kiểm tra độ võng của dàn.

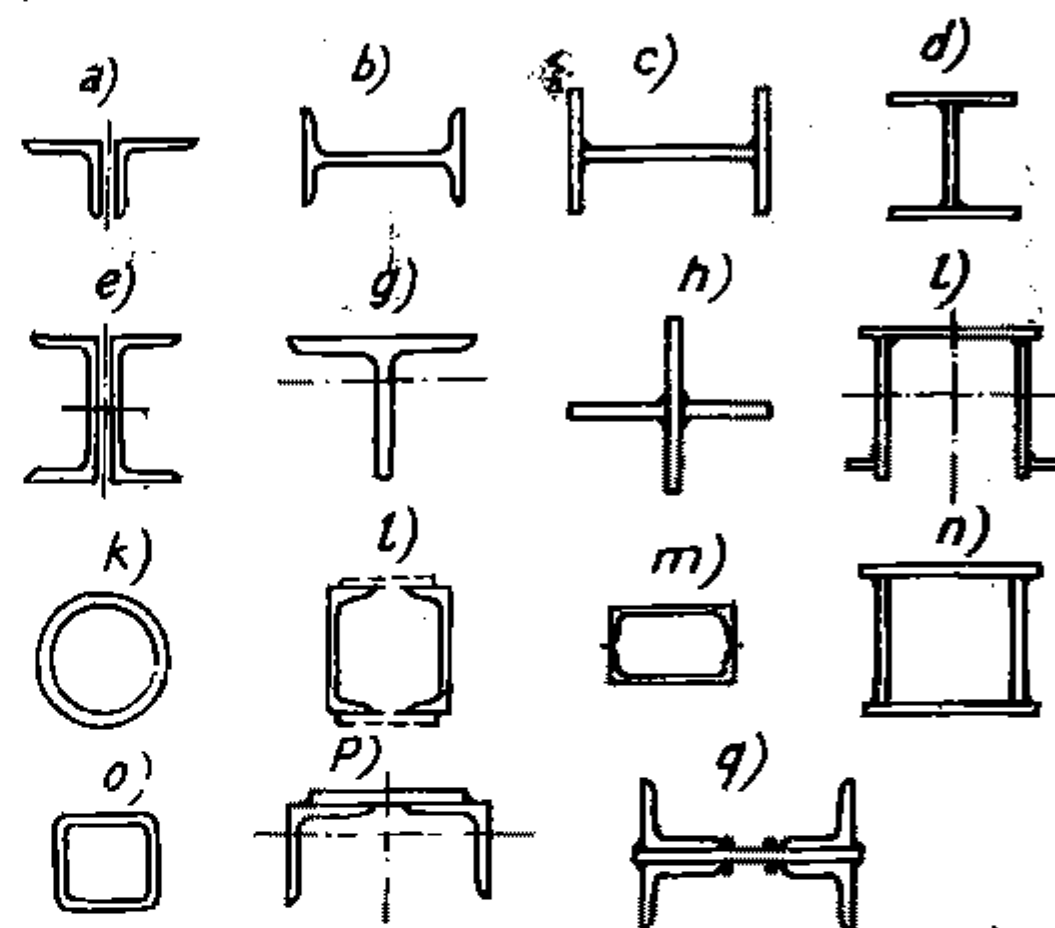
Tiết diện các thanh dàn được chọn sao cho số lượng các thanh trong dàn là ít nhất, dễ cấu tạo nút và dễ liên kết với kết cấu khác. Khi chọn tiết diện thanh cánh của dàn, cần lưu ý những điểm sau :

- Chiều cao tiết diện thanh dàn không vượt quá  $1/8 - 1/10$  chiều dài thanh để giảm ứng suất phụ do độ cứng của nút.

- Khi nội lực thanh cánh thay đổi nhiều thì cần thay đổi tiết diện thanh, cố gắng để chỗ thay đổi tiết diện là chỗ khuếch đại dàn.

- Độ lệch tâm khi thay đổi tiết diện không vượt quá 1,5% chiều cao tiết diện với tiết diện chữ *H*, chữ thập và chữ *T* ; không vượt quá 4% cho tiết diện chữ *I* và các tiết diện kín. Nếu độ lệch tâm quá lớn, cần phải kể đến trong tính toán.

- Tiết diện thanh dàn có nhịp đến 50 - 60 m, chịu tải trọng nhẹ nên dùng loại một bản bụng, khi nhịp lớn hơn và tải trọng lớn nên dùng loại hai bản bụng. Hình 2.7 đưa ra một số dạng tiết diện thanh cánh của dàn nhịp lớn dùng liên kết hàn. Các dàn nhẹ có nhịp không lớn lắm, có thể dùng tiết diện làm từ hai thép góc (h.2.7a). Loại phổ thông nhất là tiết diện chữ *H* làm từ thép hình cánh rộng hoặc tổ hợp (h.2.7b,c), chúng thuận tiện khi lắp ghép và định vị ; khuyết điểm của loại này là dễ đọng bụi, gây han gỉ. Tiết diện hình ống, tiết diện tổ hợp hàn kín sẽ có lợi về mặt chịu lực nhưng có khó khăn về cấu tạo nút. Kiểu một bản bụng, hay được dùng là tiết diện chữ *T* (h.2.7g) và chữ thập (h.2.7h). Thanh bụng của dàn nên dùng kiểu hai bản bụng như ở hình 2.7c,i,l,p,q.



Hình 2.7. Tiết diện thanh dàn

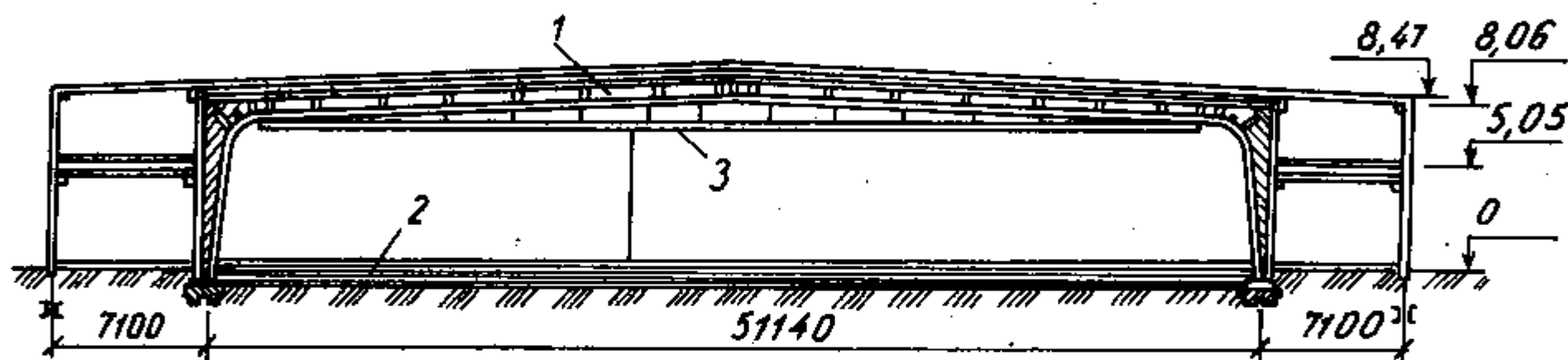
Tính toán dàn như với dàn thường đã giới thiệu ở các chương trước, ảnh hưởng của mômen uốn do độ cứng của thanh dàn được tính đến khi chiều cao của thanh dàn lớn hơn  $1/10$  chiều dài thanh. Vật liệu thép làm dàn nên dùng loại thép cường độ cao hoặc cường độ nâng cao lớp C46/33, C60/45, C70/60. Để sử dụng có hiệu quả thép cường độ cao, độ mảnh của các thanh nên chọn từ 40 đến 60.

## 2. Kết cấu khung

### a. Các loại khung

Kết cấu khung để phủ mái nhà có nhịp 40 - 150 m, khi nhịp lớn hơn 150 m dùng kết cấu khung là không kinh tế. Ưu điểm của kết cấu khung so với kết

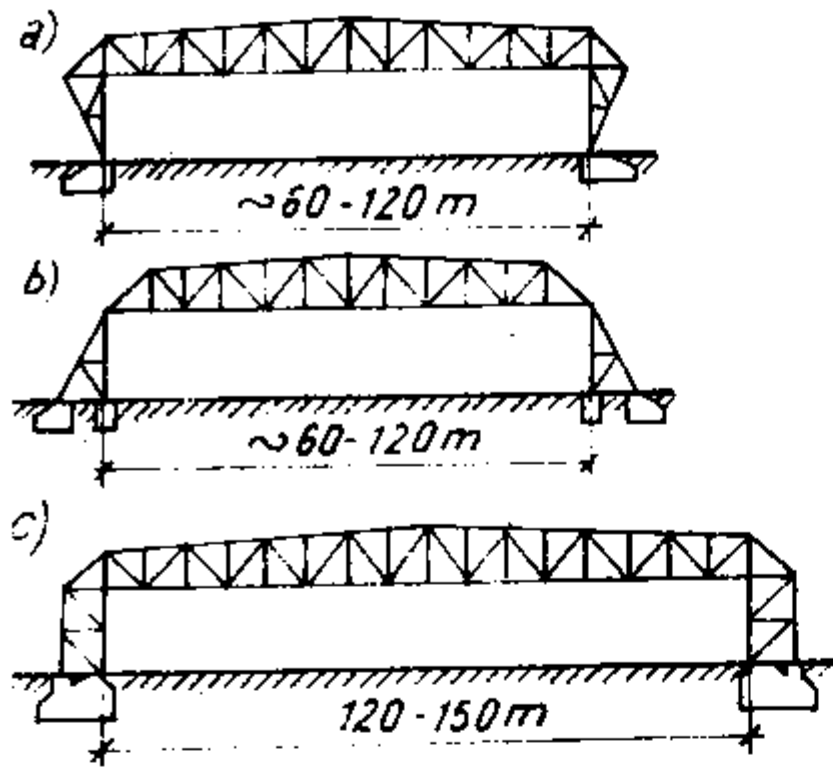
cấu dầm dàn là trọng lượng bản thân bé hơn, độ cứng lớn hơn, chiều cao của xà ngang nhỏ hơn. Trong nhiều trường hợp, việc giảm chiều cao của xà ngang là có lợi, ví dụ trong gara, trong nhà triển lãm sẽ giảm được chiều cao tường, giảm không gian thừa nên làm tăng hiệu quả sử dụng của nhà. Khuyết điểm của kết cấu khung là : chiều cao tiết diện cột lớn nên ảnh hưởng đến không gian nhà, chịu ảnh hưởng của lún móng và thay đổi nhiệt độ. Kết cấu khung trong nhà nhịp lớn có các kiểu dáng khác nhau : khung của gara, hănga có chiều cao nhà so với nhịp là không lớn nhưng trong nhà công nghiệp thì khung lại có chiều cao đáng kể. Khung nhà nhịp lớn có thể là khung đặc hoặc rỗng (tiết diện đặc hoặc rỗng). Khung đặc dùng khi nhịp nhà 50 - 60 m, chúng có ưu điểm là giảm công chế tạo và chuyên chở, giảm chiều cao nhà. Khung đặc thường được thiết kế ở dạng khung hai khớp ; để giảm lực xô ngang cho móng, có thể đặt thanh căng nối hai khớp (thanh căng đặt ở dưới mặt nền) như hình 2.8.



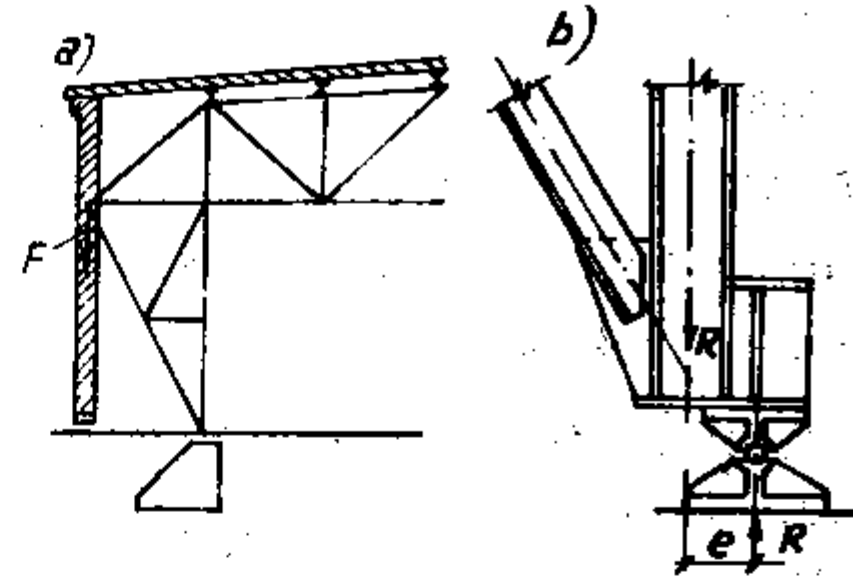
**Hình 2.8. Khung đặc hai khớp có thanh căng**  
1- xà ngang ; 2- thanh căng ; 3- cầu trục treo.

Kết cấu khung nên thiết kế sao cho độ cứng đơn vị của cột (tỷ lệ mômen quán tính với chiều cao nhà) gần bằng độ cứng đơn vị của xà ngang (tỷ lệ mômen quán tính với nhịp), như thế sẽ giảm bớt mômen uốn của xà do tải trọng thẳng đứng gây ra. Do đó tỷ lệ giữa chiều cao tiết diện xà ngang và nhịp nên lấy : với khung đặc bằng  $1/30 - 1/40$  ; với khung rỗng là  $1/12 - 1/20$ . Nếu độ cứng đơn vị của xà lớn hơn nhiều so với độ cứng đơn vị của cột thì tác dụng khung sẽ nhỏ và xà ngang của khung sẽ có chiều cao gần bằng chiều cao của kết cấu dầm dàn.

Khung rỗng dùng cho nhà có nhịp lớn từ 100 đến 150 m. Theo sơ đồ kết cấu, khung có thể là khung không khớp (ngàm với móng) hoặc khung hai khớp (h.2.9). Vị trí của hai khớp có thể đặt ở móng hoặc ở đỉnh (h.2.9a,b). Khớp tại đỉnh cột sẽ đơn giản cho việc lắp ráp nhưng xà ngang phải chịu mômen uốn lớn và móng cột phải lớn. Để giảm mômen uốn cho xà ngang của khung hai khớp, người ta dùng các biện pháp cấu tạo như treo tấm tường bao che ra mép ngoài của cột (h.2.10a) hay dịch chuyển gối tựa khớp vào phía trong nhà (h.2.10b). Khung không khớp (h.2.9c) yêu cầu móng phải khỏe, nhờ có mômen ở góc khung nên làm giảm mômen ở giữa nhịp của xà ngang. Chiều cao của tiết diện cột khung rỗng thường lấy bằng bé rộng của một khoang dàn.

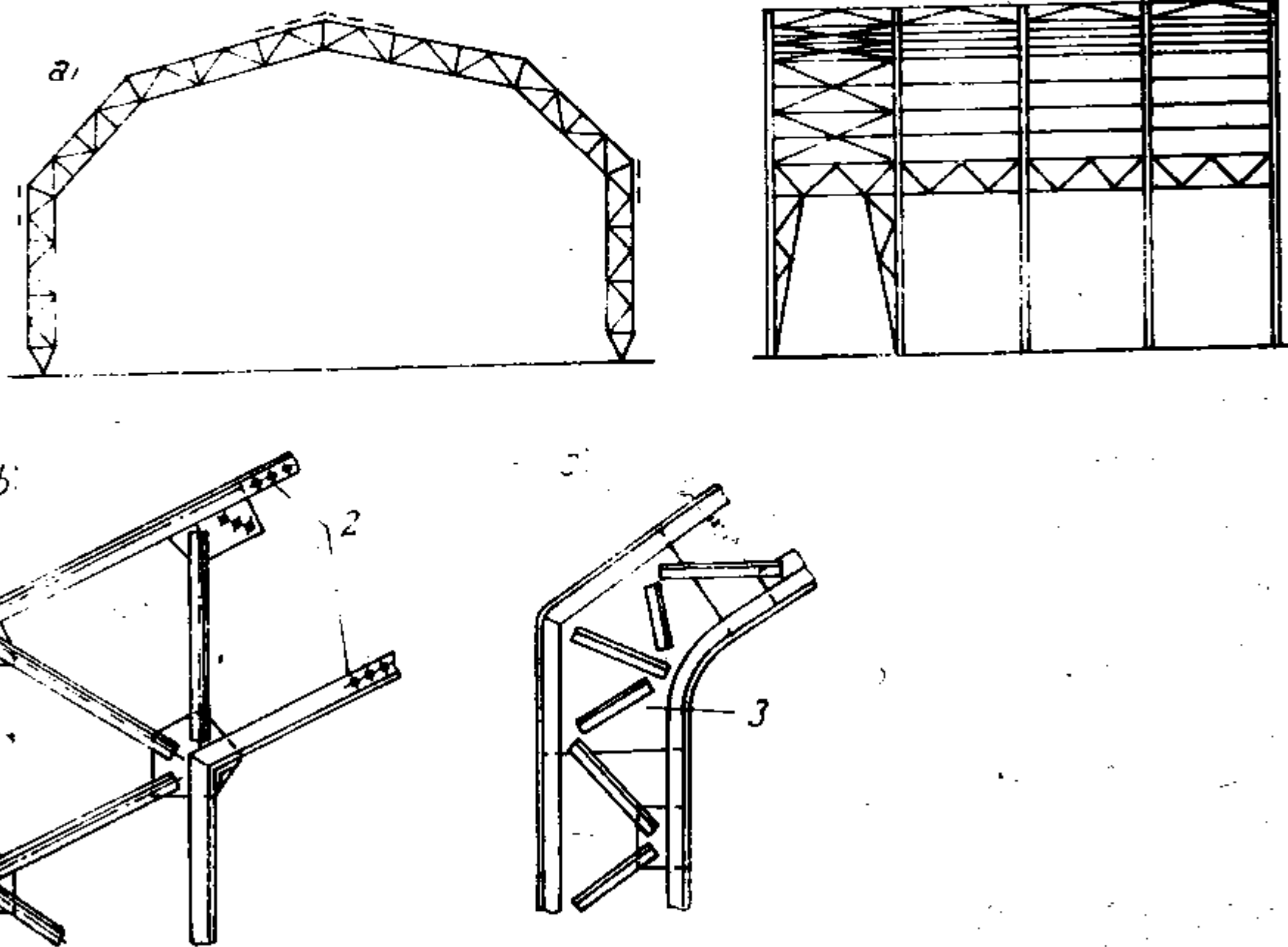


Hình 2.9. Sơ đồ khung rỗng



Hình 2.10. Biện pháp cấu tạo để giảm mômen xà

Hình 2.11 trình bày khung của nhà triển lãm có nhịp 40 - 50 m, chiều cao 15 - 20 m, lợp mái nhẹ. Khung rỗng có đường viền gãy khúc, tiết diện khung không đổi với chiều cao của xà và cột bằng 1/15 - 1/25 nhịp. Tải trọng tác dụng chủ yếu là tải trọng gió, cấu tạo của khung giống cấu tạo của dàn nhẹ.



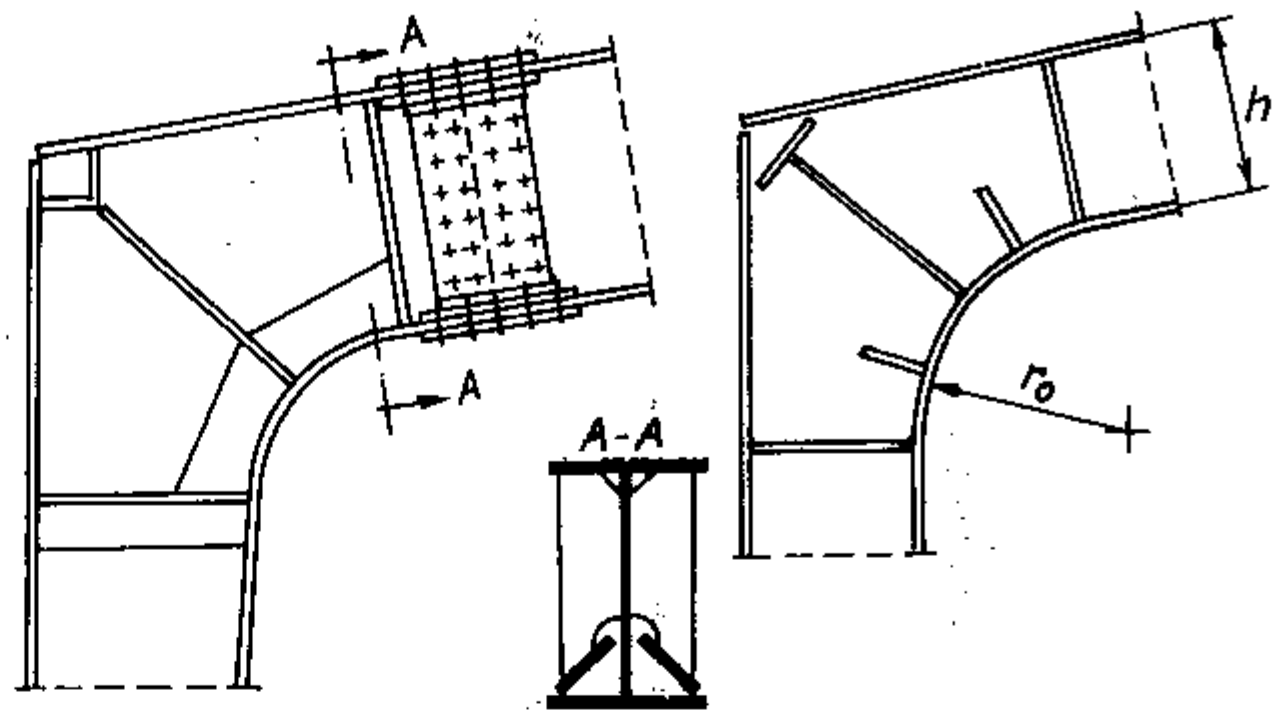
Hình 2.11. Mái nhà triển lãm với khung rỗng  
 a) sơ đồ khung ; b) góc khung rỗng ; c) góc khung có bán gia cường  
 1- bản ốp gia cường cánh ngoài ; 2- chỗ nối của xà ngang ;  
 3- bán đặc góc khung có sườn gia cường.

### b. Đặc điểm tính toán và cấu tạo

Nội lực khung được tính toán theo các phương pháp của cơ học kết cấu hoặc sử dụng các chương trình tính của máy tính điện tử. Để đơn giản tính toán, trong việc thiết kế sơ bộ, khung rỗng nhẹ có thể quy đổi về khung đặc tương đương. Sơ đồ tính của khung là các thanh đi qua trọng tâm tiết diện cột và xà



ngang (nếu xà có tiết diện đặc) hoặc ở mức cánh dưới của xà ngang rỗng. Khung rỗng có tiết diện như dàn nặng được tính như hệ thanh có kể đến biến dạng của tất cả các thanh. Trong trường hợp cần thiết, khung phải được tính do sự thay đổi nhiệt độ. Kiểm tra tiết diện của cột và xà theo công thức của cấu kiện nén lệch tâm. Rất lưu ý khi cấu tạo góc khung, tại đó có ứng suất tập trung. Với khung đặc phải đặt sườn gia cường như hình 2.12 ; với khung rỗng nhẹ, ở góc khung gia cường thêm bản ốp và các sườn như hình 2.11c.

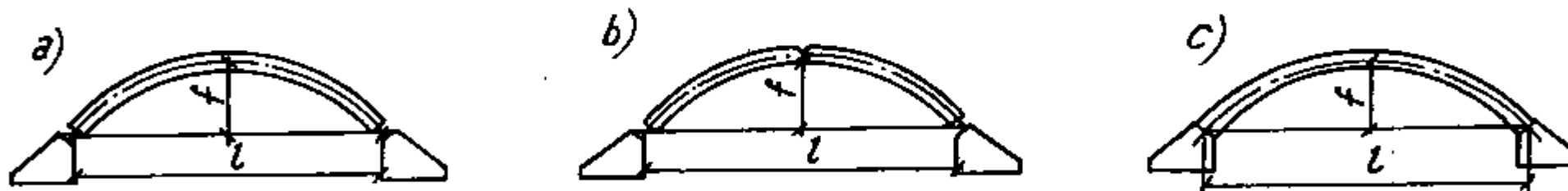


Hình 2.12. Góc khung đặc

### 3. Kết cấu vòm

#### a. Các kiểu vòm

Mái vòm được dùng cho các công trình như nhà triển lãm, cung văn hóa, bể bơi, chợ, hănga có mặt bằng hình chữ nhật. So với hệ dầm và khung, hệ vòm có mômen uốn nhỏ hơn nên tiết kiệm vật liệu hơn. Theo sơ đồ kết cấu, vòm có thể là vòm hai khớp, ba khớp hoặc không khớp (h.2.13).

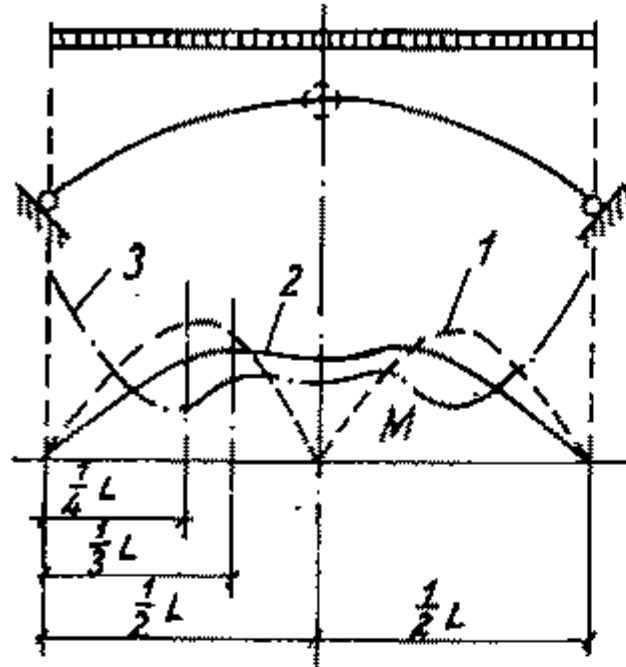


Hình 2.13. Các kiểu vòm

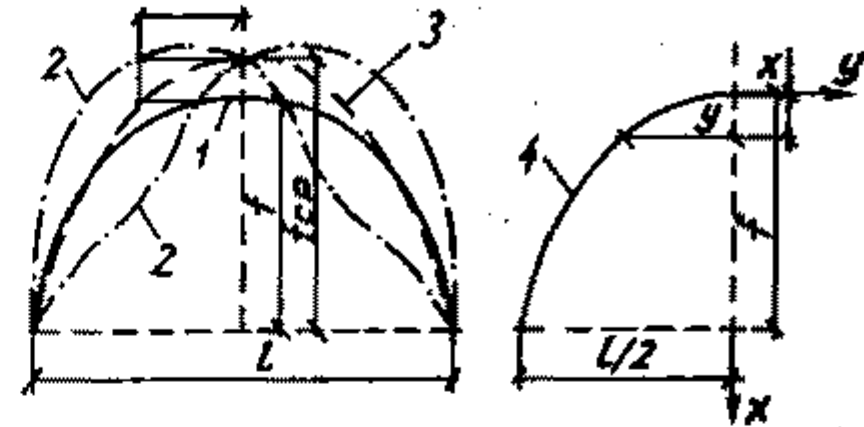
a) vòm hai khớp ; b) vòm ba khớp ; c) vòm không khớp.

Phổ biến nhất là vòm hai khớp (h.2.13a), nhờ có sự quay tự do của khớp gối nên vòm có thể biến dạng được, do đó không nảy sinh ứng suất do thay đổi nhiệt độ và lún gối tựa. Vòm ba khớp (h.2.13b) là hệ tĩnh định, móng nhẹ hơn, không chịu ảnh hưởng của nhiệt độ, song nội lực trong vòm lớn hơn so với vòm hai khớp, mặt khác, khớp ở đỉnh làm khó khăn cho cấu tạo vòm và mái. Vòm không khớp (h.2.13c) có sự phân bố mômen tương đối đều hơn do đó tiết kiệm vật liệu nhất, nhẹ hơn so với hai loại vòm trên. Tuy nhiên vòm không khớp yêu cầu móng to hơn, chịu ảnh hưởng của lún gối tựa và thay đổi nhiệt độ. Khi vòm liên kết khớp với móng, ta thường cấu tạo thanh căng (đặt ở dưới mặt nền) để chịu lực đập ngang, móng chỉ chịu phần tải trọng đứng nên sẽ nhẹ đi rất nhiều.

Hình 2.14 chỉ ra sự phân bố mômen của ba loại vòm chịu tải trọng phân bố đều : mômen trong vòm hai khớp tương đối đều, trong vòm không khớp mômen bé hơn cả (trừ phần gần gối tựa).



Hình 2.14. Sự phân bố mômen trong vòm  
1- vòm ba khớp ; 2- vòm hai khớp ;  
3- vòm không khớp.

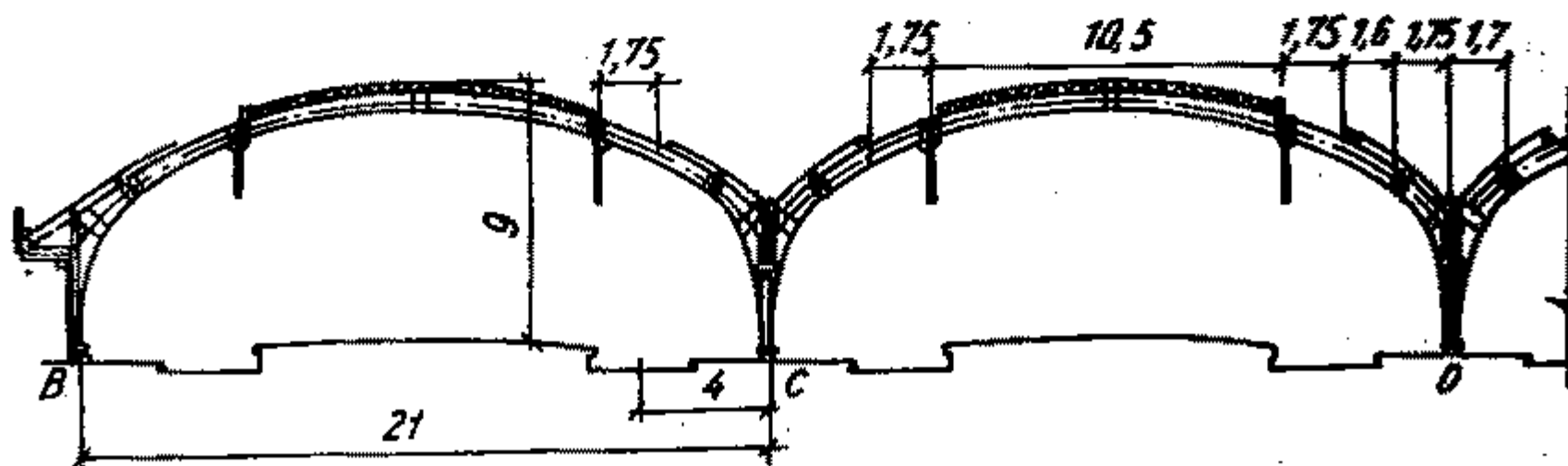


Hình 2.15. Cách xác định trục vòm cao  
1- đường giả thiết ban đầu ; 2- đường cong do gió ;  
3- đường trung bình ; 4- trục vòm thiết kế.

### b. Đặc điểm cấu tạo và tính toán

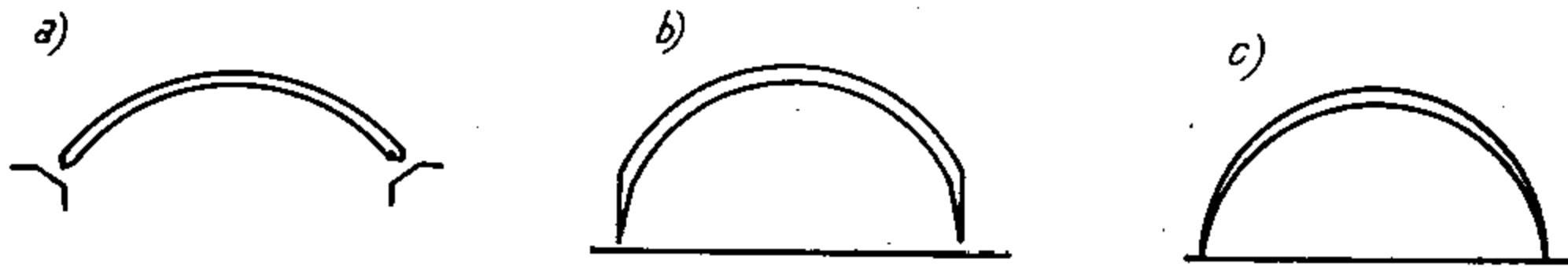
Trục của vòm nên lấy gần trùng với đường áp lực để vòm chủ yếu chịu lực nén. Khi tải trọng tác dụng chính trên vòm là tải phân bố đều và đối xứng thì trục vòm nên thiết kế ở dạng parabol bậc hai. Trong thực tế, để đơn giản cho thiết kế và chế tạo, trục vòm được thiết kế ở dạng cung tròn. Khi vòm có chiều cao lớn, tải trọng gió tác dụng hai chiều gây ra nội lực tương đối lớn thì trục vòm được xác định như sau (h.2.15) : ban đầu giả thiết đường trục là một cung tròn (đường 1) sau đó tính đường cong của trục vòm do gió tác dụng hai chiều (đường 2), cuối cùng trục vòm (đường 3) là đường trung bình của hai đường 2 (vẽ lại thành đường 4).

Vòm thường kê gối lên các khung (bê tông hoặc thép), khung chịu lực xô ngang đồng thời kết hợp làm khán đài và các phòng chức năng (h.2.2). Khi vòm kê trực tiếp trên mặt đất thì không gian nhà ở gần chân vòm không sử dụng được do hạn chế về chiều cao. Để sử dụng được không gian này, phân gấn gối vòm được làm thẳng (h.2.16). Với dạng đường viền này, kết cấu vòm làm việc gấn giống hệ khung nhưng chi phí vật liệu sẽ giảm đi đáng kể.



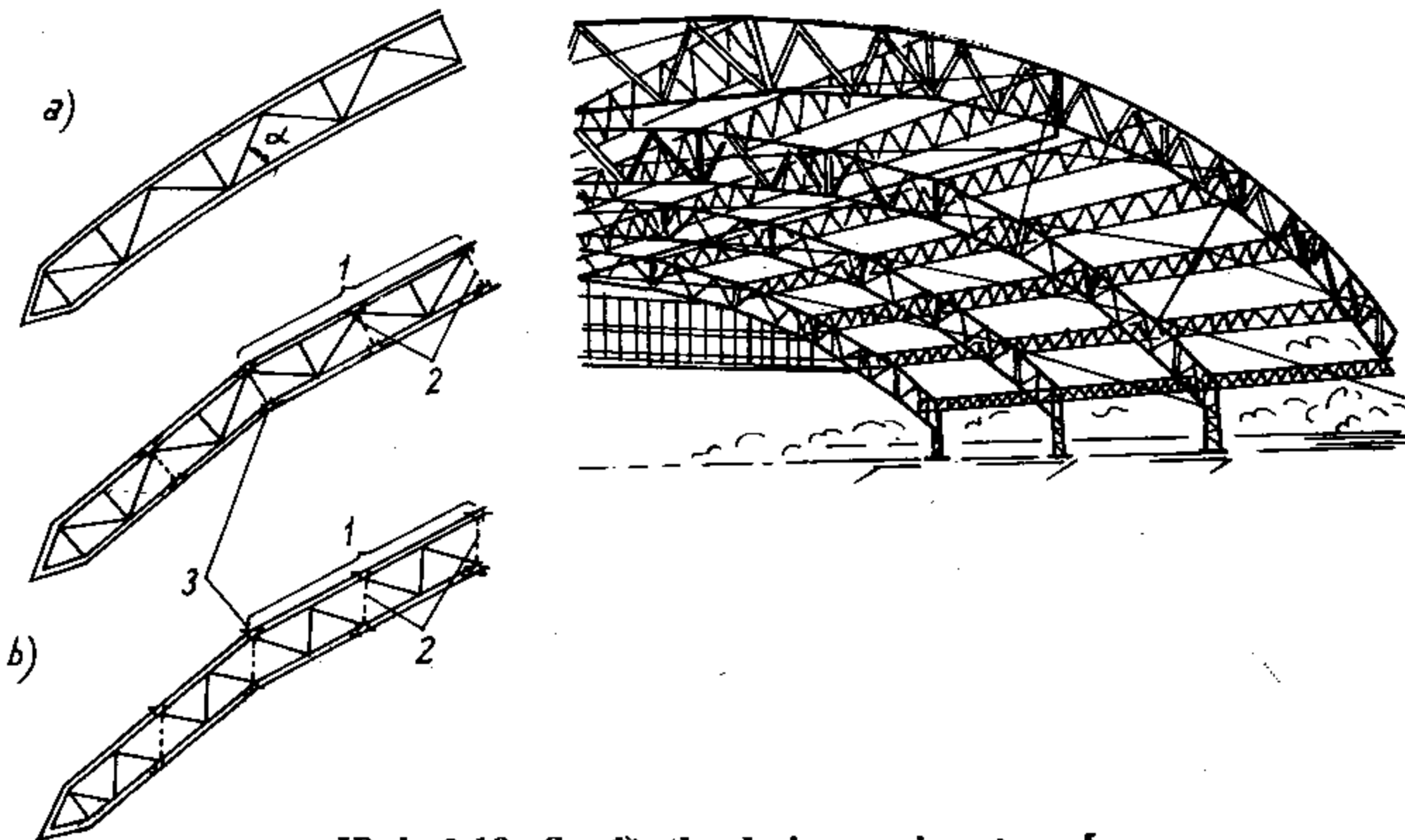
Hình 2.16. Mái vòm nhiều nhịp

Các kích thước chính của vòm là nhịp  $L$  và mũi tên vồng  $f$ . Trị số của  $f$  phụ thuộc vào điều kiện sử dụng, điều kiện kiến trúc hoặc điều kiện kinh tế. Tỷ số lợi nhất  $f/L = 1/5 \div 1/6$ , khi tăng mũi tên vồng  $f$  thì sẽ giảm lực dọc và tăng mômen trong vòm; nhưng do yêu cầu kiến trúc nên lấy  $f/L = 1/2 \div 1/5$ . Vòm hai khớp tiết diện đặc thường làm ở dạng cánh song song (h. 2.17a).



**Hình 2.17. Đường viền của vòm**

Vòm tiết diện rỗng thường làm ở dạng cánh song song hoặc khi nhịp lớn thì phân gấn gối tựa vòm được làm thẳng (h.2.17b). Vòm có dạng "lưỡi liềm" (h.2.17c) không phù hợp với sự phân bố nội lực nên chỉ dùng theo yêu cầu của kiến trúc.



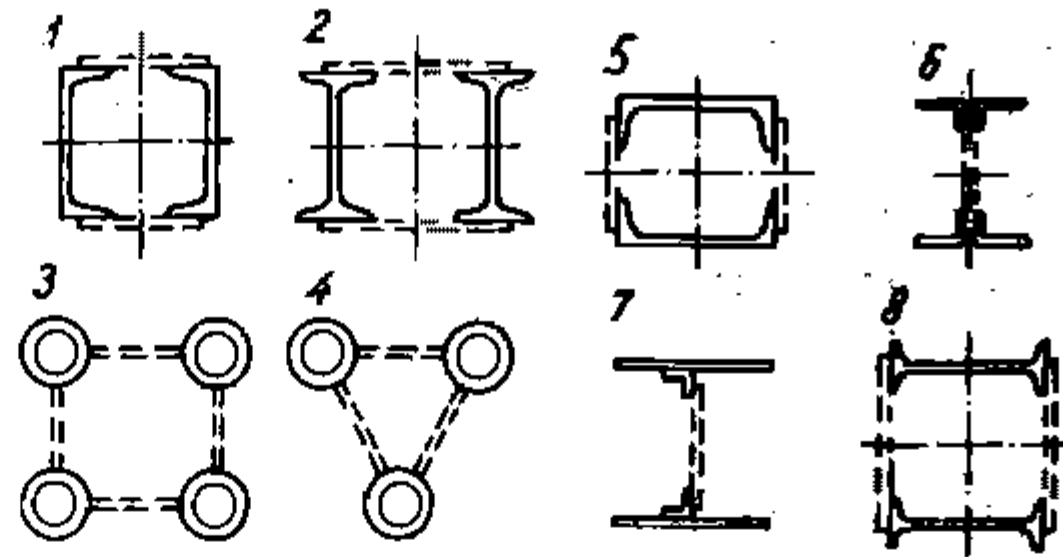
**Hình 2.18. Sơ đồ thanh bụng của vòm rỗng**

1- đoạn chuyên chở ; 2- xà gồ ; 3- mối nối.

Hệ thanh bụng của vòm rỗng là dạng tam giác có thanh chống đứng (h.2.18a) hay hệ thanh tam giác (h.2.18b). Thanh đứng có thể đặt vuông góc với thanh cánh hoặc đặt theo phương thẳng đứng. Xà gồ rỗng để đỡ tấm mái và giữ ổn định cho dàn được bố trí trong mặt phẳng các thanh đứng. Để thuận tiện cho việc chuyên chở, vòm được chia ra từng đoạn dài 6 - 9m và được khuếch đại bằng các mối nối ở công trường.

Chiều cao  $h$  của tiết diện vòm đặc khoảng  $1/50 - 1/80$  nhịp, của vòm rỗng trong khoảng  $1/30 - 1/60$  nhịp. Tiết diện đặc thường có dạng chữ I tổ hợp hàn

mà bán bưng có thể dày hơn so với kết cấu khung. Tiết diện vòm rỗng được thiết kế tương tự như tiết diện dàn, các loại tiết diện được trình bày ở hình 2.19.



Hình 2.19. Tiết diện thanh vòm

Vòm được tính với các tải trọng tác dụng trên nó, như : tĩnh tải, hoạt tải mái và hoạt tải gió. Để xác định nội lực trong vòm, ta tách ra từng vòm phẳng và dùng các phương pháp tính của cơ học kết cấu. Nội lực tác dụng ở trục vòm được tính theo các công thức sau :

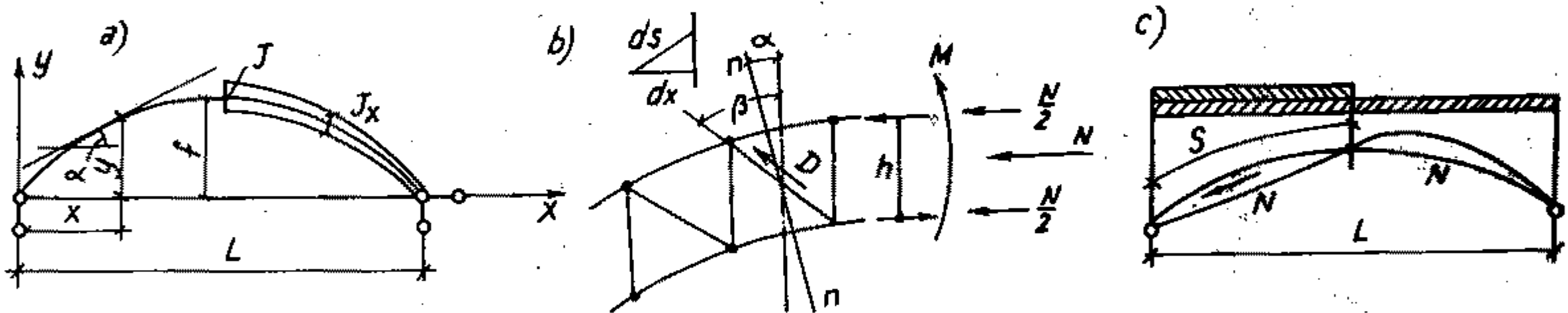
$$M_x = M_d - Hy ; N_x = Q_d \sin \alpha + H \cos \alpha ; Q_x = Q_d \cos \alpha - H \sin \alpha. \quad (2.1)$$

trong đó  $H$  - lực xô ngang ;

$y$  - tọa độ trục vòm ( $y_{\max} = f$ ) ;

$\alpha$  - góc giữa tiếp tuyến của trục vòm với phương ngang ;

$M_d, Q_d$  - mômen dầm, lực cắt dầm khi xem vòm như một dầm đơn giản nhịp  $L$  (h.2.20a).



Hình 2.20. Sơ đồ để tính vòm hai khớp

Vòm hai khớp là hệ siêu tĩnh một bậc, ẩn số  $X_1$  (cũng là lực xô ngang  $H$ ) xác định từ phương trình :

$$H = X_1 = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} \quad (2.2)$$

Nếu là vòm rỗng có chiều cao tiết diện tương đối lớn thì :

$$\delta_{11} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{N}_i^2 l_i}{EA_i} ; \Delta_{1p} = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{N}_i N_{ip} l_i}{EA_i} \quad (2.3)$$

trong đó  $\bar{N}_i, N_{ip}$  - nội lực trong thanh thứ  $i$  của vòm do lực đơn vị và tải trọng gây ra trong hệ cơ bản ;

$A_i, l_i$  - diện tích tiết diện và chiều dài thanh thứ  $i$  ;

$n$  - số thanh của vòm.

Nội lực trong các thanh của vòm rỗng hai cánh song song có thể xác định bằng cách phân mômen, lực dọc cho thanh cánh, lực cắt cho thanh bụng chịu (h.2.20b) :

$$\begin{aligned}
 - \text{Lực trong thanh cánh} \quad N_c &= \frac{N_x a}{2h} \pm \frac{M_x}{h} \\
 - \text{Lực trong thanh xiên} \quad D &= \frac{Q_x}{\cos(\beta - \alpha)} ; \\
 - \text{Lực trong thanh đứng} \quad V &= \frac{Q_x}{\cos \alpha} ,
 \end{aligned} \tag{2.4}$$

trong đó  $h$  - khoảng cách trọng tâm hai thanh cánh ;

$a$  - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến trọng tâm thanh cánh đối diện;

$\beta, \alpha$  - góc như trên hình 2.20.

Chọn tiết diện các thanh vòm tiến hành như với dàn thường. Để bảo đảm ổn định cho các thanh cánh chịu nén ra khỏi mặt phẳng vòm, cần phải bố trí các hệ giằng ngang cũng như các thanh chống dọc nhà tương tự như cánh bố trí giằng trong dàn thường. Khoảng cách các điểm giằng không vượt quá 16 - 20 lần bề rộng thanh cánh.

Về ổn định tổng thể, vòm là một thanh cong chịu nén nên phải kiểm tra ổn định trong mặt phẳng vòm. Lực tới hạn nhỏ nhất ứng với dạng mất ổn định như hình 2.20c, do tác dụng của lực nén (bỏ qua ảnh hưởng của mômen) được xác định theo công thức sau :

$$N_{th} = \frac{\pi^2 E J_x}{\mu^2 S^2} , \tag{2.5}$$

trong đó  $S$  - chiều dài nửa vòm ;

$EJ_x$  - độ cứng của vòm tại 1/4 nhịp ;

$\mu$  - hệ số chiều dài tính toán, kể đến độ cong của vòm, phụ thuộc vào sơ đồ vòm và tỉ số  $f/L$  (bảng 2.1).

Điều kiện ổn định của vòm sẽ là :

$$\frac{N_{th}}{N} > 1,2 + 1,3, \tag{2.6}$$

trong đó  $N$  - lực dọc tác dụng trong vòm.

**Bảng 2.1.** Giá trị của hệ số chiều dài tính toán  $\mu$

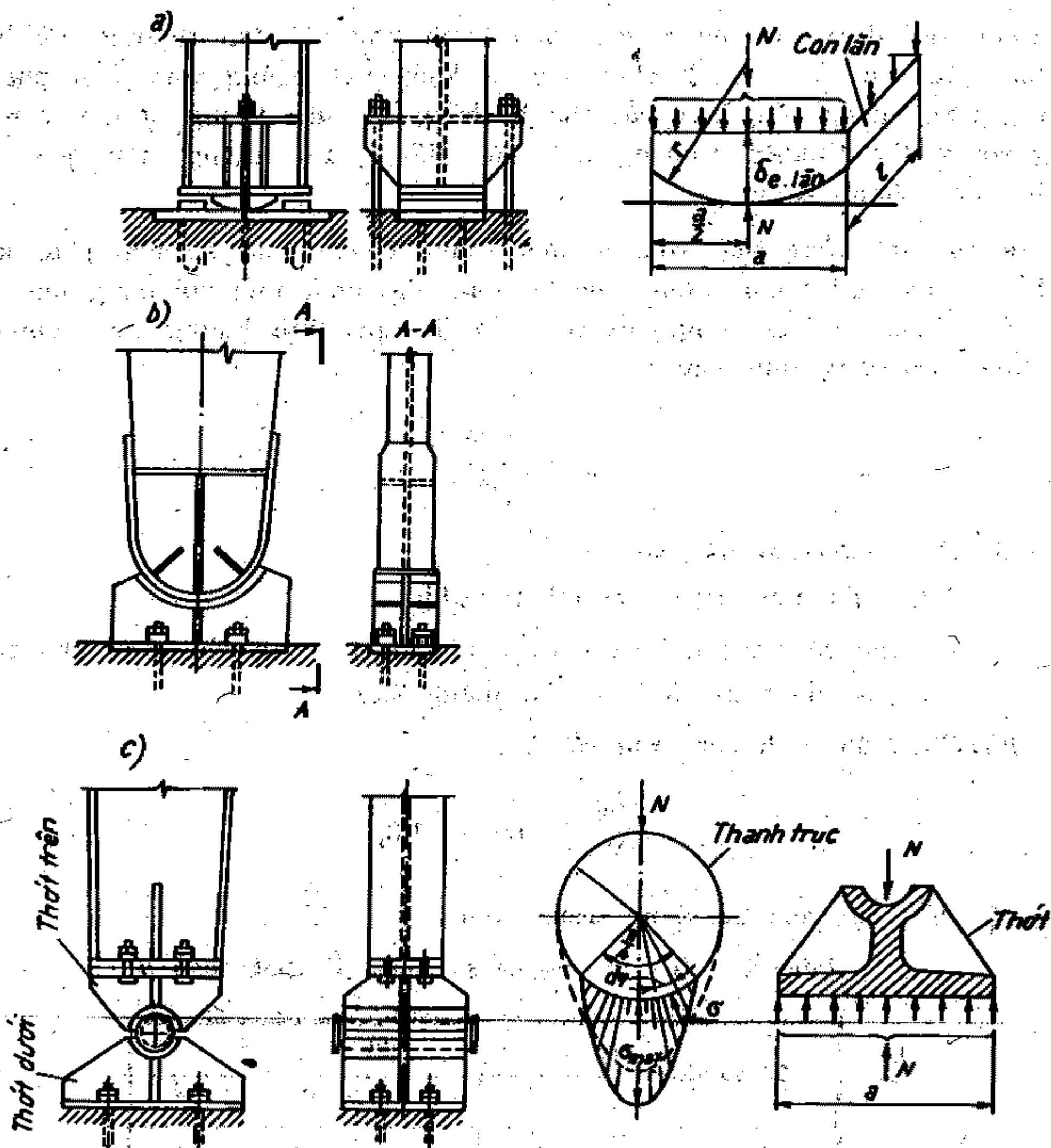
| Sơ đồ vòm  | $f/L$ |      |     |      |
|------------|-------|------|-----|------|
|            | 0,05  | 0,2  | 0,3 | 0,4  |
| Ba khớp    | 1,2   | 1,2  | 1,2 | 1,4  |
| Hai khớp   | 1     | 1,1  | 1,2 | 1,3  |
| Không khớp | 0,7   | 0,75 | 0,8 | 0,85 |

### c. Khớp vòm

Gối khớp là bộ phận phức tạp nhất trong kết cấu vòm.

Khớp gối có ba kiểu : khớp bản, khớp cối và khớp đu. Trong vòm rỗng, phần gắn gối tựa được thiết kế sang dạng tiết diện đặc nên khớp gối của vòm rỗng và vòm đặc đều có cấu tạo giống nhau.

Khớp bản (h.2.21a) có cấu tạo đơn giản nhất và được sử dụng khi phản lực gối không lớn lắm. Khớp cối (h.2.21b) dùng khi phản lực gối lớn hơn, gồm hai mặt vỏ trụ cứng tiếp xúc với nhau, bulông neo để gắn cối dưới vào móng. Tại vị trí truyền lực, bản bụng và bản cánh của vòm được gia cường bằng các sườn cứng. Khớp đu (h.2.21c) dùng khi phản lực gối rất lớn (8000 - 12000 kN). Cấu tạo của khớp gồm hai thớt : trên và dưới, giữa hai thớt đặt một thanh trụ đặc



Hình 2.21. Các loại khớp gối của vòm và khung

a) sơ đồ cấu tạo và tính toán của khớp bản ; b) khớp cối ;

c) sơ đồ cấu tạo và tính toán của khớp đu

(cổ trục). Vòm được gắn vào thớt trên qua tấm thép, hàn theo chu vi tiết diện vòm và bắt bulông vào thớt trên. Thớt dưới rộng hơn thớt trên để bảo đảm điều kiện ứng suất truyền vào móng nhỏ hơn cường độ chịu nén của móng. Với công trình lợp mái nhẹ, để phòng gió bốc có khả năng gây kéo ở chân vòm, ta bố trí bulông neo cho gối (h.2.21a). Bulông được đặt dọc theo đường trục vòm để chúng không cản trở sự quay của khớp.

Khớp tại đỉnh vòm có thể dùng khớp bản hoặc khớp du có cấu tạo tương tự như khớp gối (h.2.22a, b). Khi vòm rất nhẹ, có thể dùng khớp đỉnh dạng tấm hoặc bulông như hình 2.22c,d. Cấu tạo của khớp dạng tấm gồm hai tấm thép đặt dọc theo trục vòm (không làm cản trở sự quay của tiết diện) để truyền lực dọc, các tấm thép này được mở rộng ra và để lỗ liên kết với giằng.

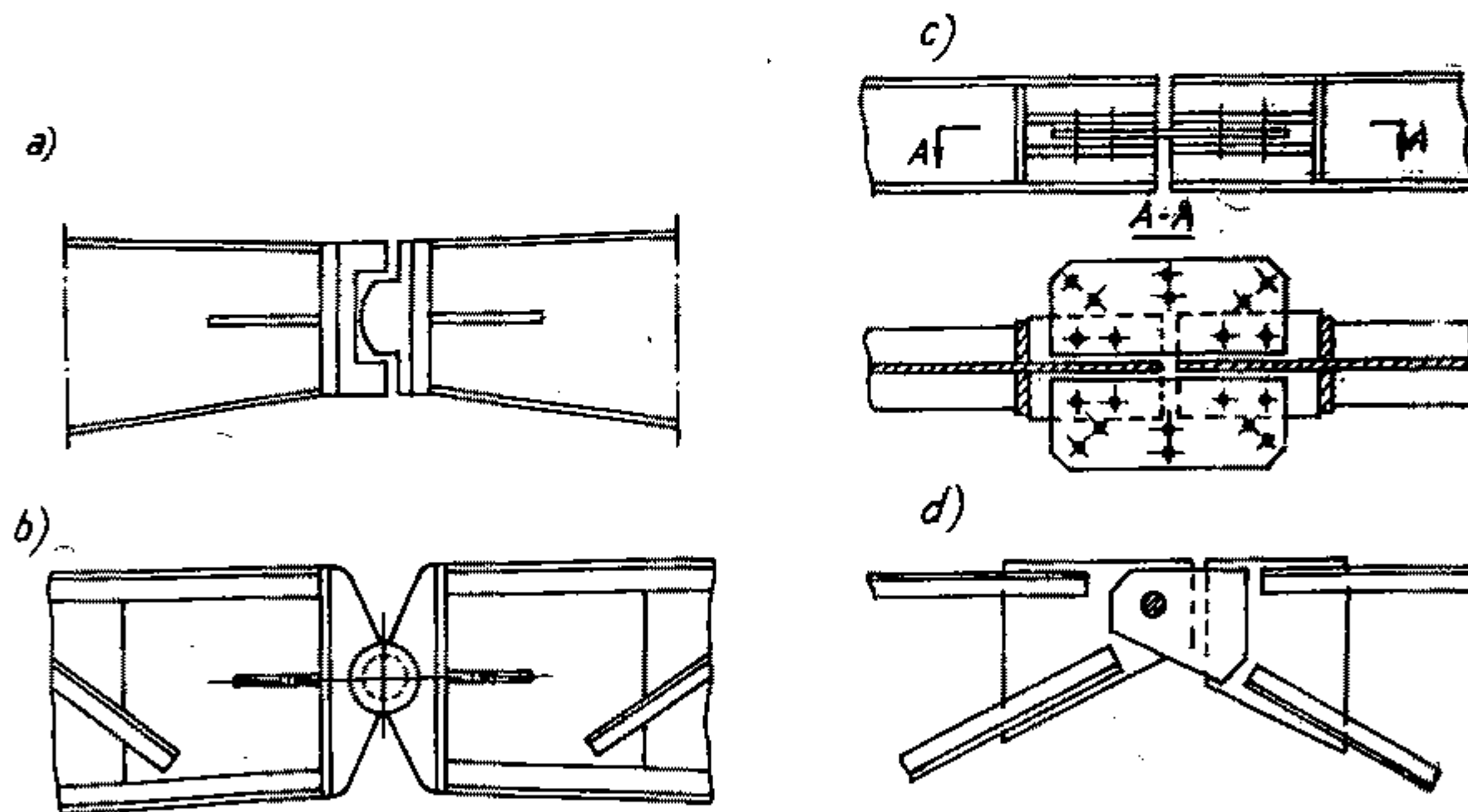
Tính khớp bản (h.2.21a) theo điều kiện ép mặt bằng công thức :

$$\frac{N}{2rl} \leq R_{c.lăn} \quad (2.7)$$

trong đó  $N$  - lực dọc tính toán tại gối ;

$r, l$  - bán kính và chiều dài của con lăn ;

$R_{c.lăn}$  - cường độ ép mặt theo đường kính của con lăn (khi tiếp xúc tự do).



**Hình 2.22. Khớp đỉnh vòm**

a) khớp bản ; b) khớp du ; c) khớp dạng tấm ; d) khớp bulông.

Chiều dày của con lăn được xác định theo điều kiện chịu uốn của con lăn (như một côngxon) :

$$\delta_{c.lăn} \geq \sqrt{\frac{3Na}{4Rl}} \quad (2.8)$$

trong đó  $a, l$  - kích thước mặt bằng của con lăn ;

$R$  - cường độ tính toán của thép làm con lăn.

Trong khớp đũa, ứng suất ép dọc chu vi của thanh trụ (cổ trục) phân bố không đều, giá trị lớn nhất tại trục thẳng đứng và bằng không ở gần mép ngoài (h.2.21c). Trong tính toán, người ta coi ứng suất ép phân bố trên bề mặt thanh trụ thay đổi theo quy định hình cos và góc truyền lực bằng  $\pi/2$  thì giá trị ứng suất lớn nhất  $\sigma_{\max}$  tại vị trí có đường kính thẳng đứng sẽ xác định từ phương trình :

$$N = 2l \int_0^{\pi/4} \sigma \cos^2 \varphi r d\varphi, \quad (2.9)$$

từ đó 
$$\sigma_{\max} = \frac{0,8N}{lr} = \frac{1,6N}{ld} \leq R_{\text{cm}}^I \quad (2.10)$$

trong đó  $l$ ,  $d$  - chiều dài và đường kính thanh trụ ;

$R_{\text{cm}}^I$  - cường độ ép mặt của thép khi tiếp xúc chặt.

Thốt được tính chịu uốn như côngxon, mômen uốn trong thốt là :

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{Na}{8} \quad (2.11)$$

trong đó  $a$  - bề rộng của thốt (h.2.21c).

## § 2.3. KẾT CẤU MÁI KHÔNG GIAN CỦA NHÀ NHỊP LỚN

### 1. Khái niệm

Các loại kết cấu mái kiểu dầm - dàn, khung, vòm được xem xét ở các tiết trước là hệ kết cấu phẳng, bao gồm nhiều cấu kiện riêng lẻ (chịu lực chủ yếu theo phương ngang nhà) được liên kết với nhau bằng hệ giằng, do đó sự làm việc không gian của các kết cấu này không lớn lắm. Ngoài việc dùng kết cấu phẳng, người ta còn sử dụng kết cấu không gian cho mái nhà nhíp lớn, có nghĩa là mái có kết cấu mà trục của các bộ phận chịu lực không nằm trong một mặt phẳng và truyền lực theo cả hai phương, nội lực được dàn đều trên mặt mái nên kết cấu không gian nhẹ hơn kết cấu phẳng, thông thường có dáng kiến trúc đẹp hơn. Tuy nhiên, so với kết cấu phẳng, việc tính toán chính xác kết cấu không gian đòi hỏi nhiều công sức hơn (với sự trợ giúp của máy tính điện tử) ; việc thi công chế tạo yêu cầu sự chính xác cao hơn, khó khăn hơn (chủ yếu là các nút liên kết). Đó là những nguyên nhân hạn chế sự sử dụng kết cấu không gian.

Kết cấu không gian chia làm hai loại : *hệ không gian phẳng* và *hệ không gian dạng vòm*. Để bảo đảm độ cứng cần thiết, hệ không gian phẳng cần phải làm hai lớp ; hệ không gian dạng vòm có thể làm một hoặc hai lớp. Cấu trúc cơ bản



của kết cấu không gian là mạng lưới thanh. Kết cấu lưới thanh một lớp có mặt cong gọi là vỏ lưới một lớp ; kết cấu có hai mặt lưới cong được liên kết với nhau bằng hệ thanh bụng gọi là vỏ hai lớp.

Việc sử dụng kết cấu không gian sẽ đem lại những ưu điểm sau :

- Số nút và số thanh được định hình hóa lớn nhất.
- Nâng cao độ cứng cho mái, nâng cao độ an toàn, tránh được sự phá hoại đột ngột.
- Giảm kích thước và trọng lượng tấm mái nhờ các ô lưới.
- Sử dụng được các phương pháp thi công hiện đại (khuếch đại kết cấu trên mặt đất và cấu lắp toàn bộ mái).

Kết cấu không gian là hệ siêu tĩnh có nhiều bậc siêu tĩnh. Những năm trước đây, khi công nghệ tin học chưa phát triển, người ta đã dùng phương pháp gần đúng để tính nội lực bằng cách quy đổi lưới không gian về vỏ đặc tương đương. Ngày nay với sự phát triển nhanh chóng của máy tính điện tử và các chương trình phần mềm, việc xác định nội lực trong các phân tử của hệ không gian trở nên dễ dàng, ví dụ các chương trình tính kết cấu không gian như MICROFEAP, XETABS93, SAP90 ... đang được sử dụng rộng rãi ở nước ta.

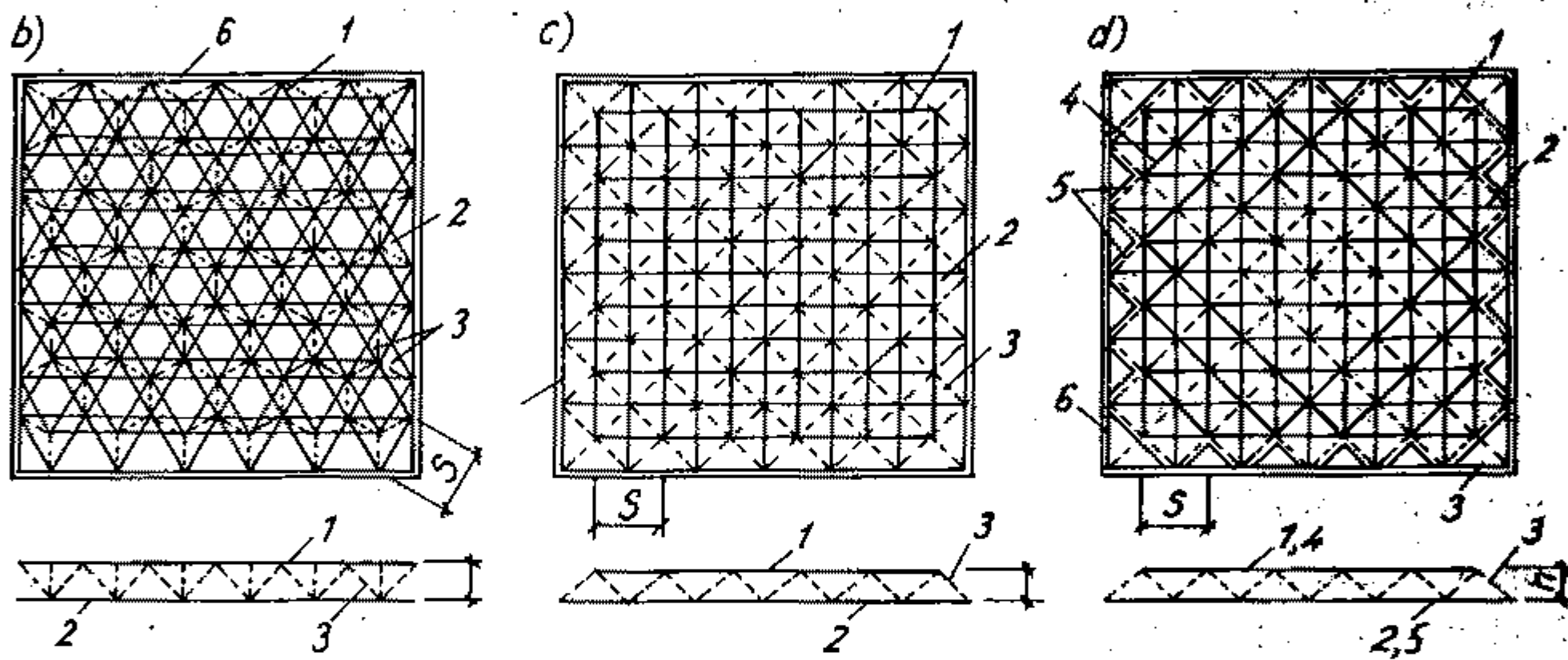
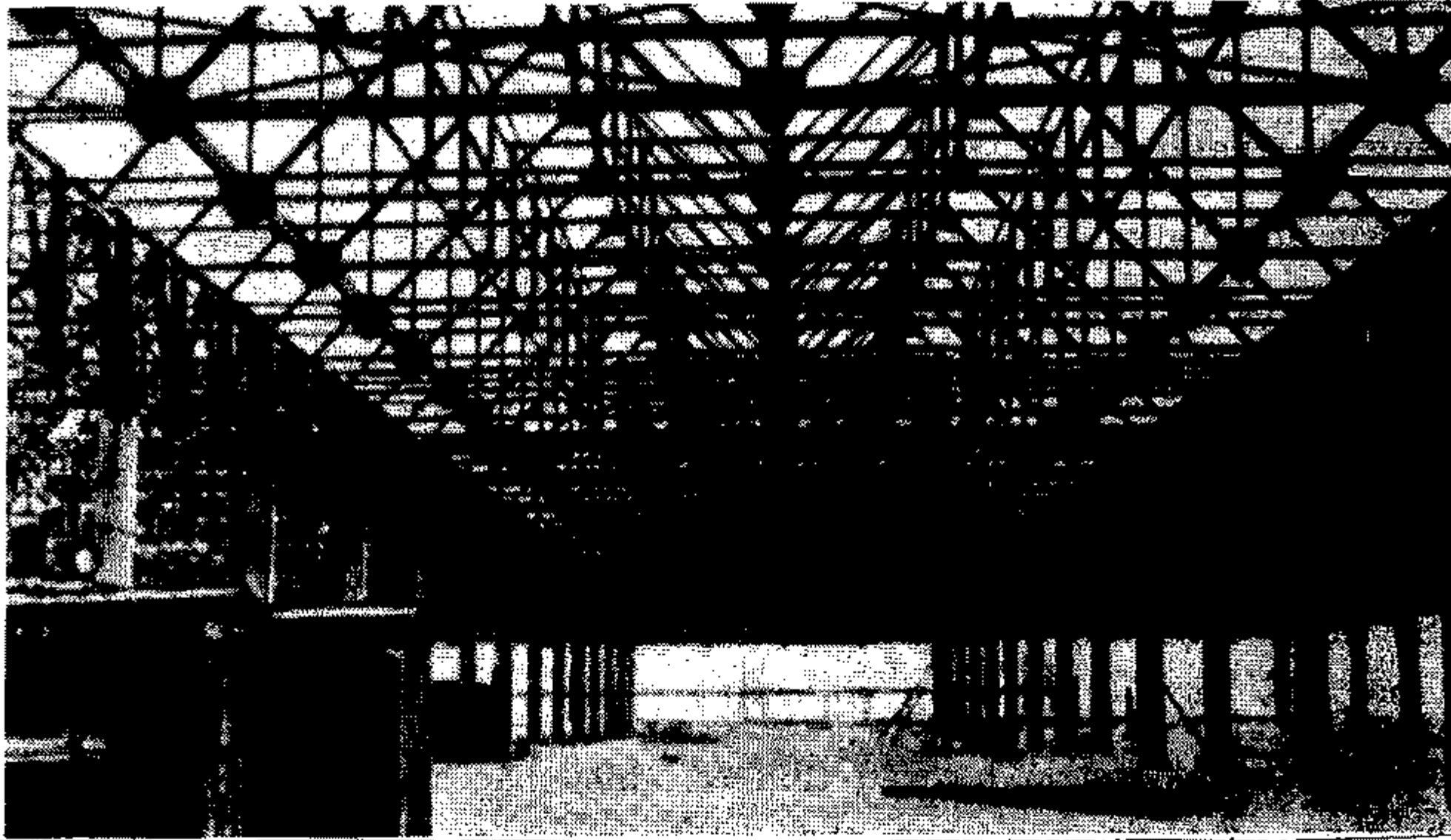
## 2. Hệ lưới thanh không gian phẳng

Trong xây dựng hiện đại, hệ lưới thanh không gian phẳng được sử dụng ngày càng rộng rãi trong các công trình nhà nhịp lớn như nhà thi đấu, nhà triển lãm, nhà ga, chợ ... có nhịp đến 50 - 60m. Hệ lưới thanh không gian phẳng thực chất là một hệ thống dàn cánh song song đặt giao nhau (h.2.23a).

Hệ lưới thanh gồm ba dàn giao nhau đặt theo ba hướng có cấu trúc chống xoắn tốt nên độ cứng của hệ là lớn nhất (h.2.23b). Hệ lưới gồm hai dàn đặt theo hai hướng có khả năng chịu xoắn kém hơn nên độ cứng của hệ nhỏ hơn, hệ lưới này có thể được gia cường bằng các thanh đặt theo phương đường chéo (h.2.23d).

Xét về phương diện giảm trọng lượng và tăng độ cứng của hệ lưới thì hợp lý nhất là hệ gồm ba dàn nghiêng đặt theo ba hướng (h.2.23b), nhưng hệ thống này phức tạp về mặt cấu tạo, chế tạo và dựng lắp. Do đó để đơn giản trong thi công, người ta đã dùng hệ gồm hai dàn trục giao có cấu tạo nút trên và dưới giống nhau. Xét về phương diện cấu tạo, hệ lưới thanh bao gồm nhiều cấu trúc giống nhau (gọi là cấu trúc tinh thể) ghép lại. Trên hình 2.24 trình bày một số dạng cấu trúc tinh thể hay dùng.

Nhờ có độ cứng không gian lớn, hệ lưới thanh vượt được nhịp lớn và còn có thể phủ cho các công trình có mặt bằng hình tam giác hoặc đa giác. Chiều cao của hệ bằng 1/15 - 1/20 nhịp. Kết cấu có nhiều thanh và nút giống nhau nên dễ dàng định hình hóa, tiêu chuẩn hóa. Hệ lưới thanh kê lên tường, dàn



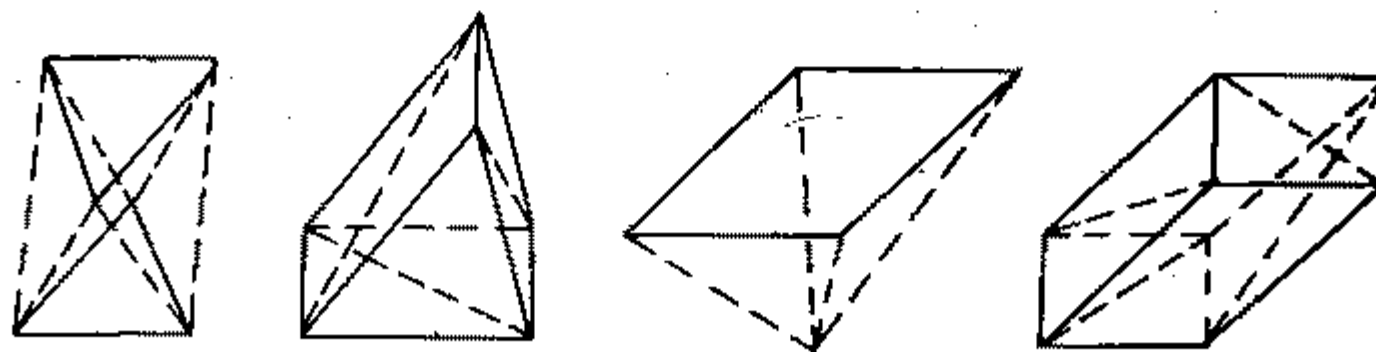
**Hình 2.23. Hệ lưới thanh không gian phẳng**

a) kết cấu thực ; b,c,d) sơ đồ lưới thanh ;

1- thanh cánh trên ; 2- thanh cánh dưới ; 3- thanh bụng xiên ;

4- thanh chéo trên ; 5- thanh chéo dưới ; 6- vành biên.

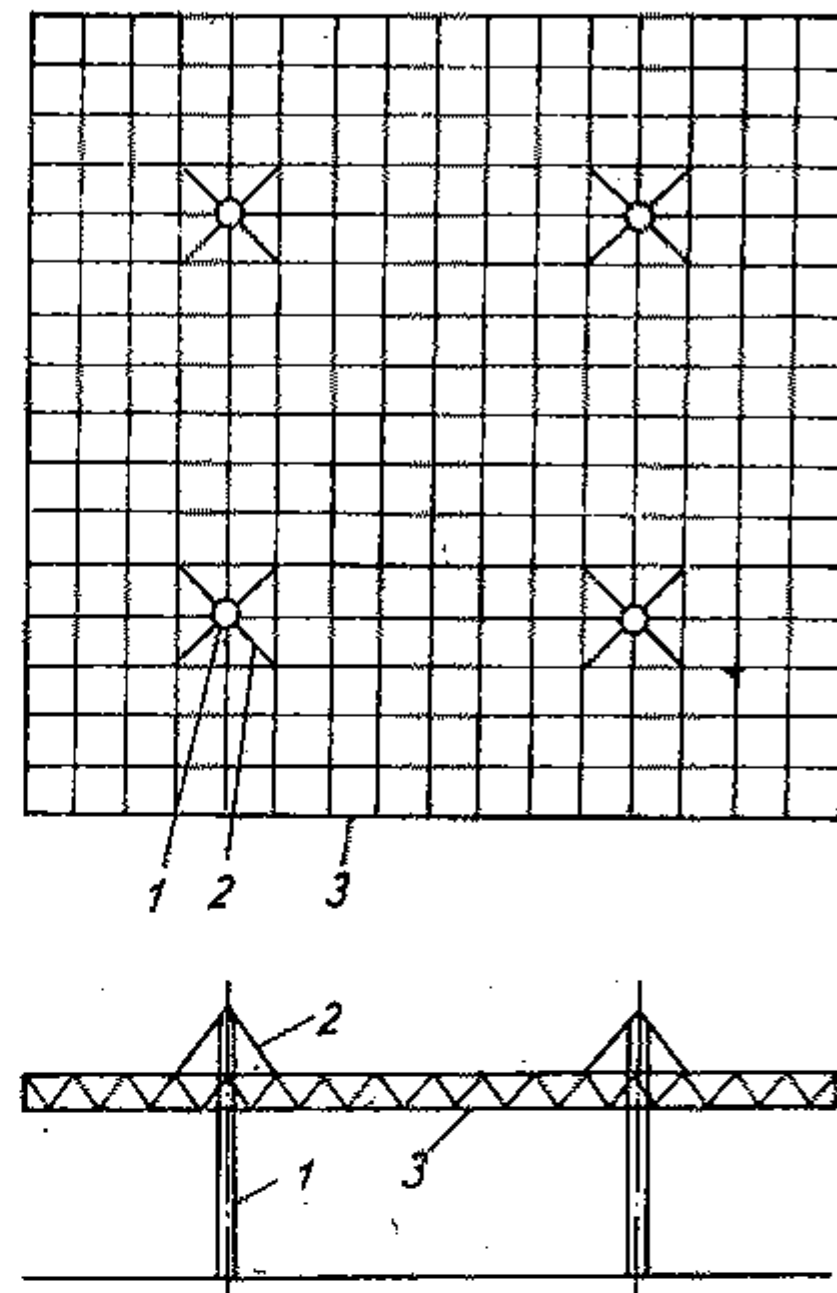
biên hoặc lên cột. Cột thường bố trí lui vào trong để tạo ra dạng côngxon cho mái, như vậy sẽ làm giảm mômen cho phân giữa của hệ và hệ sẽ nhẹ hơn. Có thể kết hợp cột và dầm đỡ cho mái như hình 2.25. Để tăng độ cứng cho hệ lưới thanh, đôi khi người ta dùng tấm bằng bê tông cốt thép và hàn chặt vào mặt trên của hệ. Hệ lưới thanh thường được lắp ráp ở dưới đất rồi mới cấu lên vị trí thiết kế.



**Hình 2.24. Cấu trúc tinh thể của hệ lưới thanh**

Tiết diện của các thanh dùng làm hệ lưới thanh có thể là hình ống, thép góc hoặc thép dẹt nguội. Do độ mảnh theo mọi phương như nhau nên dùng thép ống tiết kiệm được 25% trọng lượng so với dùng thép góc. Góc nghiêng của các thanh bụng xiên từ 35 đến 50°, tốt nhất là 45°. Khoảng cách giữa các nút dãn  $S = 2 \div 3$  m. Bộ phận cấu tạo phức tạp nhất của hệ lưới thanh là cấu tạo nút. Một số kiểu cấu tạo nút được giới thiệu ở hình 2.26.

- ◆ *Nút kiểu a* gồm khối cầu có lỗ ren, đầu thanh gắn bulông để liên kết vào khối cầu. Nút cho phép liên kết đến 18 thanh, thường dùng cho thanh có tiết diện ống.
- ◆ *Nút kiểu b* gồm khối cầu rỗng (tạo từ hai nửa cầu hàn lại), các thanh ống hàn trực tiếp vào khối cầu bằng đường hàn góc. Kiểu nút này có thể chịu được lực của thanh đến 200 kN.
- ◆ *Nút kiểu c* để liên kết các thanh bằng thép dẹt nguội, nút gồm một bản mã dẹt, thanh liên kết vào bản mã bằng bulông.
- ◆ *Nút kiểu d* gồm hai nửa ống nối liên kết với nhau bằng bulông, các thanh cánh truyền lực vào ống nối qua ren, các thanh bụng – qua bulông.



Hình 2.25. Sơ đồ cột và dây dờ kết cấu mái thanh  
1- cột; 2- dây; 3- hệ mái thanh.

Hệ lưới thanh không gian là hệ có nhiều bậc siêu tĩnh, tính chính xác nội lực của hệ dùng các chương trình tính trên máy tính điện tử. Ở giai đoạn thiết kế sơ bộ, có thể dùng phương pháp gần đúng để chọn tiết diện các thanh bằng cách quy đổi hệ thanh thành tấm đặc tương đương (hoặc hệ dàn giao nhau) về các điều kiện biên và đặc trưng đàn hồi. Độ cứng trụ  $D$  của tấm là :

$$D = 0,37 K \text{ cho sơ đồ ở hình 2.23b ;}$$

$$D = 0,4.K \text{ cho sơ đồ 2.24c ;}$$

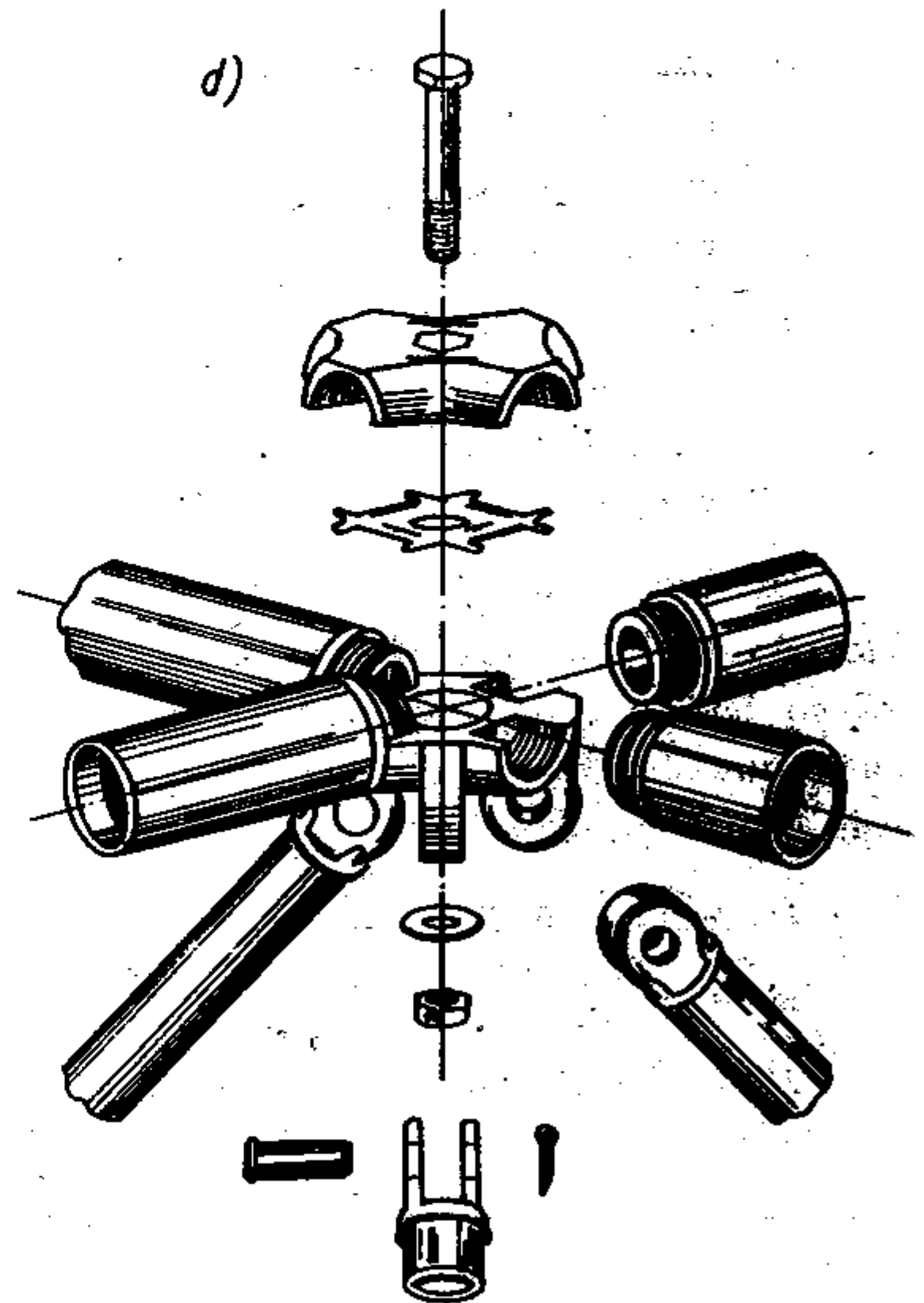
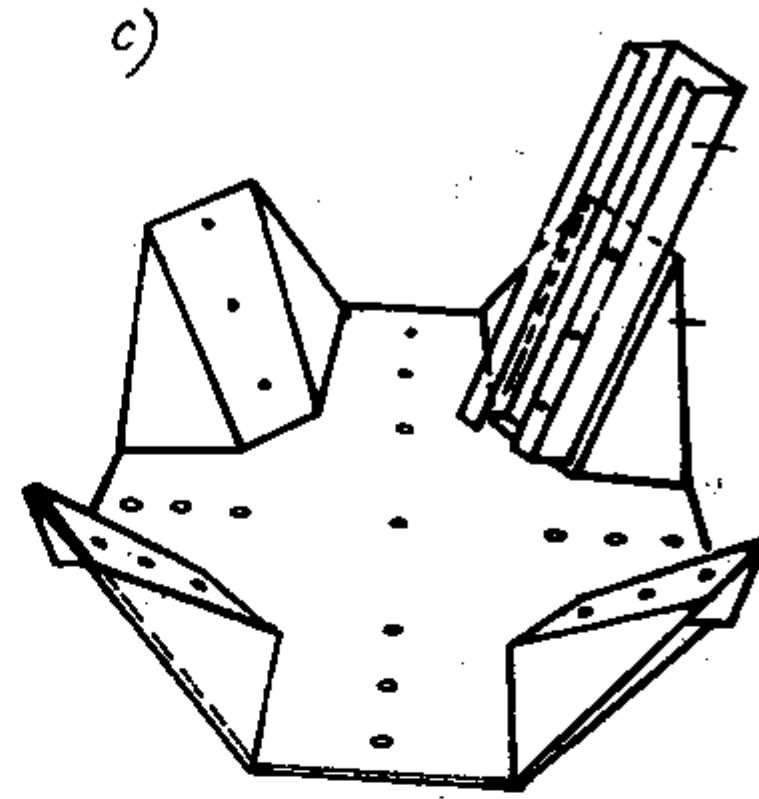
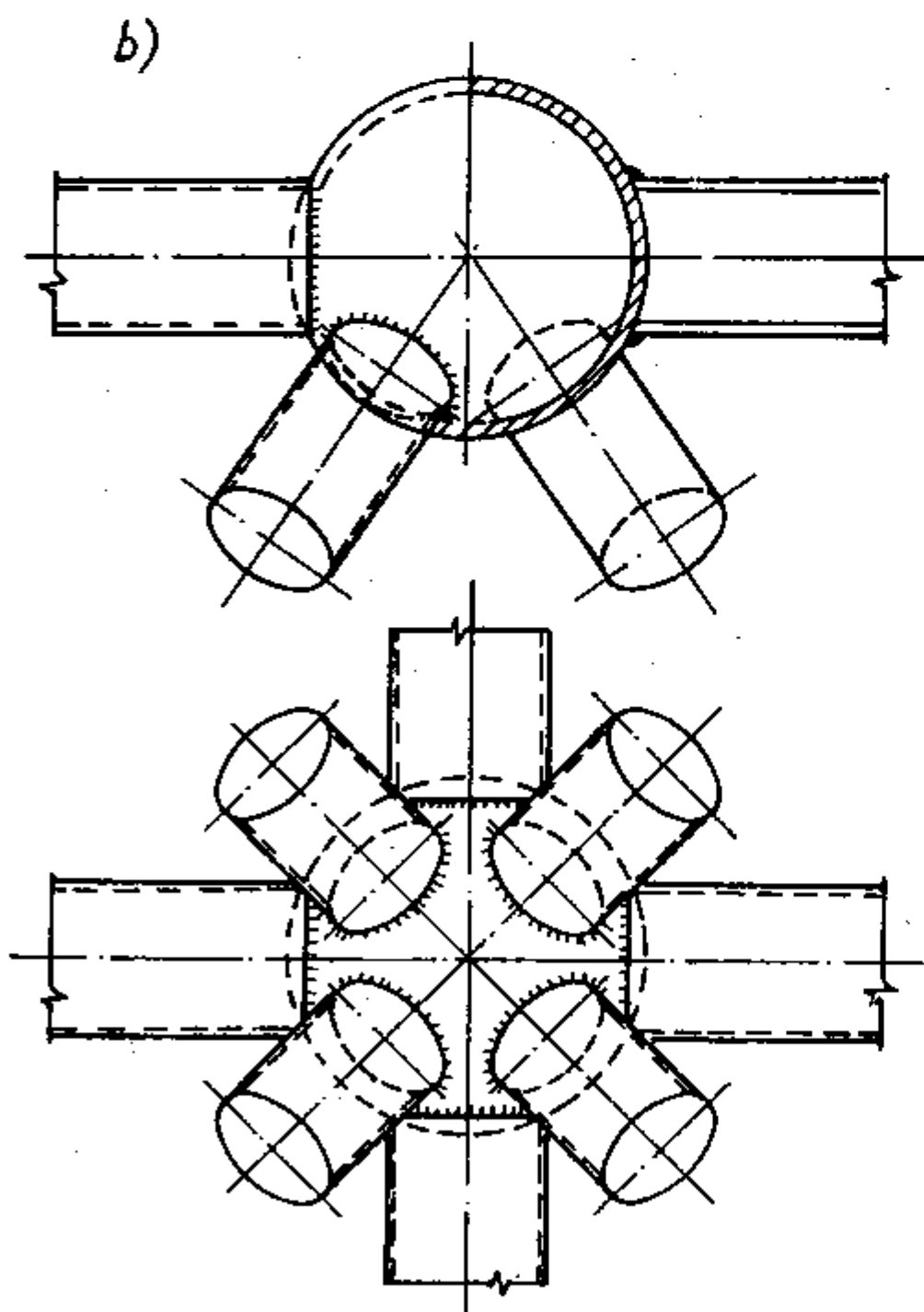
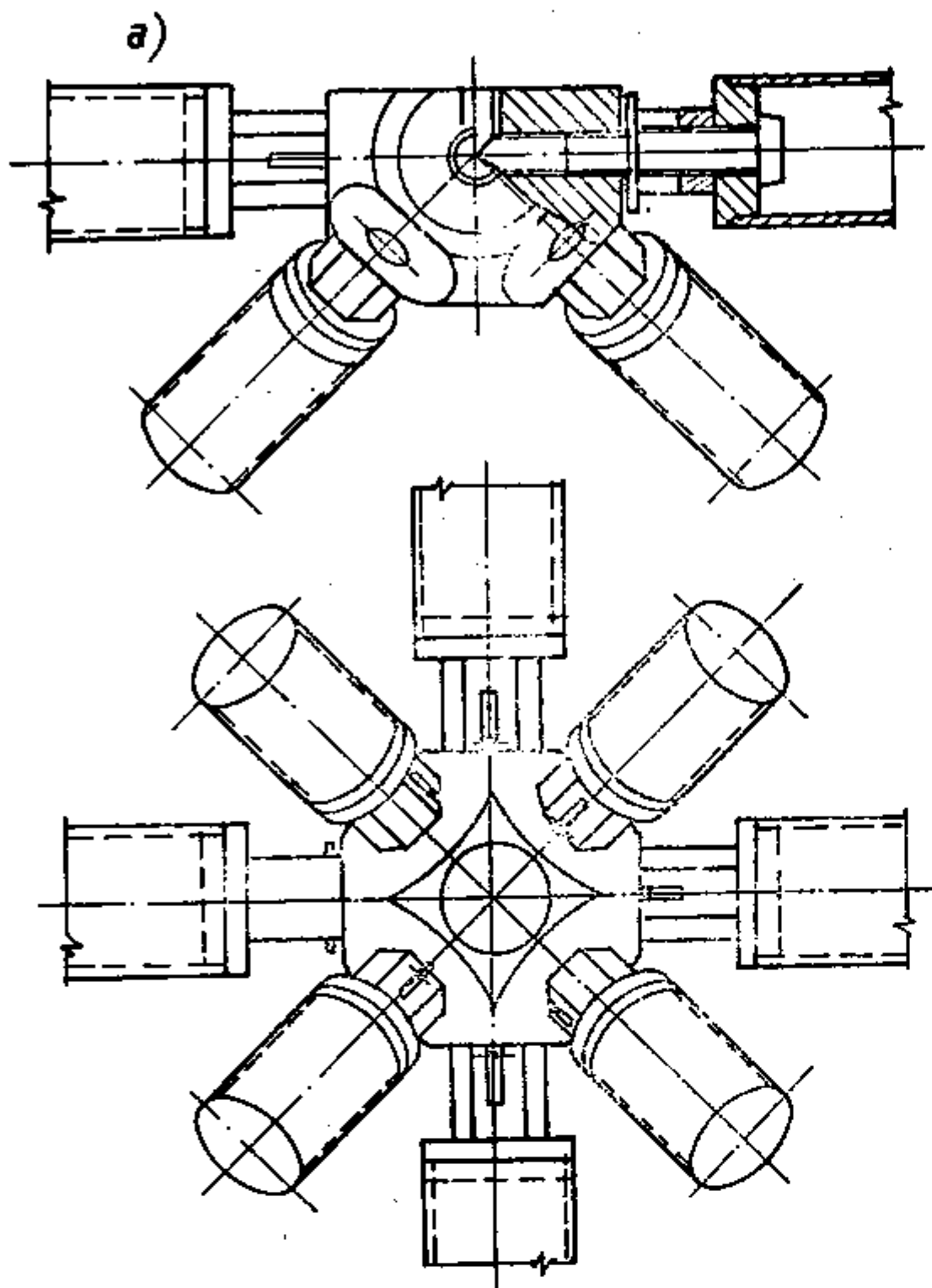
$$D = 0,46.K \text{ cho sơ đồ 2.23d,}$$

$$K = ESA_t \frac{\text{tg}^2 \alpha}{\left(1 + \frac{A_t}{A_d}\right)}, \quad (2.12)$$

trong đó  $A_t$ ,  $A_d$  - là diện tích tiết diện thanh cánh trên và dưới ;

$S$  - chiều dài thanh ;

$\alpha$  - góc nghiêng của thanh bụng với thanh cánh.



Hình 2.26. Một số kiểu nút

Một cách gần đúng, ta bỏ qua mômen xoắn và dùng các bảng tính tấm để xác định mômen uốn và lực cắt của tấm tương đương ; sau đó phân mômen, lực cắt này cho thanh cánh và thanh bụng theo các công thức :

Cho sơ đồ 2.23b :

$$N_c = \pm 0,578 \cdot \frac{M_t S}{h} ; \quad N_{xg} = \frac{Q_t S}{2 \sin \alpha} \quad (2.13)$$

Cho sơ đồ 2.23c :

$$N_c = \pm \frac{M_d S}{h} ; \quad N_{xg} = - \frac{Q_d S}{2 \sin \alpha} \quad (2.14)$$

Cho sơ đồ 2.23d :

$$N_c = \pm 1,1 \frac{M_t S}{h} ; \quad N_{xg} = - 0,55 \cdot \frac{Q_t S}{\sin \alpha} \quad (2.15)$$

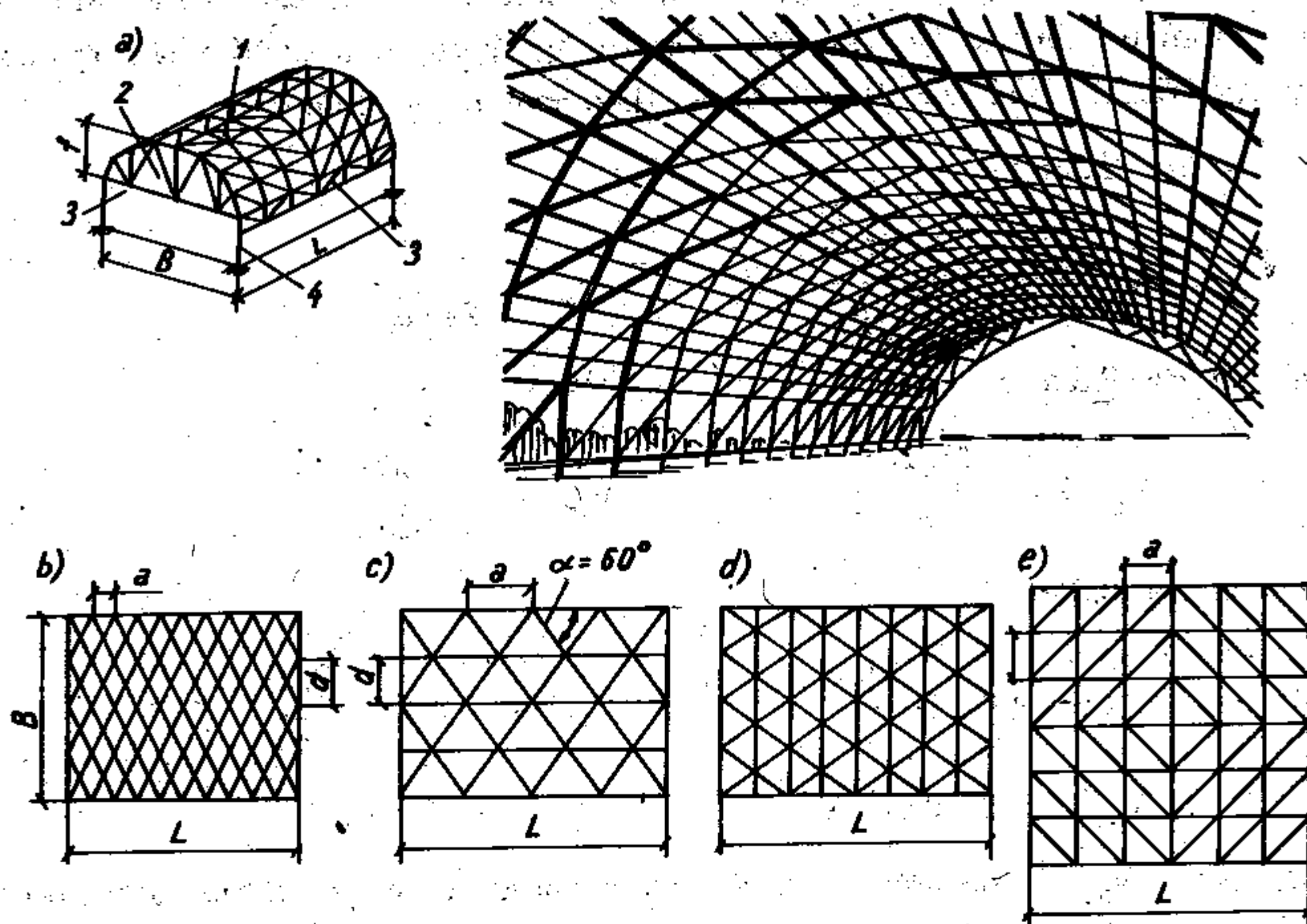
$$N_{c.m} = \pm 0,50 N_c ; \quad N_b = \pm 0,50 N_c$$

trong đó  $N_c$  ,  $N_{xg}$  - nội lực lớn nhất trong thanh cánh và thanh xiên tại gối ;  
 $N_{c.m}$  ,  $N_b$  - nội lực trong thanh cánh và thanh bụng tại nút phía trong ;  
 $h$  - chiều cao hệ lưới thanh ;  
 $S, \alpha$  - như ở công thức 2.12 ;  
 $M_t$  ,  $Q_t$  ( $M_d$  ,  $Q_d$ ) - mômen và lực cắt lớn nhất trong tấm tương đương (hoặc của hệ dàn giao nhau).

### 3. Hệ thanh không gian dạng vỏ

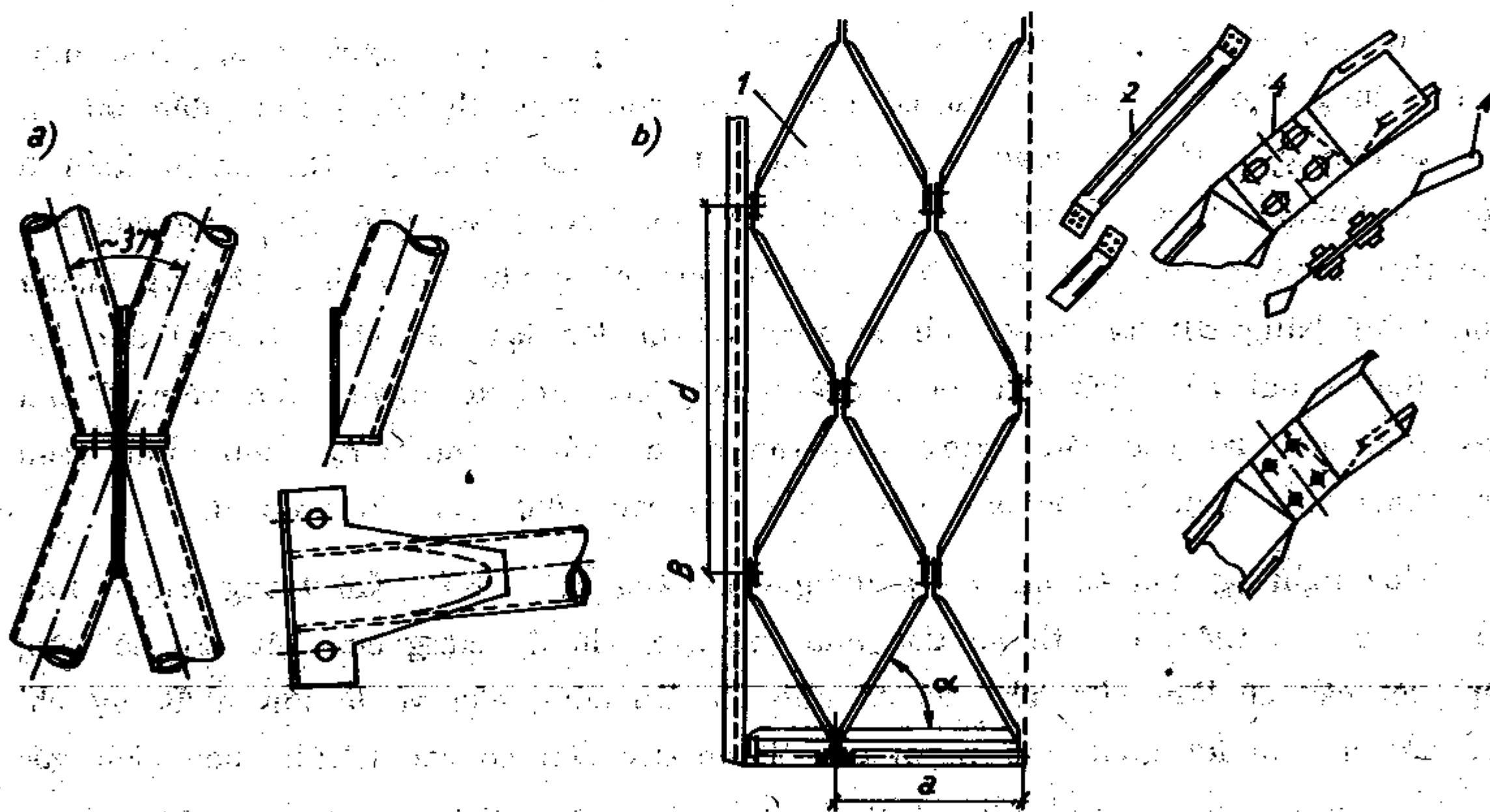
Vỏ một lớp là hệ thanh không gian một lớp có mặt ngoài cong theo một chiều, dùng cho các công trình có mặt bằng chữ nhật (h.2.27a) nhịp đến 90 m. Các ô lưới của vỏ đơn giản nhất là dạng hình thoi (h.2.27b), tuy nhiên kiểu ô này do không có các thanh chống dọc nhà nên không bảo đảm độ cứng của kết cấu theo phương dọc. Kết cấu lúc này làm việc giống như vòm theo phương ngang nhà (nhịp bằng  $B$ ), tải trọng mái sẽ được truyền lên kết cấu biên (tường) đặt dọc nhà (chiều dài  $L$ ) ; kết cấu biên phải chịu được lực xô ngang của vòm, ở hai đầu nhà nên đặt các vách cứng. Các thanh của vỏ có thể bằng thép hình, thép ống, thép dẹt hoặc là các dàn nhẹ với chiều cao 1/80 - 1/120 nhịp  $B$ .

Góc nghiêng của thanh với phương dọc bằng 45 - 60°. Khi trong các ô lưới của vỏ bố trí thêm các thanh dọc nhà (h.2.27c) thì độ cứng của kết cấu sẽ tăng lên, kết cấu sẽ làm việc như vỏ có nhịp  $L$ . Độ cứng của vỏ là lớn nhất, sự chi phí vật liệu là lợi nhất nếu ngoài các thanh dọc còn có các thanh chéo xiên góc 45° so với thanh dọc (h.2.27e). Khi đó biến dạng ngang bé đi, mômen uốn trong vỏ được phân đều trên mặt vỏ nên các thanh chịu lực đều nhau. Trên hình 2.28 giới thiệu kiểu cấu tạo nút của vỏ một lớp.



**Hình 2.27. Hệ thanh không gian dạng vỏ một lớp**

- a) sơ đồ ; b) lưới hình thoi ; c) lưới có thanh chống dọc ;  
d) lưới có thanh chống ngang ; e) lưới có thanh dọc và thanh chéo ;  
1- vỏ ; 2- vách cứng đầu nhà ; 3- giằng ; 4- cột.

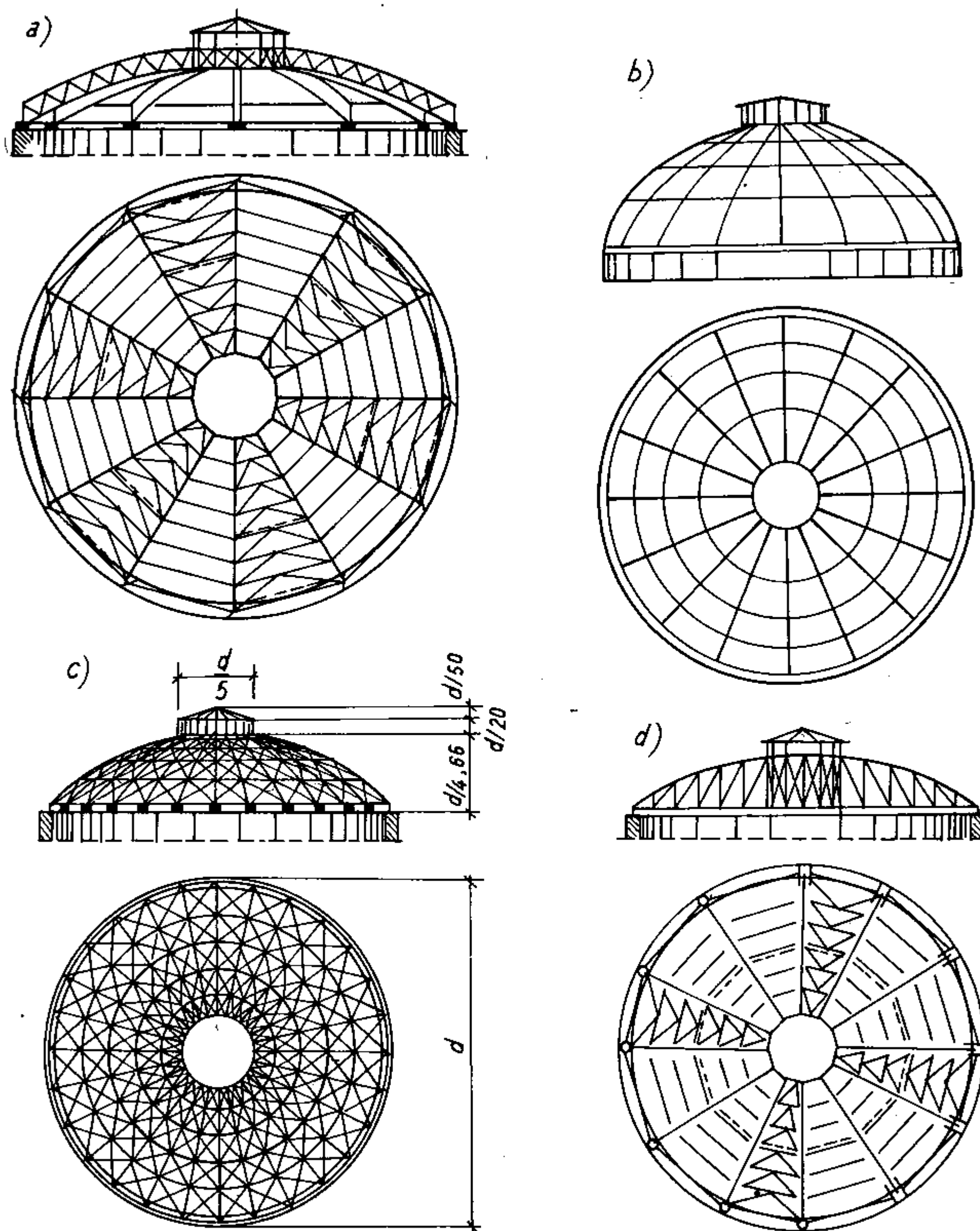


**Hình 2.28. Cấu tạo nút của vỏ một lớp**

- a) thanh bằng thép ống; b) thanh bằng thép hình dẹt.

## 4. Mái cupôn

Cupôn là một dạng kết cấu không gian có mặt cong hai chiều dùng cho các công trình mặt bằng hình tròn hoặc đa giác đều. Kết cấu cupôn gồm ba loại : *cupôn sườn*, *cupôn sườn vòng* và *cupôn lưới* (h.2.29).



Hình 2.29. Sơ đồ cupôn

a) cupôn sườn ; b) cupôn sườn vòng ; c) cupôn lưới ; d) cupôn có sườn dầm.

### a. Cupôn sườn (h.2.29a)

#### • Cấu tạo

Cupôn sườn là một hệ thống các vòm (hai hoặc ba khớp) đặt theo phương bán kính. Vòm (còn được gọi là sườn) được liên kết với nhau bằng xà gỗ và giằng

giữa các xà gỗ. Tấm mái lợp tạo ra mặt ngoài của cupôn, thông thường mặt ngoài là mặt tròn xoay, hình cầu hoặc elipxôit. Tại vị trí đỉnh của cupôn bố trí một vòng cứng (gọi là vòng đỉnh), đầu trên của các sườn được kê vào vòng đỉnh này. Vòng đỉnh phải có độ cứng lớn vì nó vừa chịu nén, uốn vừa chịu xoắn. Hai sườn nằm trong mặt phẳng đường kính, nối với nhau qua vòng đỉnh được xem như một vòm. Nếu sườn liên kết khớp với vòng đỉnh và đường kính vòng không lớn thì có thể coi vòm như vòm ba khớp. Đôi khi theo yêu cầu kiến trúc, đường kính của vòng đỉnh tương đối lớn, khi này, để tăng độ cứng và ổn định cho vòng, phía trong của vòng được gia cường bằng các thanh chống. Phía trên vòng đỉnh thường bố trí cửa mái để thông gió và chiếu sáng. Cupôn sườn là hệ có lực xô ngang, lực xô ngang này được truyền lên tường hoặc lên vành gối bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép. Vành gối đặt ở vị trí chân vòm, có mặt bằng là hình tròn hay hình đa giác, được đặt tự do lên kết cấu đỡ ở dưới và chỉ cần ngăn cản chuyển vị ngang do tác dụng của tải trọng gió. Vành gối là hình tròn khi các sườn đặt tương đối dày.

Tiết diện của sườn có thể là rỗng (dàn nhẹ) hoặc đặc. Tiết diện đặc có trọng lượng nặng hơn nhưng chế tạo đơn giản hơn. Xà gỗ liên kết với các sườn, bảo đảm ổn định ngoài mặt phẳng cho sườn. Để tạo ra mặt cong cho cupôn, xà gỗ có thể là rỗng với cánh trên cong hoặc là đặc, thẳng và dùng miếng đệm cho cầu phong. Trong cupôn thoải, sườn có thể đặt thanh căng ở mặt phẳng cánh dưới để hệ trở thành hệ sườn dầm không có lực xô ngang (h. 2.29d).

### • Tính toán

Tải trọng tác dụng lên cupôn sườn gồm trọng lượng bản thân (tính tải), hoạt tải mái và gió. Khi cupôn chịu tải trọng bất kỳ, ta có thể phân ra làm hai thành phần : thành phần tác dụng đối xứng và thành phần tác dụng phản xứng qua trục.

#### ◆ *Tính cupôn sườn chịu tải đối xứng qua trục (trọng lượng bản thân)*

Dưới tác dụng của tải trọng đối xứng qua trục cupôn, các sườn sẽ chịu tải như nhau với phần diện tích truyền tải tương ứng. Do đó ta chia cupôn thành các vòm phẳng riêng rẽ.

Nếu lực xô ngang do vành gối chịu thì vành gối được thay thế bằng một thanh căng quy ước nằm trong mặt phẳng của vòm. Do tác dụng của lực xô, vành gối có biến dạng đàn hồi theo phương đường kính. Diện tích của thanh căng quy ước được chọn sao cho biến dạng đàn hồi của nó bằng biến dạng của vành gối (h.2.30a). Vì các sườn đặt tương đối dày đặc nên có thể thay lực xô ngang  $H$  của vòm bằng tải trọng phân bố đều  $p$  (h.2.30b).

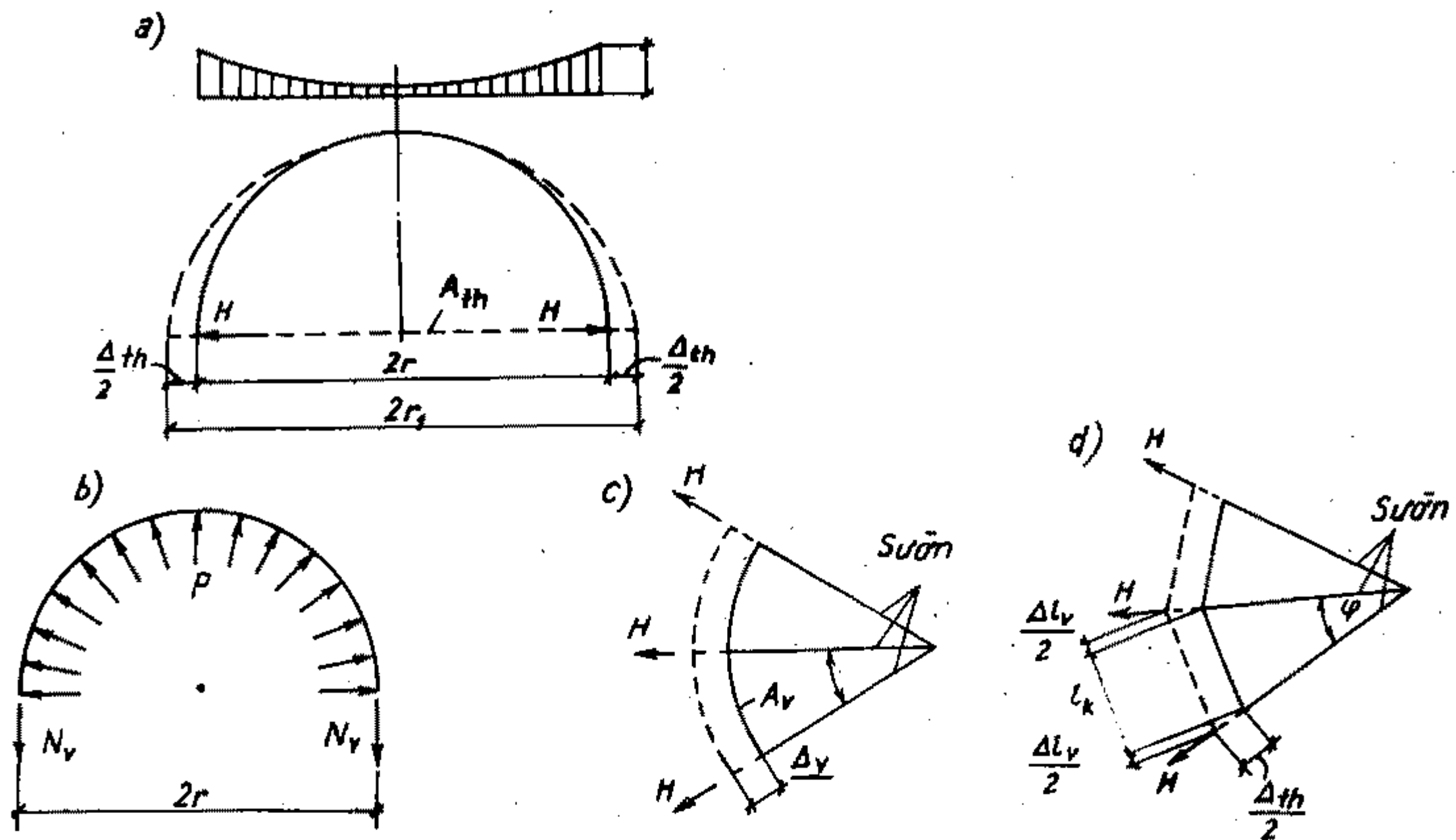
$$p = \frac{nH}{2\pi r}$$

trong đó  $n$  - số lượng sườn trong cupôn ;

$H$  - lực xô ngang của vòm (sườn) ;

$r$  - bán kính của vành gối.





**Hình 2.30.** Sơ đồ tính vòm sườn chịu tải trọng thẳng đứng

a) sơ đồ vòm ; b,c) biến dạng của vành gờ tròn ;

d) biến dạng của vành gờ hình đa giác.

Vậy lực kéo trong vành gờ là :

$$N_v = pr = \frac{nH}{2\pi} \quad (2.12)$$

và biến dạng của toàn vành là :

$$\Delta L_v = \frac{N_v l_v}{E_v A_v} = \frac{N_v 2\pi r}{E_v A_v} = \frac{n r H}{E_v A_v},$$

trong đó  $E_v$ ,  $A_v$  - môđun đàn hồi của vật liệu làm vành và diện tích vành gờ.

- Biến dạng theo phương đường kính của vành gờ  $\Delta_v$  nhận được từ phương trình :

$$2\pi r + \Delta L_v = 2\pi r_1$$

( $r, r_1$  - bán kính trước và sau biến dạng của vành).

Vậy 
$$\Delta_v = 2r_1 - 2r = \frac{\Delta L_v}{\pi},$$

$$\Delta_v = \frac{n r H}{\pi E_v A_v} \quad (2.13)$$

- Biến dạng của thanh căng quy ước do tác dụng của lực xô  $H$  là :

$$\Delta_{th} = \frac{H 2r}{E_{th} A_{th}}, \quad (2.14)$$

trong đó  $E_{th}$ ,  $A_{th}$  - độ cứng của thanh quy ước.

Cân bằng (2.13) và (2.14) sẽ được diện tích tiết diện thanh căng quy ước là :

$$A_{th} = \frac{2\pi A_v E_v}{n E_{th}} \quad (2.15)$$

Bằng cách tương tự, khi cupôn có vành gối hình đa giác (h.2.30d), diện tích thanh căng quy ước là :

$$A_{th} = \frac{4r A_v E_v}{l_k E_{th}} \sin^2 \frac{\varphi}{2}, \quad (2.16)$$

trong đó  $l_k$  - chiều dài cạnh của đa giác ;

$\varphi$  - góc giữa hai sườn.

Sau khi có thanh căng quy ước, nội lực trong vòm được xác định bằng các phương pháp của cơ học kết cấu.

Vòng đỉnh chịu nén do tác dụng của các lực ngang (có giá trị bằng lực xô  $H$ ), phải được kiểm tra về bền và ổn định.

- Kiểm tra bền :

$$\sigma = \frac{N_d}{A_{vd}} = \frac{p' r_{vd}}{A_{vd}} \leq R_y$$

- Kiểm tra ổn định :

$$\sigma = p' r_{vd} \leq N_{th} = \frac{3 E J_{vd}}{r_{vd}^2}$$

trong đó  $r_{vd}$ ,  $A_{vd}$  - bán kính và diện tích tiết diện vòng đỉnh ;

$p'$  - áp lực phân bố đều thay thế lực tác dụng ở vòng đỉnh,

$$p' = \frac{n H}{2\pi r_{vd}};$$

$J_{vd}$  - mômen quán tính của tiết diện vòng đỉnh đối với trục thẳng đứng.

#### ♦ Tính cupôn sườn chịu tải trọng gió (h.2.31)

Sơ đồ tác dụng của gió lên cupôn sườn và hệ số khí động trình bày ở hình 2.31, giá trị của hệ số  $c$  và  $c_1$  lấy theo tiêu chuẩn "Tải trọng và tác động - TCVN 2737-1995".

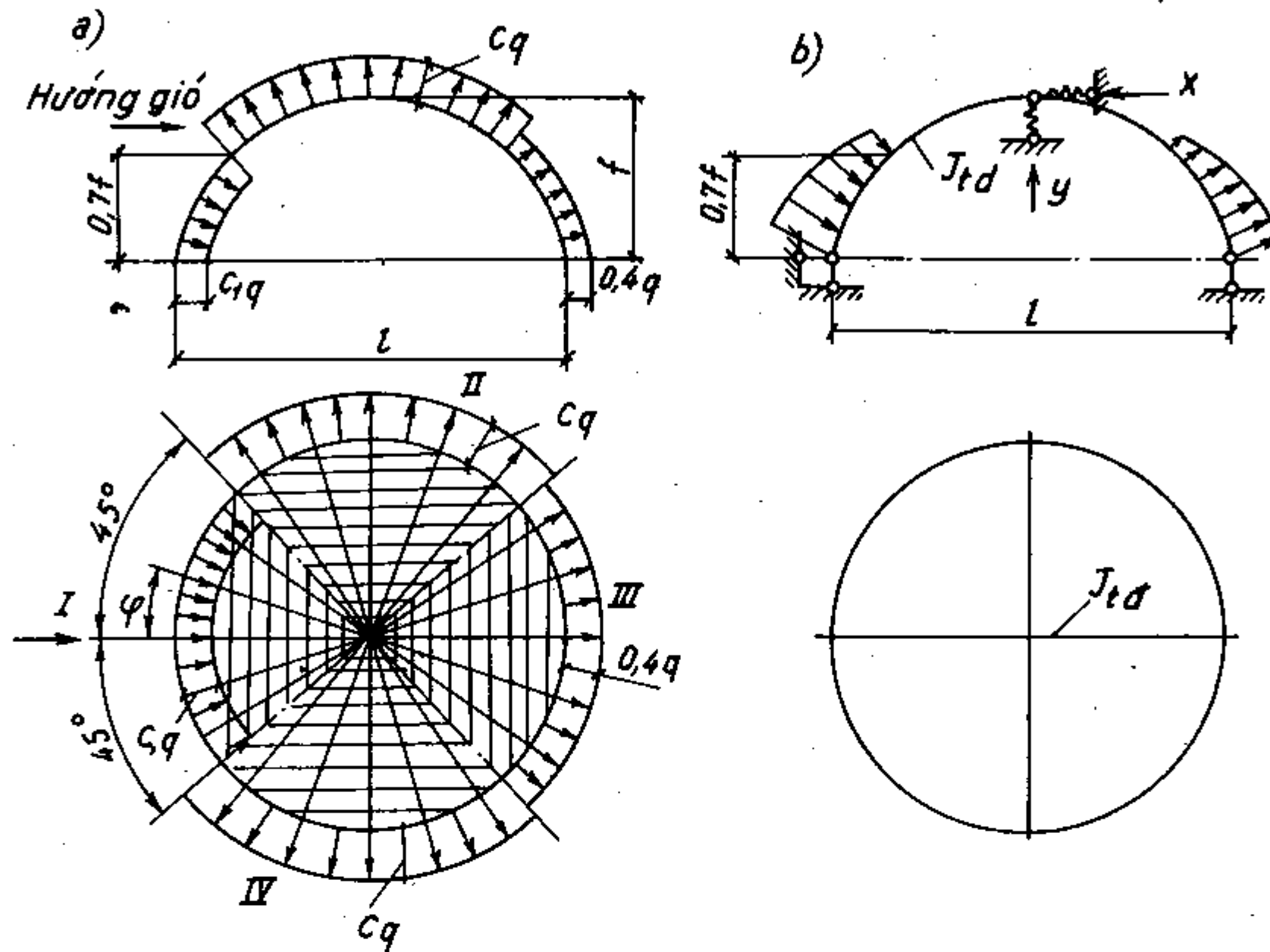
Cupôn được chia làm bốn phần : ở cung phần tư thứ nhất (cung I) và cung thực ba (cung III), áp lực gió phân bố đều, tác dụng theo cùng một hướng và gây ra chuyển vị ngang cho cupôn ; ở cung phần tư thứ hai (cung II), và thứ tư (cung IV), áp lực có hai chiều đối nhau nên không gây ra chuyển vị cho cupôn. Vòm có vị trí trùng với hợp lực của áp lực gió ở cung phần tư thứ nhất và thứ ba sẽ có chuyển vị lớn nhất. Tất cả các vòm ở cung I và cung III được quy về một vòm tương đương có mômen quán tính là :

$$J_{td} = J \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i, \quad (2.17)$$

trong đó  $J$  - mômen quán tính của một vòm ;

$\varphi$  - góc nghiêng của vòm thứ  $i$  với phương của hợp lực gió ;

$m$  - số lượng vòm ở cung I và III.



Hình 2.31. Sơ đồ tính cupôn sườn chịu tải trọng gió

a) sơ đồ tải trọng ; b) sơ đồ tính.

Tải trọng gió tác dụng lên vòm tương đương gồm hai phần : phần gân đỉnh là gió hút đối xứng, phần gân chân vòm (đoạn 2/3 chiều dài vòm) là gió không đối xứng. Tính nội lực của cupôn chịu tải gió hút đối xứng như phần trên. Vòm tương đương được tính với áp lực gió tác dụng ở gân chân vòm (h.2.31b).

Nhận thấy một điều là các vòm nằm ở cung II và IV sẽ cản trở chuyển vị ngang và đứng của đỉnh vòm tương đương, nên sơ đồ tính của vòm tương đương có thêm gối đàn hồi tại đỉnh vòm (theo cả phương ngang và đứng) như hình 2.31b. Giá trị hệ số đàn hồi của gối bằng chuyển vị do lực đơn vị  $X = 1$  và  $Y = 1$  gây ra :

$$\Delta_x = \int \frac{\overline{M}_x^2 dx}{E J \sum_n \cos \varphi} ; \Delta_y = \int \frac{\overline{M}_y^2 dx}{E \sum_n J} = \frac{\int \overline{M}_y^2 dx}{E n J}, \quad (2.18)$$

trong đó  $\overline{M}_x, \overline{M}_y$  - mômen uốn trong vòm tương đương do lực  $X = 1$  và  $Y = 1$  gây ra ;

$n$  - số lượng vòm ở cung II và IV.

Chọn ẩn số là phân lực  $X$  và  $Y$  của gối đàn hồi, phương trình chính tắc của vòm tương đương là :

$$\begin{cases} \delta_{xx}X + \delta_{xy}Y + \Delta_{xp} = \Delta_x X \\ \delta_{yx}X + \delta_{yy}Y + \Delta_{yp} = \Delta_y Y \end{cases} \quad (2.19)$$

trong đó

$$\begin{cases} \delta_{xy} = \delta_{yx} = 0; \\ \delta_{xx} = \int \frac{\overline{M_x^2} dx}{E J_{td}} = \int \frac{\overline{M_x^2} dx}{E J \sum_m \cos \varphi}; \\ \delta_{yy} = \int \frac{\overline{M_y^2} dx}{E \sum_m J} = \int \frac{\overline{M_y^2} dx}{E m J}; \\ \Delta_{xp} = \int \frac{\overline{M_x} M_p dx}{E J_{td}} = \int \frac{\overline{M_x} M_p dx}{E J \sum_m \cos \varphi}; \\ \Delta_{yp} = \int \frac{\overline{M_y} M_p dx}{E \sum_m J} = \int \frac{\overline{M_y} M_p dx}{E m J}; \end{cases} \quad (2.20)$$

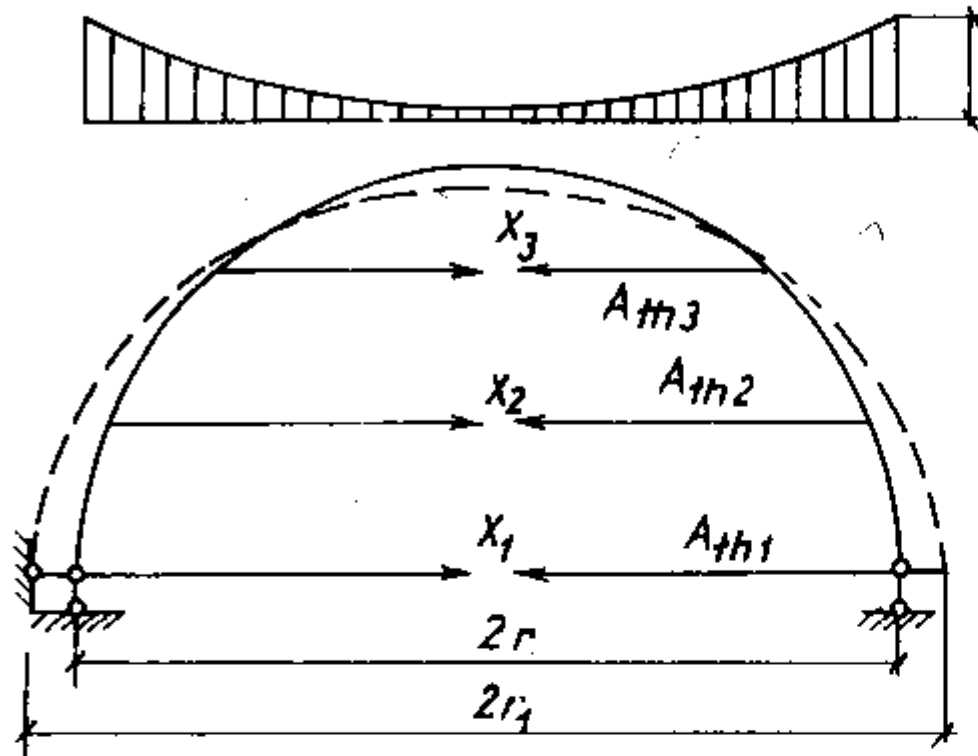
Giải phương trình (2.19) biết được giá trị  $X$  và  $Y$ , từ đó sẽ tính được nội lực trong vòm tương đương, sau đó phân nội lực này cho các vòm ở cung I và III theo tỷ lệ với độ cứng tương đương của vòm. Vòm có nội lực lớn nhất là vòm nằm trùng với phương của hợp lực gió nên nội lực của vòm này sẽ có được bằng cách chia nội lực của vòm tương đương cho trị số  $\sum_m \cos \varphi$ .

### b. Cupôn sườn vòng (h.2.29b)

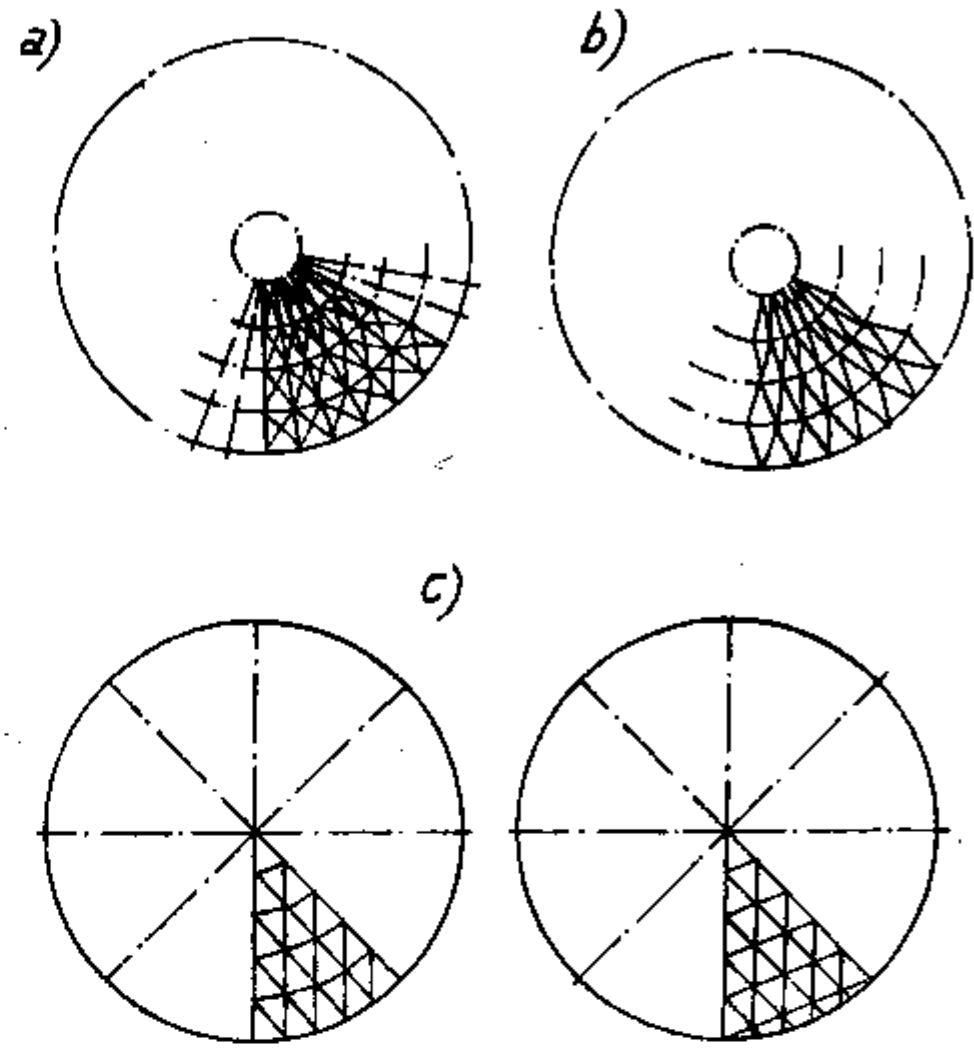
Cupôn sườn vòng cũng gồm các sườn (vòm) đặt theo phương bán kính, đầu trên tựa vào vòng đỉnh, đầu dưới kê vào vành gối ; ngoài ra còn có xà gỗ vòng (đặt theo phương vĩ tuyến) nối các sườn lại thành hệ thống không gian cứng. Xà gỗ vòng có tiết diện đặc hoặc rỗng, nối khớp cạnh với sườn nên xà gỗ vòng vừa chịu uốn (do tác dụng trực tiếp của tải trọng mái), vừa chịu kéo do lực vòng của hệ không gian. Xà gỗ vòng sẽ trở thành gối tựa trung gian cho các sườn, do đó trọng lượng của cupôn sườn vòng nhẹ hơn cupôn sườn. Một cách cấu tạo đơn giản nhất của cupôn sườn vòng là sườn và xà gỗ vòng đều làm bằng thép hình, liên kết giữa xà gỗ vòng vào sườn dùng kiểu liên kết khớp như trong hệ dầm.

Trong cupôn sườn vòng, xà gỗ vòng làm việc giống như vành gối của cupôn sườn. Do đó khi tính cupôn sườn vòng chịu tải trọng đối xứng, ta chia cupôn thành các vòm phẳng và thay xà gỗ vòng bằng các thanh căng quy ước đặt tại vị trí của xà gỗ. Diện tích của các thanh căng quy ước tính theo công thức (2.15)

hoặc (2.16). Để tính nội lực trong vòm phẳng, ta dùng phương pháp lực với ẩn số là các lực  $X_i$  của các thanh căng quy ước (h.2.32), giải hệ phương trình  $n$  ẩn ( $n$  là số thanh căng quy ước). Dưới tác dụng của tải trọng gió, cupôn sườn vòm bị biến dạng; các xà gỗ vòm chuyển vị tịnh tiến (song song với chính nó) nên sự làm việc của xà gỗ vòm rất ít, do đó tính cupôn sườn vòm chịu tải trọng gió giống cách tính của cupôn sườn.



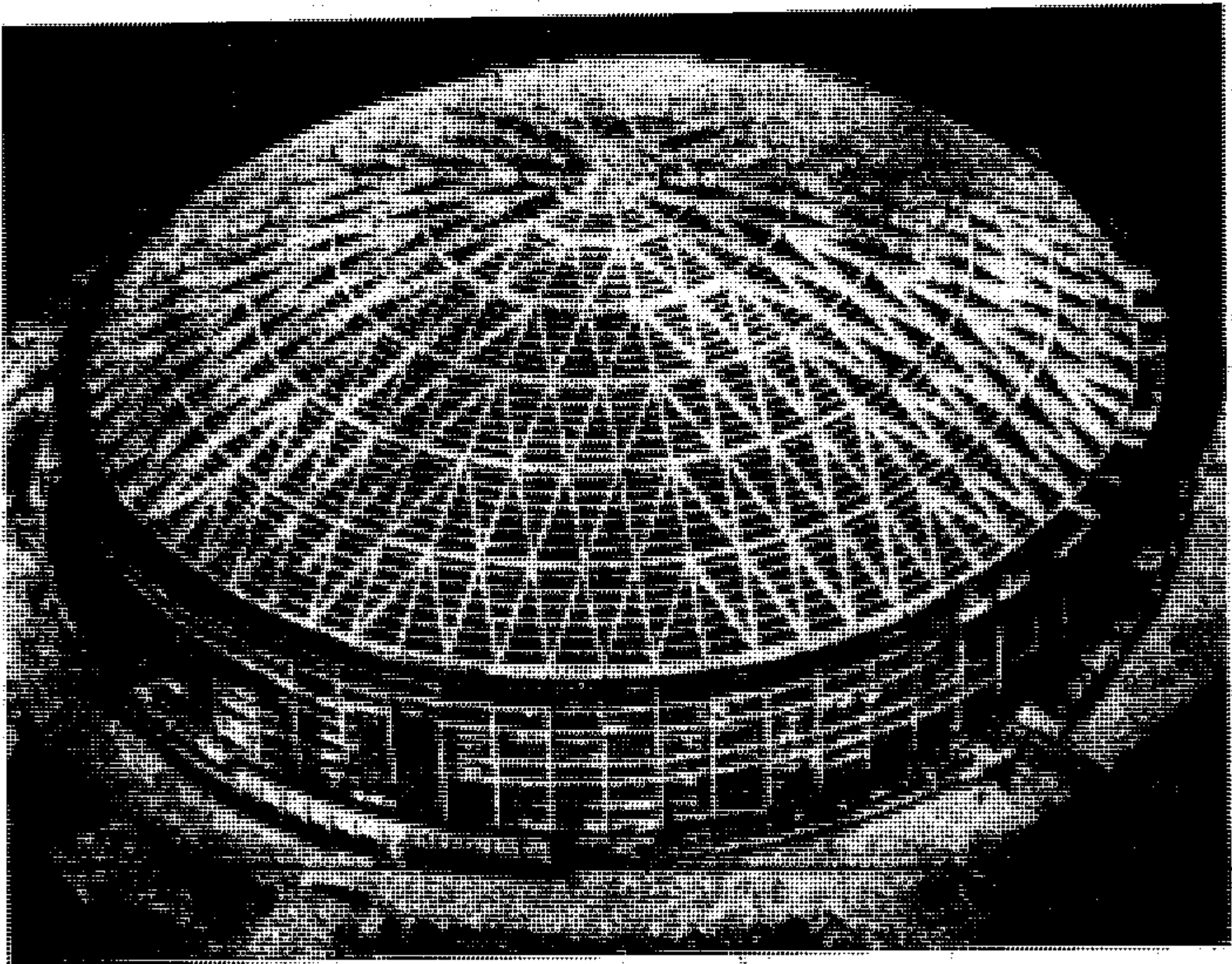
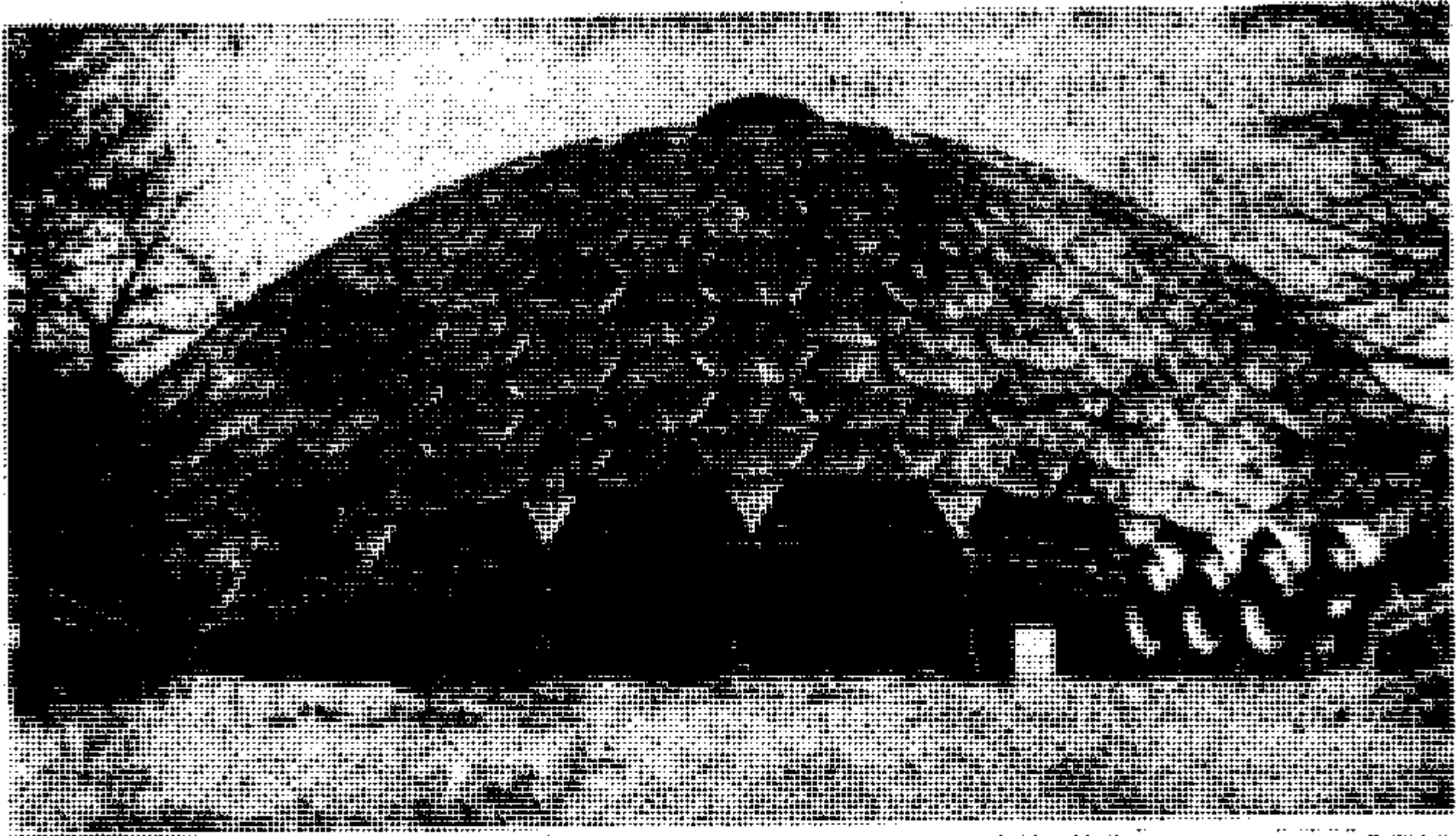
Hình 2.32. Sơ đồ tính cupôn sườn vòm chịu tải trọng thẳng đứng



Hình 2.33. Các kiểu chia ô

### c. Cupôn lưới (h.2.29c)

Cupôn lưới là một kiểu của kết cấu vỏ lưới, giữa sườn và xà gỗ vòm còn có các thanh chéo. Thông thường tất cả các thanh của cupôn lưới đều làm bằng thép ống, liên kết khớp với nhau tại nút. Như vậy nội lực trong các thanh chỉ có lực dọc (mômen uốn cục bộ rất nhỏ), nội lực được dàn đều trên bề mặt nên cupôn lưới có trọng lượng nhẹ nhất trong ba loại cupôn, song có cấu tạo nút phức tạp hơn. Ở chân cupôn lưới bố trí vành gối để chịu lực xô ngang, đỉnh của cupôn có vòng đỉnh mà trên đó là kết cấu cửa mái. Ngày nay khi xây dựng cupôn có đường kính lớn, cupôn lưới được sử dụng nhiều nhất do nhẹ và có hình dáng đẹp. Mặt ngoài của cupôn lưới được chia ra làm nhiều ô. Có nhiều kiểu chia ô, hình 2.33 giới thiệu bốn kiểu chia ô hay dùng: kiểu a- gồm hai thanh chéo giữa sườn và xà gỗ; kiểu b- ô hình quả trám; kiểu c- kiểu sao. Cupôn lưới hình sao được sử dụng nhiều hơn cả. Hình 2.34 là hai sản phẩm vận động dùng mái cupôn lưới: hình 2.34a - cupôn đường kính 61 m, cao 20 m, xây dựng tại Nga; hình 2.34b - đường kính 195,5 m, cao 28 m, xây dựng tại Mỹ.



*Hình 2.34. Công trình có mái cupôn lưới*

## § 2.4. HỆ MÁI TREO

### 1. Giới thiệu chung

Hệ kết cấu mái treo (còn gọi là kết cấu mái dây) là hệ kết cấu chịu lực gồm các phân tử chịu kéo, thường làm bằng dây cáp xoắn ốc bện từ các sợi thép cường độ cao ( $\sigma_b = 120 + 140 \text{ kN/cm}^2$ ).

Khả năng chịu lực của kết cấu mái dây được xác định theo độ bền, bởi chúng chỉ có nội lực kéo. Kết cấu làm việc chịu kéo nên cho phép sử dụng triệt để khả năng chịu lực của dây cáp, đồng thời với cường độ cao của vật liệu nên trọng lượng của kết cấu chịu lực ở đây tương đối nhỏ. Với dạng kết cấu này, khi nhịp tăng cho hiệu quả sử dụng kết cấu tăng. Đó là các ưu điểm của kết cấu dây. Ưu việt hơn nữa của các mái treo là chúng dễ vận chuyển và có khả năng lắp ráp không cần dàn giáo, chúng vượt được nhịp lớn. Hệ kết cấu mái dây được treo vào kết cấu gối cứng là các dàn, dầm, khung ... bằng thép hoặc bê tông cốt thép. Giá thành của hệ gối này chiếm phần lớn trong tổng giá thành của dây và gối. Với các mái treo có mặt bằng tròn, ôvan, cũng như các loại mặt bằng không phải là chữ nhật cho phép giảm được giá thành của kết cấu gối đỡ. Song các dạng mặt bằng này không thích hợp với nhà công nghiệp, đó là một trong những lý do kết cấu mái dây ít được sử dụng trong nhà công nghiệp.

Một đặc điểm của kết cấu mái dây là biến dạng lớn. Sở dĩ vậy bởi môđun đàn hồi của cáp thấp  $E = (1,5 + 1,8)10^6 \text{ daN/cm}^2$  nhỏ hơn thép cán. Song khả năng làm việc đàn hồi của thép cường độ cao lại lớn hơn thép thường nên biến dạng tỷ đối của cáp trong giai đoạn làm việc đàn hồi  $\varepsilon = \sigma/E$  lớn hơn so với thép CT3 vài lần.

Một đặc điểm nữa của mái treo là có tính biến hình lớn. Khi sơ đồ tác dụng của tải trọng thay đổi thì sơ đồ hình học của hệ có thay đổi lớn (còn gọi là hệ có chuyển vị động). Để giảm nhẹ chuyển vị động, các mái treo thường được thiết kế có căng trước và có giải pháp cấu tạo đặc biệt làm tăng khả năng ổn định hình dạng của hệ.

Cả hai đặc điểm trên cũng là nguyên nhân cơ bản làm hạn chế việc sử dụng kết cấu mái treo trong các nhà công nghiệp, nhất là các nhà có cấu trúc.

Hiện nay kết cấu mái treo được dùng chủ yếu cho các công trình thể thao và các nhà công cộng nhịp lớn với các dạng kết cấu khác nhau. Đó là hệ dây một lớp, hệ dây hai lớp, hệ dàn dây, hệ yên ngựa, hệ hỗn hợp, vỏ mỏng.

### 2. Kết cấu mái dây một lớp

Đối với các công trình nhịp lớn như gara, hănga, nhà triển lãm, nhà thi đấu, sân vận động ... có thể dùng kết cấu mái dây một lớp. Các công trình này thường có mặt bằng chữ nhật, tròn, bầu dục, elíp.

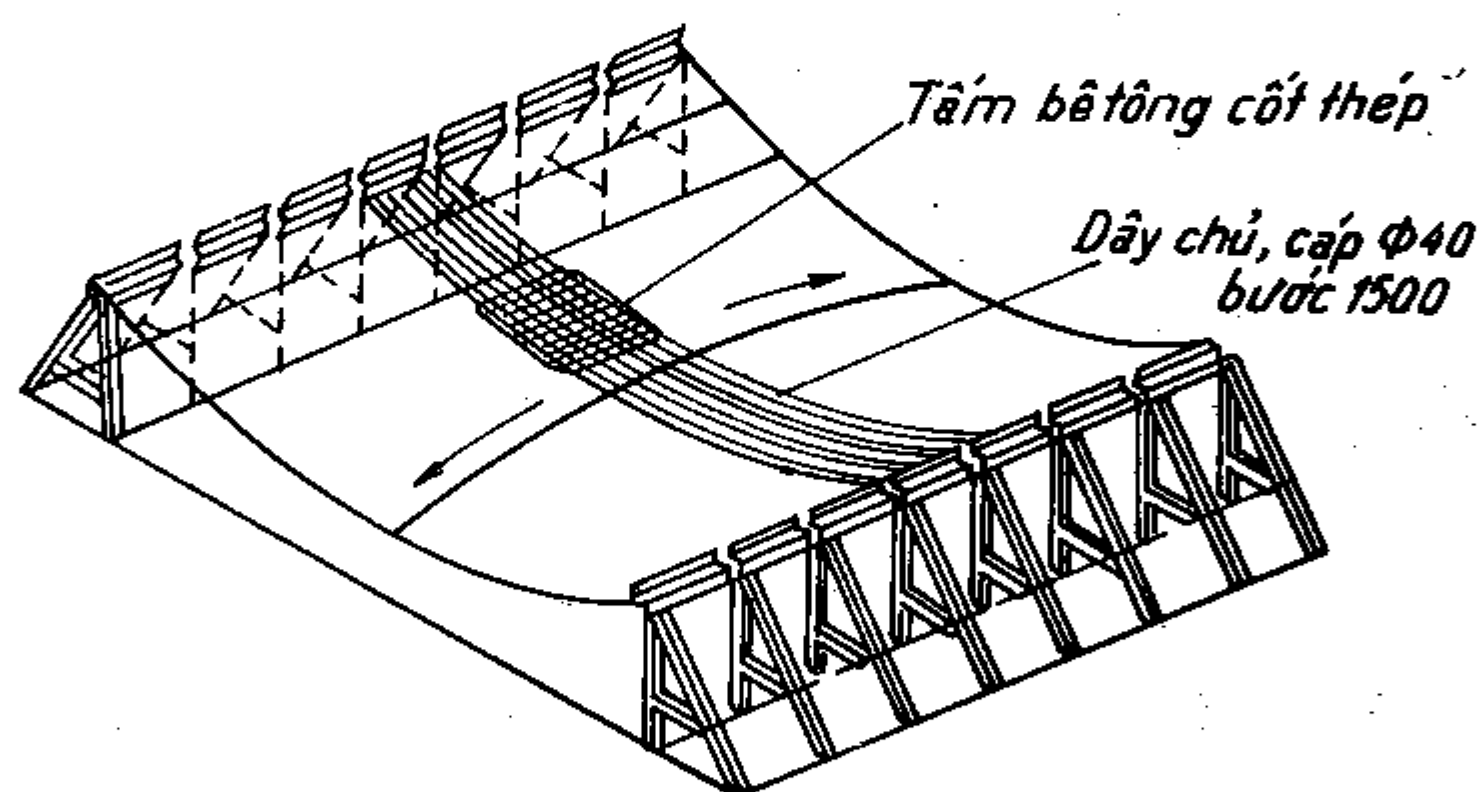
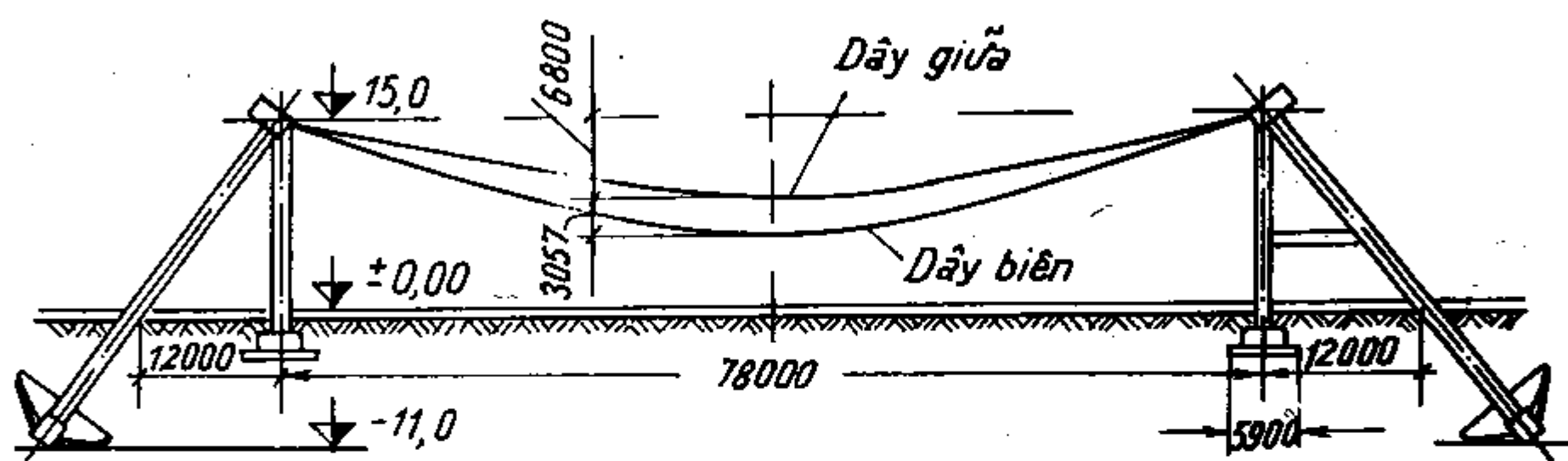
Kết cấu dây một lớp có thể vượt được nhịp lớn vào khoảng 70 - 100 m. Các dây được neo chác vào hệ gối cứng, vành cứng.

Kết cấu mái dây một lớp thường có hai loại là dây mềm bằng cáp và dây cứng bằng thép hình.

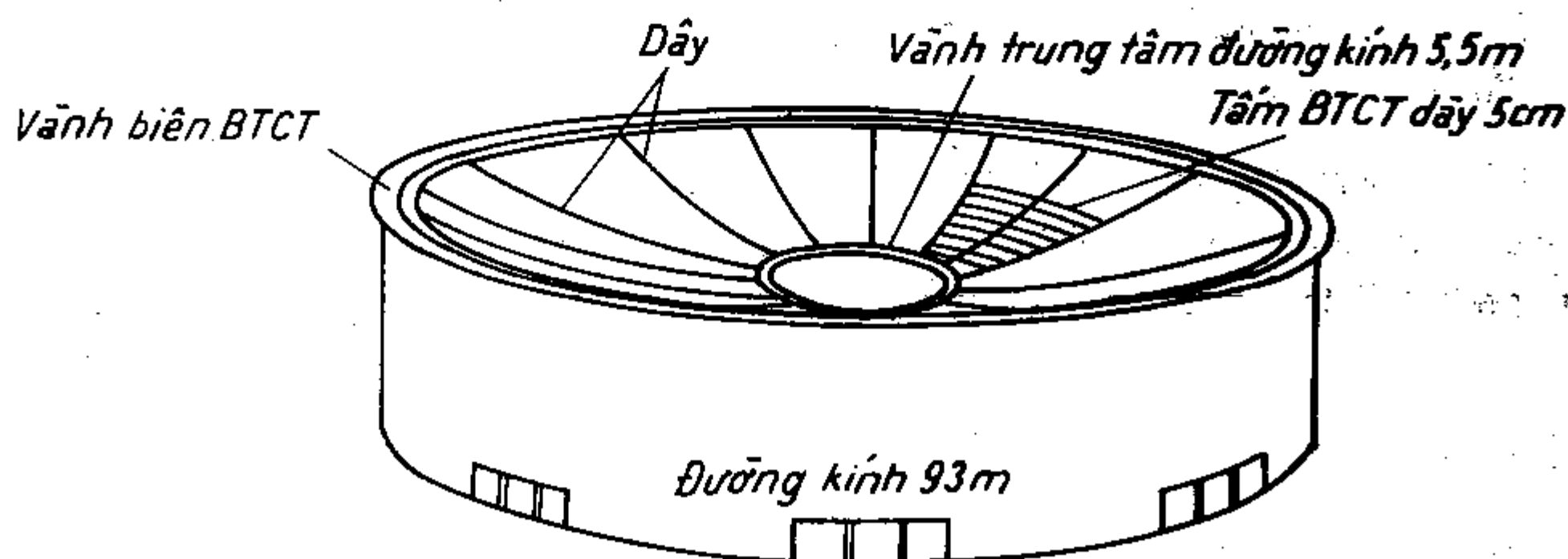
**a. Hệ một lớp dây mềm**

Hệ một lớp dây mềm thường dùng cho các kết cấu mái có mặt bằng chữ nhật như hình 2.35 và mặt bằng tròn như hình 2.36.

Với mặt bằng mái chữ nhật, kết cấu của hệ gồm các dây chịu lực rải đều, neo chác vào hệ gối cứng ở hai biên song song của mặt bằng mái. Hệ gối này thường là các dầm biên và các khung cứng bằng bê tông cốt thép. Với mặt bằng



**Hình 2.35. Sơ đồ kết cấu mái dây một lớp ở Kraxnoyarsk**



**Hình 2.36. Sơ đồ kết cấu mái dây một lớp của sân vận động ở Montebideo**



mái tròn, kết cấu của hệ gồm các dây chịu lực đặt hướng tâm neo vào vành biên và vành ở trung tâm. Vành biên làm bằng bê tông cốt thép hoặc thép, chịu nén. Vành trung tâm làm bằng thép, chịu kéo.

Hệ dây là chỗ tựa cho các lớp mái. Các tấm mái được liên kết vào dây và liên kết với nhau. Sau khi các tấm mái được liên kết cứng với nhau tạo thành một vỏ làm tăng độ cứng toàn hệ lên rất nhiều. Các tấm mái thường là bê tông cốt thép hoặc hợp kim nhôm. Lợi dụng các tấm mái cứng người ta thường căng dây cùng với các tấm mái, gây nén trước trong các tấm mái tạo cho mái có thể chịu được kéo do tải trọng. Như vậy đã tạo nên một vỏ ứng suất trước, thường đó là vỏ bê tông cốt thép. Trường hợp này chỉ ở giai đoạn thi công các dây mới chịu toàn bộ tải trọng gồm trọng lượng bản thân hệ mái và các hoạt tải thi công, lực căng trước. Chúng được tính toán với sơ đồ các dây làm việc riêng rẽ, giống như khi các tấm mái không tạo thành vỏ ứng suất trước.

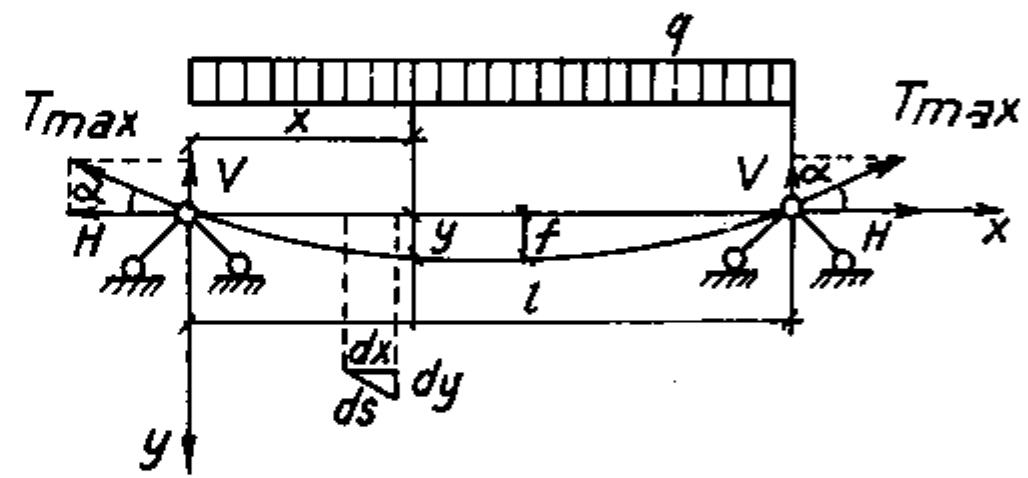
Việc tính toán dây mềm được tiến hành cho các trường hợp sau :

• Dây mềm không dãn

Khi dây mềm có  $f/l \geq 1/20$  thì việc tính toán có thể bỏ qua biến dạng đàn hồi, coi như dây không dãn.  $f$  là độ võng lớn nhất của dây  $f = y_{max}$  (gọi là mũi tên võng) thường lấy  $f = (1/10 + 1/20)l$  ( $l$  là nhịp của dây).

Đặc điểm tính toán dây mềm là : mỗi một trường hợp chất tải có một trạng thái cân bằng của dây.

Xét dây mềm nhịp  $l$  chịu tải phân bố đều  $q$ , chiều dài trục dây  $l_d$ , độ võng của dây  $y$ , mũi tên võng  $f$ . Với  $f/l \geq 1/20$  có thể xem  $q$  phân bố đều trên đường nằm ngang và  $y$  là đường cong parabol bậc hai, có sơ đồ tính toán như hình 2.37.



Hình 2.37. Sơ đồ tính dây mềm gối cố định

Vì mọi tiết diện của dây đều không tồn tại mômen, vậy có phương trình cân bằng tại tiết diện  $x$  (xem hình 2.37) là :

$$M_x - Hy = 0, \text{ từ đó có } y = \frac{M_x}{H};$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \frac{dM_x}{dx} = \frac{Q_x}{H},$$

trong đó  $M_x$ ,  $Q_x$  - hàm mômen, lực cắt xác định như dầm đơn giản.

Từ  $H$  và  $Q_x$  ta có lực kéo trong dây tại tiết diện  $x$  là

$$T_x = \sqrt{Q_x^2 + H^2} \quad (2.21)$$

Tại gối có  $Q_{\max} = V$  và lực kéo lớn nhất trong dây

$$T_{\max} = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (2.22)$$

Với tải phân bố đều  $q$  ta có :

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} ; V = Q_{\max} = \frac{ql}{2}$$

Từ điều kiện cân bằng ta được :

$$H = \frac{M_{\max}}{f} = \frac{ql^2}{8f} \quad (2.23)$$

Gọi  $\alpha$  là góc nghiêng của  $T_{\max}$  với phương ngang (góc dốc của dây tại gối) ta có :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{V}{H} = \frac{ql}{2} \cdot \frac{8f}{ql^2} = \frac{4f}{l} \quad (2.24)$$

Trên dây xác định nội lực dây  $T_{\max}$ ,  $T_x$  cũng như phân lực ngang ở gối tựa  $H$  theo mũi tên vòng  $f$  của dây. Song chúng có thể xác định theo chiều dài của dây  $l_d$  (bởi lẽ  $l_d$  phụ thuộc vào  $y$  và  $f$ ), cụ thể như sau :

Với giả thiết ở trên (trạng thái cân bằng của dây là đường cong  $y$  dạng parabol bậc hai) ta tính gần đúng chiều dài của dây như sau :

$$\begin{aligned} l_d &= \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \approx \int_0^l \left[ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{Q_x}{H}\right)^2 - \frac{1}{8} \left(\frac{Q_x}{H}\right)^4 + \dots \right] dx \approx \\ &\approx 1 + \frac{1}{2H^2} \int_0^l Q_x^2 dx \end{aligned} \quad (2.25)$$

Đặt  $D = \int_0^l Q_x^2 dx$ , gọi là đặc trưng tải trọng. Thay  $D$  vào phương trình trên rút ra được phân lực  $H$  theo  $l_d$  :

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(l_d - l)}} \quad (2.26)$$

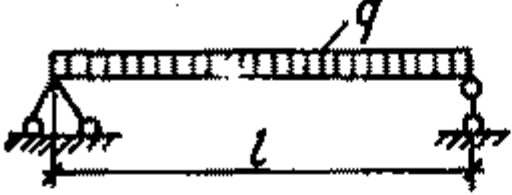
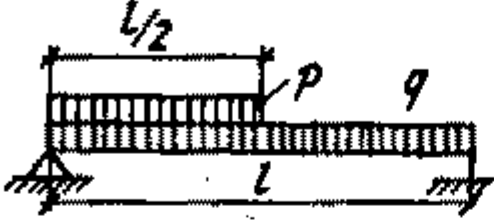
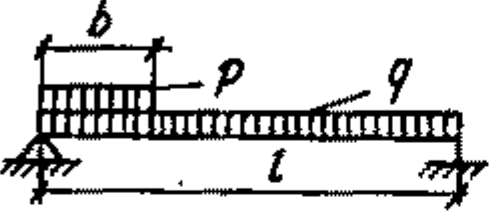
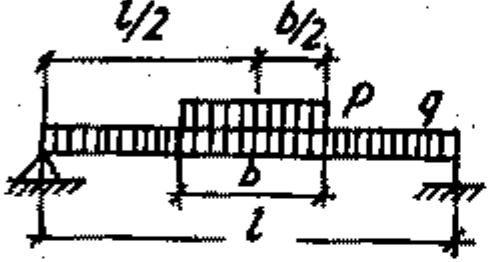
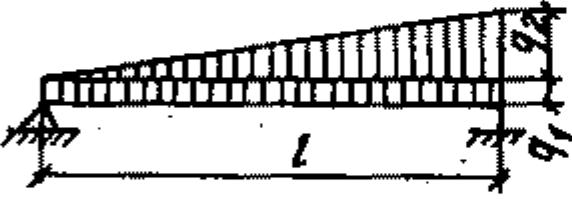
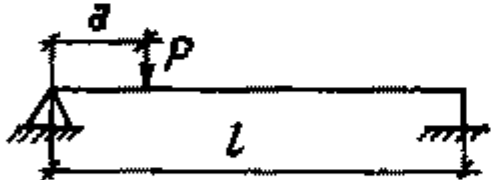
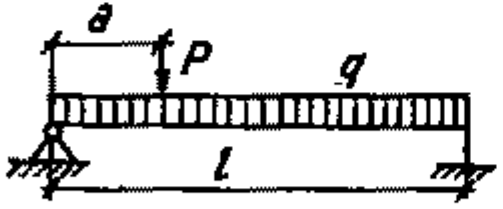
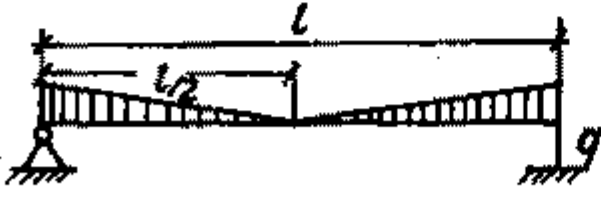
Lưu ý rằng  $D$  phụ thuộc vào sơ đồ tải trọng, ví dụ tải phân bố đều như đã cho có  $D = \frac{q^2 l^3}{12}$ , lấy  $D$  theo bảng 2.2.

Chính xác hơn có thể xác định  $H$  theo các biểu thức sau :

$$H = \frac{lD}{l_d^2 - l^2} \text{ hoặc } H = \frac{\sqrt{3lD}}{4f} \quad (2.27)$$

trong đó  $D$  như công thức trên hoặc  $D = \int_0^l M_x q_x dx$ .

Bảng 2.2. Đặc trưng tải trọng D

| TT   | Sơ đồ tải trọng   | Giá trị D   |
|--|---|---|
| 1  |    | $\frac{q^2 l^3}{12}$  |
| 2  |    | $\frac{q^2 l^3}{12} \left( 1 + \gamma + \frac{5}{18} \gamma^2 \right)$                            |
| 3  |   | $\frac{q^2 l^3}{12} \left[ 1 + (4 - 3\beta)\beta^3 \gamma^2 + (6 - 4\beta)\beta^2 \gamma \right]$ |
| 4  |  | $\frac{q^2 l^3}{12} \left[ 1 + (3 - 2\beta)\beta^2 \gamma^2 + (3 - \beta^2)\beta \gamma \right]$  |
| 5  |  | $\frac{q_1^2 l^3}{12} + \frac{q_1 q_2 l^3}{12} + \frac{q_2^2 l^3}{45}$                            |
| 6  |  | $\frac{P(l-a)a}{l}$   |
| 7  |  | $\frac{q^2 l^3}{12} \left[ 12\alpha\gamma_1(1-a)(1+\gamma_1) + 1 \right]$                         |
| 8  |  | $\frac{q^2 l^3}{80}$  |
| <p>Chú dẫn : <math>\gamma = \frac{P}{q}</math> ; <math>\beta = \frac{b}{l}</math> ; <math>\gamma_1 = \frac{P}{ql}</math> ; <math>\alpha = \frac{a}{l}</math></p> |   |   |

Từ hai biểu thức tính  $H$  ở công thức (2.27) rút ra biểu thức xác định  $l_d$  theo  $f$  :

$$l_d = \sqrt{l^2 + \frac{16f^2}{3}} = l \sqrt{1 + \frac{16f^2}{3l^2}} \approx l \left( 1 + \frac{8f^2}{3l^2} \right) \quad (2.28)$$

• Dây mềm đàn hồi trên các gối cố định

Khi  $f/l < 1/20$  việc tính dây phải kể đến biến dạng đàn hồi của dây. Phản lực ngang  $H$  trong trường hợp này được xác định từ phương trình sau (sơ đồ tính như trường hợp trên) :

$$H^3 + \frac{8EA}{3n_0^2 m} H^2 = \frac{DEA}{2ml} \quad (2.29)$$

trong đó  $n_0 = l/f$  ;

$m = l_d/l$  ;

$EA$  - độ cứng kéo của dây.

Trường hợp dây chịu tải trọng thường xuyên  $g$  và hoạt tải  $p$  : ban đầu dây có mũi tên vồng  $f$  và dưới tác dụng của tải trọng (chưa có  $p$ ) dây có phản lực ngang  $H_0$  , khi chịu tải  $g + p$  phản lực ngang  $H$  được xác định từ phương trình :

$$H^3 + \left( \frac{EAD_0}{2lH_0^2} - H_0 \right) H^2 = \frac{EAD}{2l} \quad (2.30)$$

trong đó  $D_0 = \int_0^l Q_{ox}^2 dx$  - đặc trưng tải trọng ban đầu, xác định với tải trọng  $g$  ;

$E$  - môđun đàn hồi của dây ;

$A$  - diện tích tiết diện dây ;

$H_0$  - xác định theo công thức (2.23).

◆ Độ vồng của dây

Do dây đàn hồi nên khi chịu tải trọng  $q$  dây dãn dài làm cho mũi tên vồng  $f$  tăng thêm  $\Delta f$  như hình 2.38.  $\Delta f$  phụ thuộc vào sơ đồ và trị số của  $q$ . Với  $q$  phân bố đều ta có :

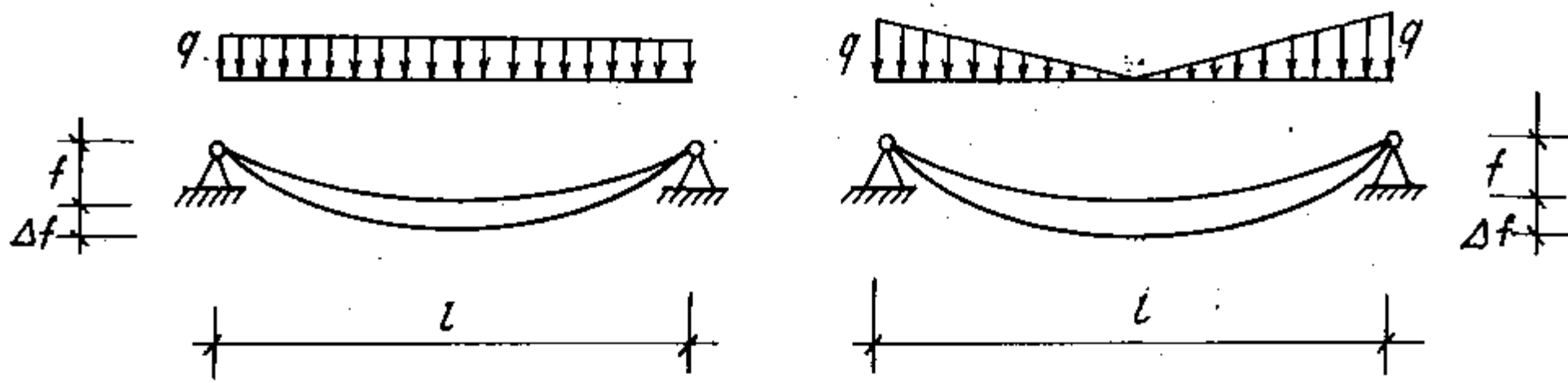
$$\Delta f = \frac{3m^2 q l^4}{128EAf^2} \quad (2.31)$$

trong đó  $m = \frac{l_d}{l} = 1 + \frac{8(f/l)^2}{3}$

Với tải phân bố tam giác như hình 2.38 ta có :

$$\Delta f = \frac{5m^2 q l^4}{864EAf^2} \quad (2.32)$$

trong đó  $m = \frac{l_d}{l} = 1 + \frac{18(f/l)^2}{5}$



**Hình 2.38.** Sơ đồ biến dạng của dây đàn hồi  
a) tải phân bố đều ; b) tải phân bố tam giác.

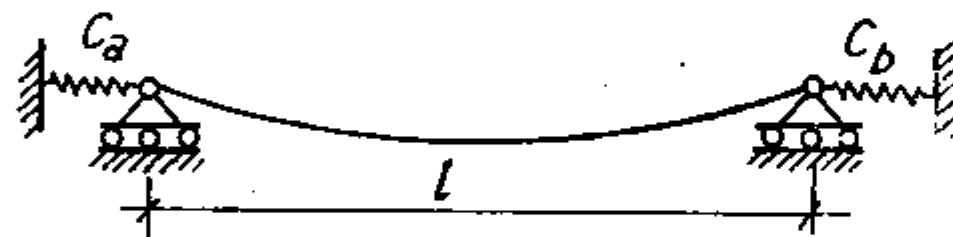
• **Dây mềm đàn hồi trên các gối mềm**

Xét sơ đồ dây như hình 2.39, khi chịu tải trọng, các gối A, B có chuyển vị ngang. Chuyển vị ngang này phụ thuộc vào độ mềm của liên kết ngang của gối. Gọi  $C_a$ ,  $C_b$  là hệ số mềm của gối A và B (là chuyển vị ngang của gối do lực ngang bằng một đơn vị tác dụng vào liên kết ngang của gối) ta có phương trình xác định thành phần nằm ngang  $H_1$  của nội lực dọc  $T_{max}$  trong dây tại gối là :

$$H_1^4 \left( \frac{4lm^3}{EAH} + \frac{D}{H^4} \right) - H_1^3 \left( \frac{4lm^3}{EA} + 4C \right) + D = 0, \quad (2.23)$$

trong đó  $C = C_a + C_b$  ;

$H$ - xác định theo trường hợp dây mềm đàn hồi trên gối cố định.



**Hình 2.39.** Sơ đồ tính dây mềm đàn hồi trên các gối mềm

• **Dây mềm đàn hồi có ứng suất trước**

Trường hợp trình bày ở mục này dùng khi nhịp của dây lớn hơn chiều dài (ban đầu) của dây ( $l > l_d$ ). Nhờ có lực căng trước  $N_0$  làm cho dây dãn dài bảo đảm liên kết được dây vào hai gối. Như vậy khi làm việc (dây chịu đồng thời  $N_0$  và tải trọng) thành phần phân lực ngang  $H$  tại gối được xác định từ phương trình sau :

$$H^3 - N_0 H^2 = \frac{DEA}{2l} \quad (2.34)$$

Trường hợp riêng khi  $l_d = l$  có  $N_0 = 0$  ;  $m = \frac{l_d}{l} = 1$  và  $n_0 = \infty$  thay vào (2.34) được :

$$H = \sqrt[3]{\frac{DEA}{2l}} \quad (2.35)$$

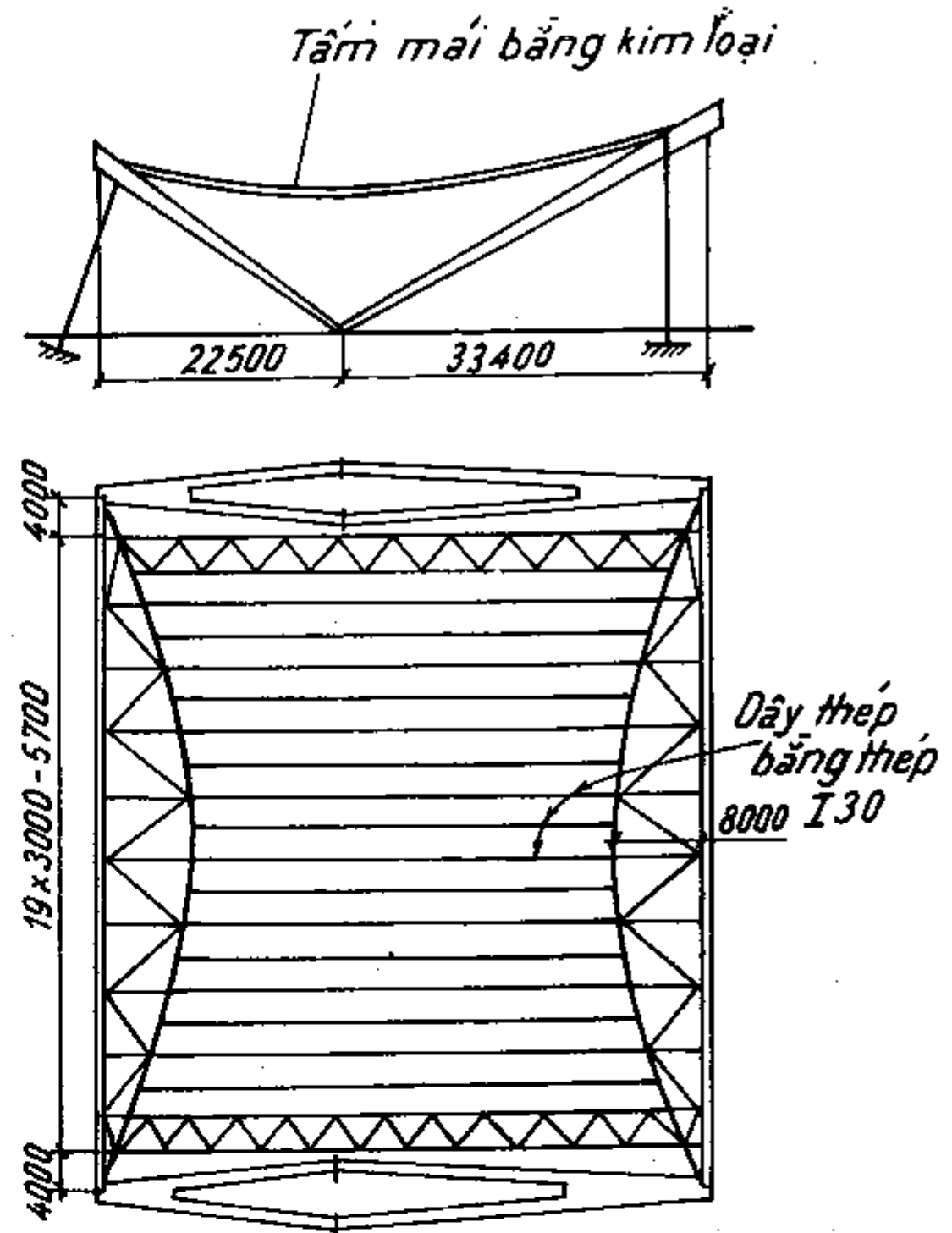
### b. Hệ một lớp dây cứng

Hệ kết cấu này gồm các dây cứng bằng thép hình cán tiết diện dạng chữ I, chúng được cố định vào hai gối cứng ở hai đầu. Các gối cứng này là các dàn dây cáp hoặc các kết cấu cứng khác bảo đảm liên kết chắc các dây cứng vào nó và chịu được lực từ dây cứng chuyển vào. Ví dụ như hình 2.40.

Các dây cứng ở đây làm việc chịu kéo và uốn dưới tác dụng của tải trọng.

Ưu điểm bậc nhất của hệ kết cấu này là hệ dây có độ cứng và có khả năng chống uốn, có thể lợp mái nhẹ mà không cần gây ứng suất trước. Đồng thời giảm nhẹ được nội lực trong hệ dây và phản lực gối tựa.

Tính toán dây cứng khác dây mềm ở chỗ có xét đến độ cứng chống uốn của dây và trong dây có nội lực uốn. Ví dụ trường hợp dây cứng chịu tải trọng phân bố đều  $(g + p)$ , độ võng và nội lực của dây được xác định như sau :



Hình 2.40. Hệ một lớp dây cứng (một nhà hàng ở Yalta)

Độ võng gia tăng ở giữa nhịp (so với trạng thái ban đầu)  $\Delta f = f_s - f$ ,  $f_s$  là độ võng (khi sử dụng) do tải trọng  $g + p$ , xác định từ phương trình sau :

$$\frac{4A}{15Jm_1} f_s^3 + \left( 1 - \frac{4A}{15lm_1} f^2 + \frac{H_0 l^2}{10EJ} \right) f_s = \frac{(g+p)l^4}{80EJ} + f ,$$

trong đó  $m_1 = 1 + \frac{16(f/l)^2}{3}$  ;

$f$  - độ võng (mũi tên võng) ban đầu ;

$H_0$  - phản lực ngang (lực đập) ban đầu ;

$J$  - mômen quán tính của tiết diện dây tính với trục uốn.

Phản lực ngang lớn nhất khi dây chịu  $g+p$  là :

$$H = \frac{8EA}{3l^2 m_1} (f_s + f) \Delta f + H_0 \quad (2.36)$$

và mômen uốn lớn nhất trong dây là

$$M = \frac{(g+p)l^2}{8} - Hf_s . \quad (2.37)$$

### 3. Kết cấu mái dây hai lớp

Kết cấu của hệ dây hai lớp như hình 2.41 và hình 2.42. Lớp dây võng xuống là lớp dây chịu lực, gọi là lớp dây chủ. Lớp dây võng lên là lớp dây căng, gọi là lớp dây ổn định. Liên hệ giữa hai lớp dây, là các thanh chống cứng chịu nén với sơ đồ hình 2.41b,c hoặc là các thanh kéo với sơ đồ hình 2.41a,b.

Nhờ có lớp dây căng cùng làm việc với lớp dây chủ làm tăng độ ổn định hình dạng cho hệ dây, làm cho hệ có độ cứng và có khả năng chịu được tải trọng đối chiếu. Để lớp dây căng có đủ khả năng cùng làm việc với lớp dây chủ, cần phải căng trước lớp dây này sao cho trong nó lực kéo do căng trước luôn lớn hơn nội lực nén do tải trọng.

Việc tính toán hệ dây hai lớp về độ bền và biến dạng được thực hiện bằng cách gần đúng. Xét hệ dây hai lớp, lớp dây chủ có mũi tên võng  $f_c$ , lớp dây căng có mũi tên võng  $f_v$  chịu tải trọng thường xuyên  $g$ , tải trọng thay đổi  $p$  và tải do ứng suất trước  $q_0$ . Với mái có mặt bằng chữ nhật (hệ dây song song) dưới tác dụng của tải trọng thường xuyên phân bố đều  $g$ , dây chủ có thành phần lực ngang  $H_c$  ở gối tựa là :

$$H_c = \frac{gl^2}{8f_c} \quad (2.38)$$

Trường hợp mái tròn (hệ dây đồng quy) tải này phân bố dạng tam giác (giá trị cực đại ở hai gối, giữa nhịp bằng không) lực ngang  $H_c$  là :

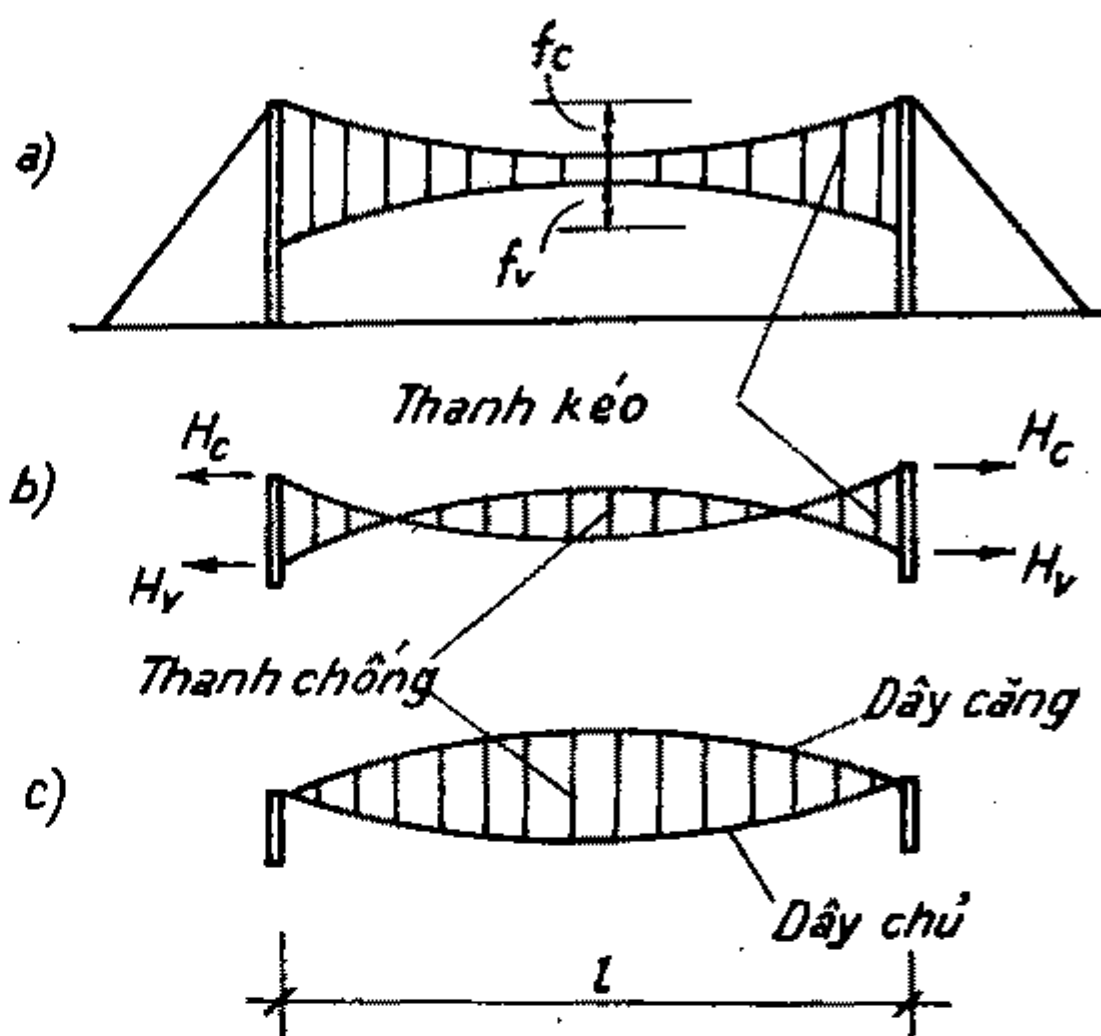
$$H_c = \frac{gl^2}{24f_c} \quad (2.39)$$

Ở giai đoạn căng trước, lực căng trước trong dây căng  $T_0$  gây ra lực ngang tại gối là :

$$H_{ov} = T_0 \cos \alpha, \quad (2.40)$$

trong đó  $\alpha$  - góc nghiêng so với phương ngang so với dây căng tại gối.

Đồng thời do căng trước sinh ra các nội lực đặt trong các thanh đứng, tức là sinh ra tải tác dụng giữa hai lớp dây, giả thiết quy thành tải phân bố đều  $q_0$  và có :



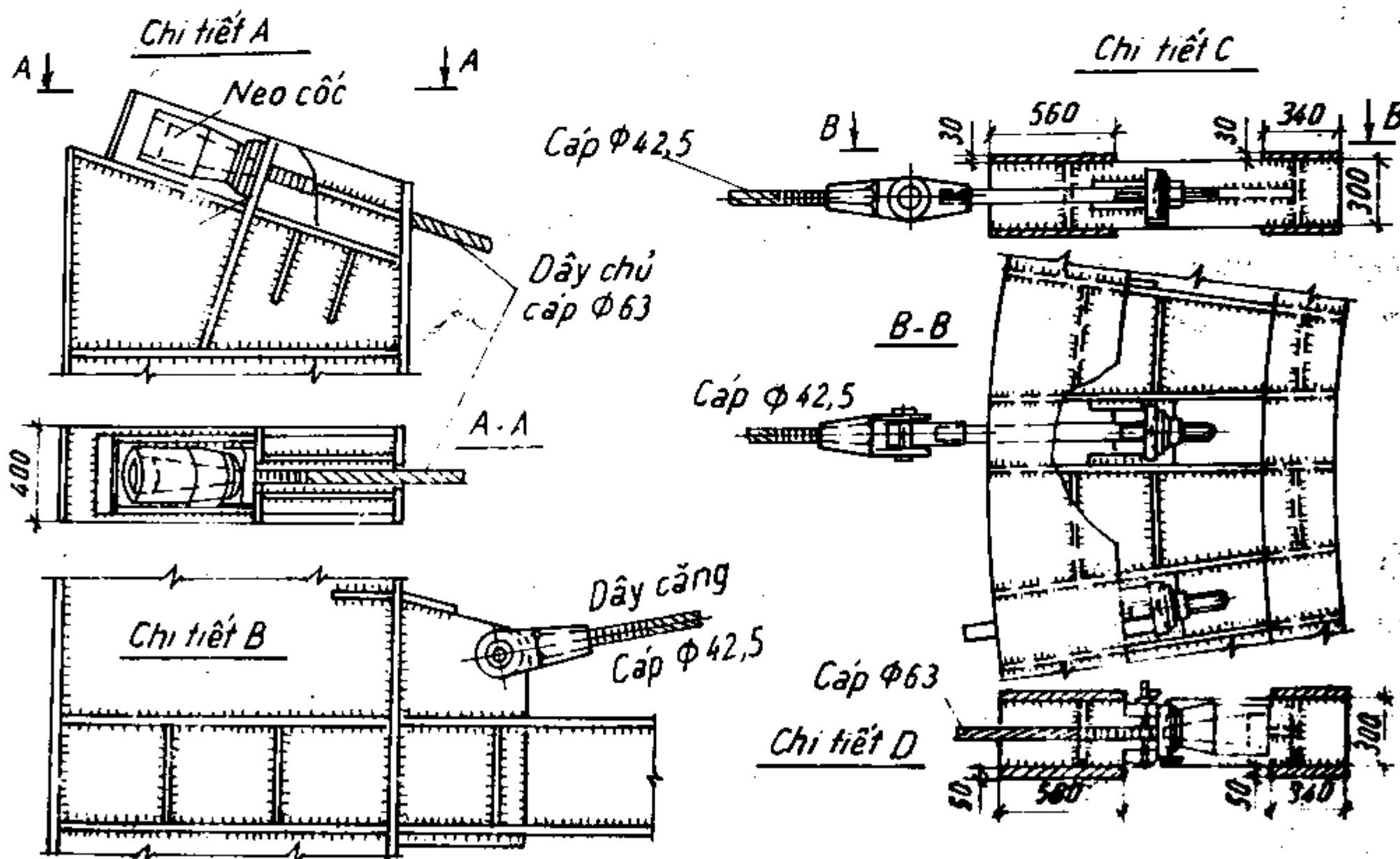
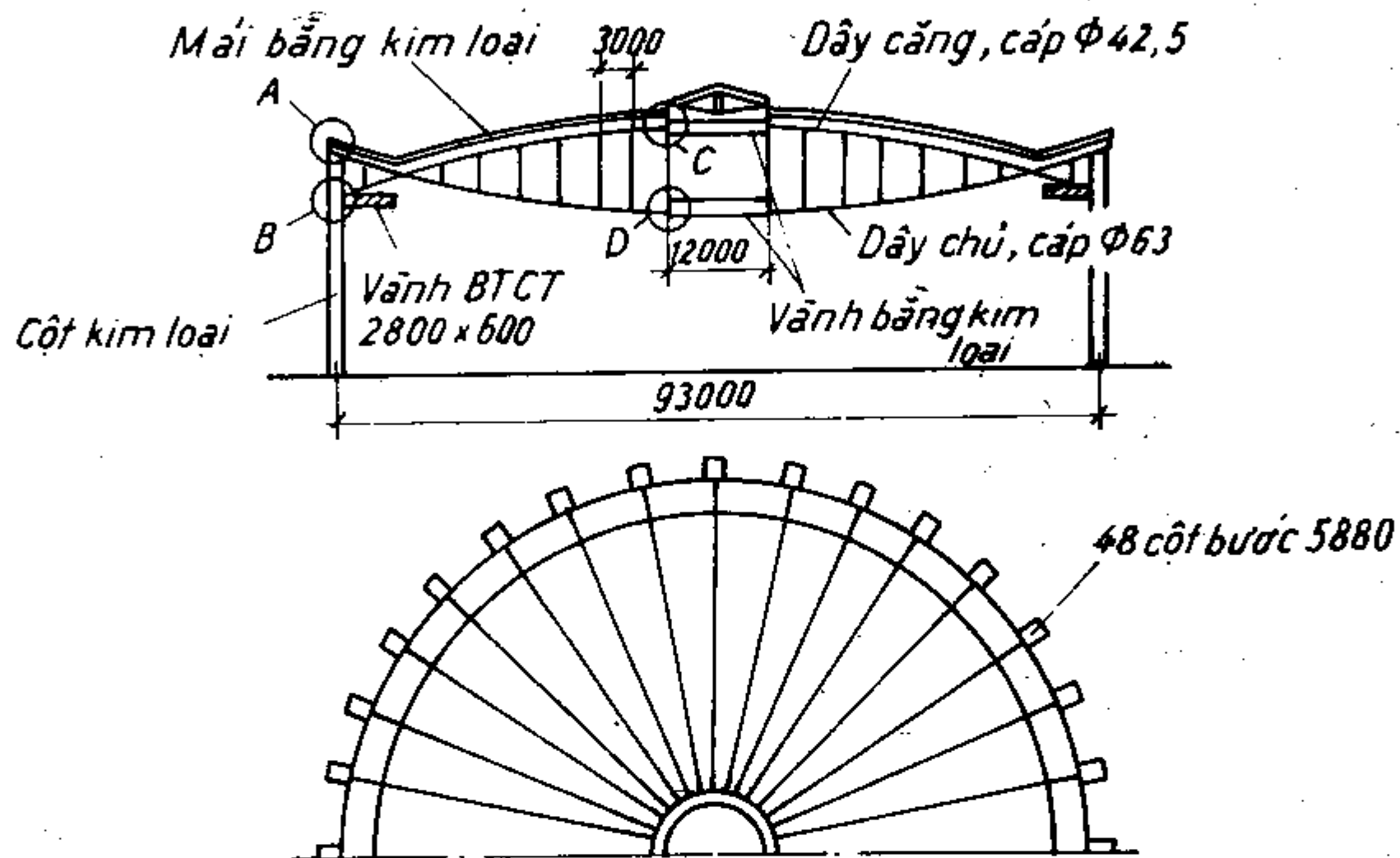
Hình 2.41. Sơ đồ kết cấu hệ dây hai lớp

$$q_0 = \frac{8 H_{ov} f_v}{l^2} = \frac{8 T_0 f_v \cos \alpha}{l^2} \quad (2.41)$$

Dưới tác dụng của  $q_0$  dây chủ có thành phần lực ngang  $H_{oc}$  tại gối là :

$$H_{oc} = \frac{q_0 l^2}{8 f_c} = \frac{H_{ov} f_v}{f_c} \quad (2.42)$$

Ở giai đoạn tiếp theo, hệ chịu tải trọng  $p$ , các lớp dây của hệ làm việc đồng thời (cùng làm việc). Coi biến dạng dọc trục của thanh đứng là không có, ta có



Hình 2.42. Kết cấu dây hai lớp của mái sân vận động Yubileinai ở Nga



độ võng  $\Delta f_c = \Delta f_v$  khi chúng chịu  $p$ , như vậy  $p$  phân phối cho các lớp dây theo tỷ lệ độ cứng  $\alpha_1$  giữa chúng :

$$p_c = \frac{p}{1 + \alpha_1} ; \quad p_v = p - p_c \quad (2.43)$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{f_v}{f_c}\right)^2 \left(\frac{m_c}{m_v}\right)^2 \frac{A_v}{A_c} \quad (2.44)$$

$$m_c = \frac{l_{dc}}{l} ; \quad m_v = \frac{l_{dv}}{l} \quad (2.45)$$

Với tải phân bố đều ta có :

$$m_v = 1 + \frac{8f_v^2}{3l^2} ; \quad m_c = 1 + \frac{8f_c^2}{3l^2} \quad (2.46)$$

Tải  $p_v$  gây nên nội lực nén trong dây căng, do vậy để dây căng luôn có nội lực kéo ta lấy :

$$q_0 = 1,2p_v \quad (2.47)$$

Lớp dây căng được tính toán với tải :

$$q_v = q_0 = 1,2p_v \quad (2.48)$$

Tải  $p_c$  làm căng thêm dây chủ và tổng tải trọng tác dụng vào nó là :

$$q_c = q_0 + p_c = 1,2p_v + p - p_v = p + 0,2p_v = \left[1 + \frac{0,2\alpha_1}{1 + \alpha_1}\right] p \quad (2.49)$$

Như vậy tải trọng tăng thêm cho dây chủ do ứng suất trước là nhỏ, cũng có nghĩa là ứng suất trước không làm giảm khả năng chịu tải trọng đối với dây chủ.

Độ võng của hệ khi chịu tải trọng cân bằng  $p$  nhỏ hơn so với hệ một lớp dây một chút, gần đúng xác định độ võng này như sau :

$$\Delta_f \approx \beta \frac{p}{1 + \alpha_1} \cdot \frac{l^4 m_c}{EA_c f_c^2} \quad (2.50)$$

trong đó  $\beta = 3/128$  khi tải  $p$  phân bố đều ;

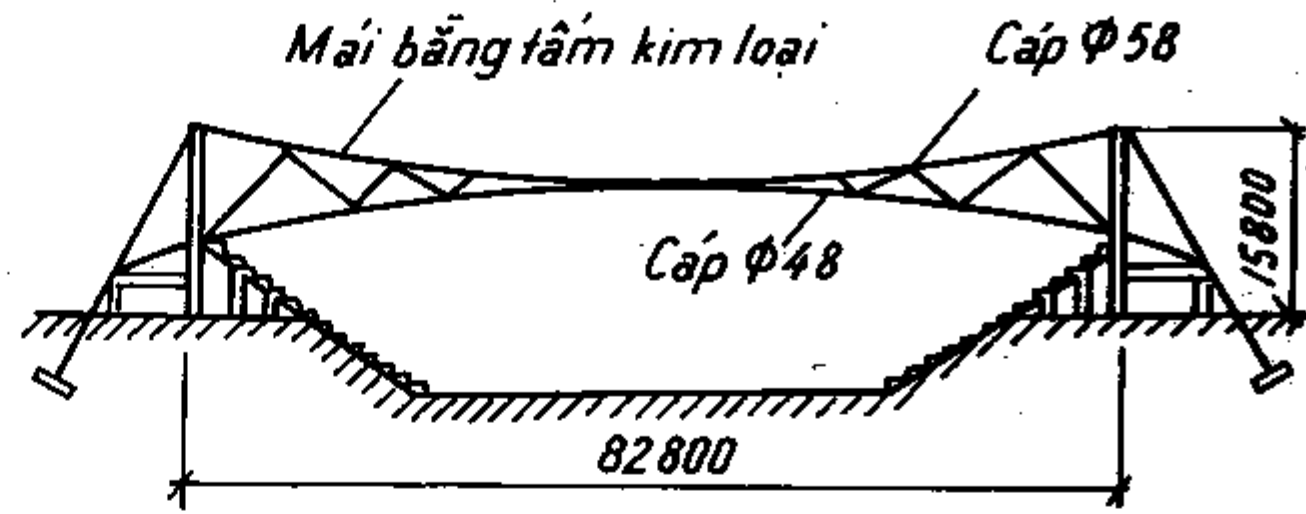
$\beta = 5/864$  khi tải phân bố dạng hai tam giác, giá trị cực đại ở hai gối là  $p$ , giữa nhịp bằng không.

#### 4. Kết cấu dàn dây

Dàn dây cáp là hệ kết cấu dây hai lớp cải tiến, có sơ đồ như hình 2.43. Các thanh cánh của dàn dây là dây chủ và dây căng như hệ hai lớp dây. Liên hệ giữa hai lớp dây này là hệ thanh bụng dạng tam giác, đó là các dây xiên.

Để hệ kết cấu này làm việc như dàn, cần phải căng trước tạo cho tất cả các thanh của dàn luôn có nội lực kéo dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào của hệ.

Kết cấu dàn dây làm cho hệ có độ cứng lớn, có độ ổn định hình dạng cao. Việc tính toán dàn dây có thể tính gần đúng với giả thiết hệ có chuyển vị nhỏ và tính như kết cấu dàn thường. Để chính xác việc tính toán cần xét đến chuyển vị của hệ làm cho góc giữa các dây ở mỗi nút thay đổi, tức là xét đến sự thay đổi sơ đồ kết cấu của hệ khi hệ làm việc.

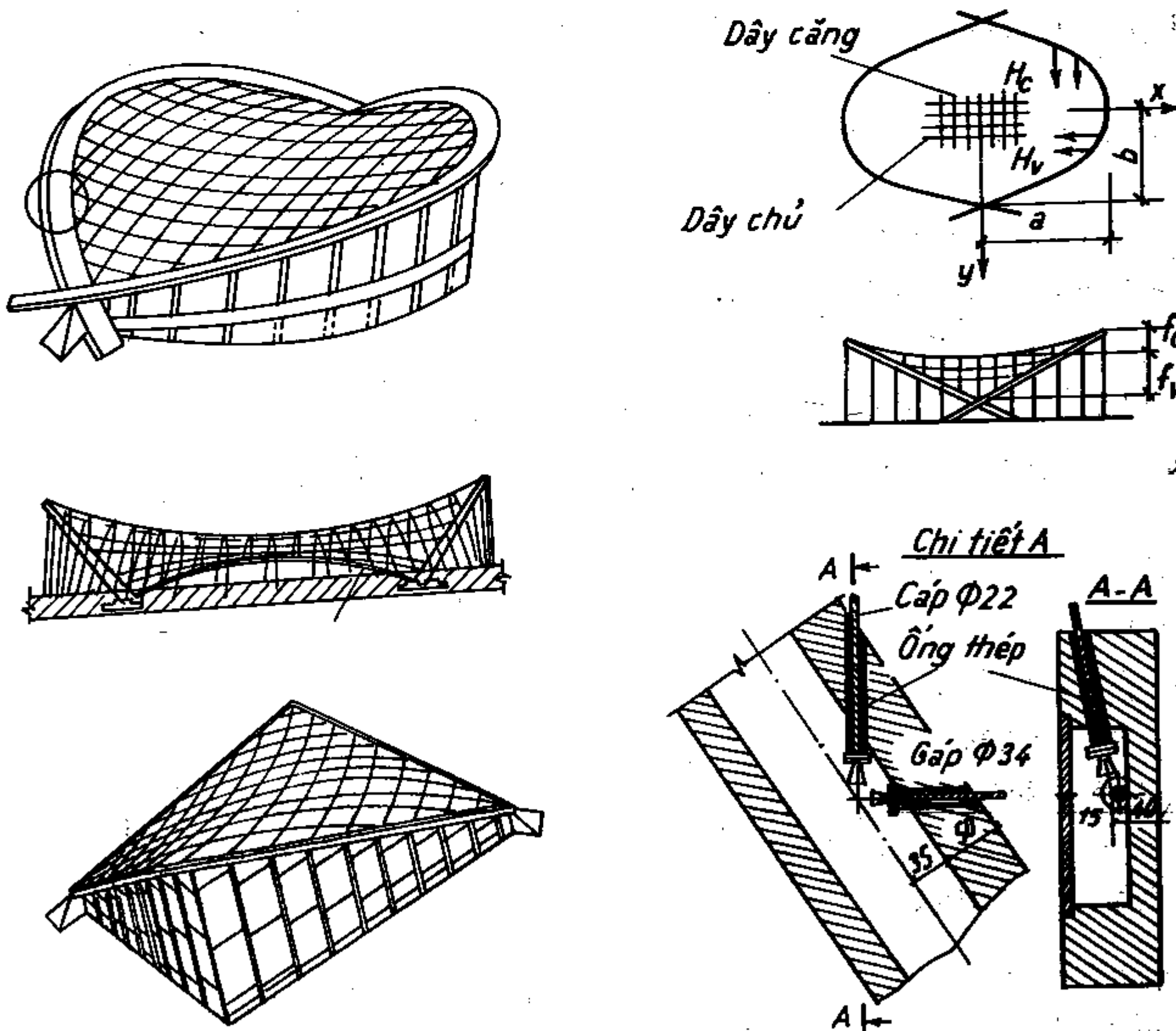


Hình 2.43. Kết cấu dàn dây của mái sân vận động mùa đông ở Stockholm

Việc tính toán này tiến hành bằng cách lập phương trình cân bằng lực cho các nút và phương trình biến dạng cho mỗi một thanh dàn (đoạn dây giữa hai nút).

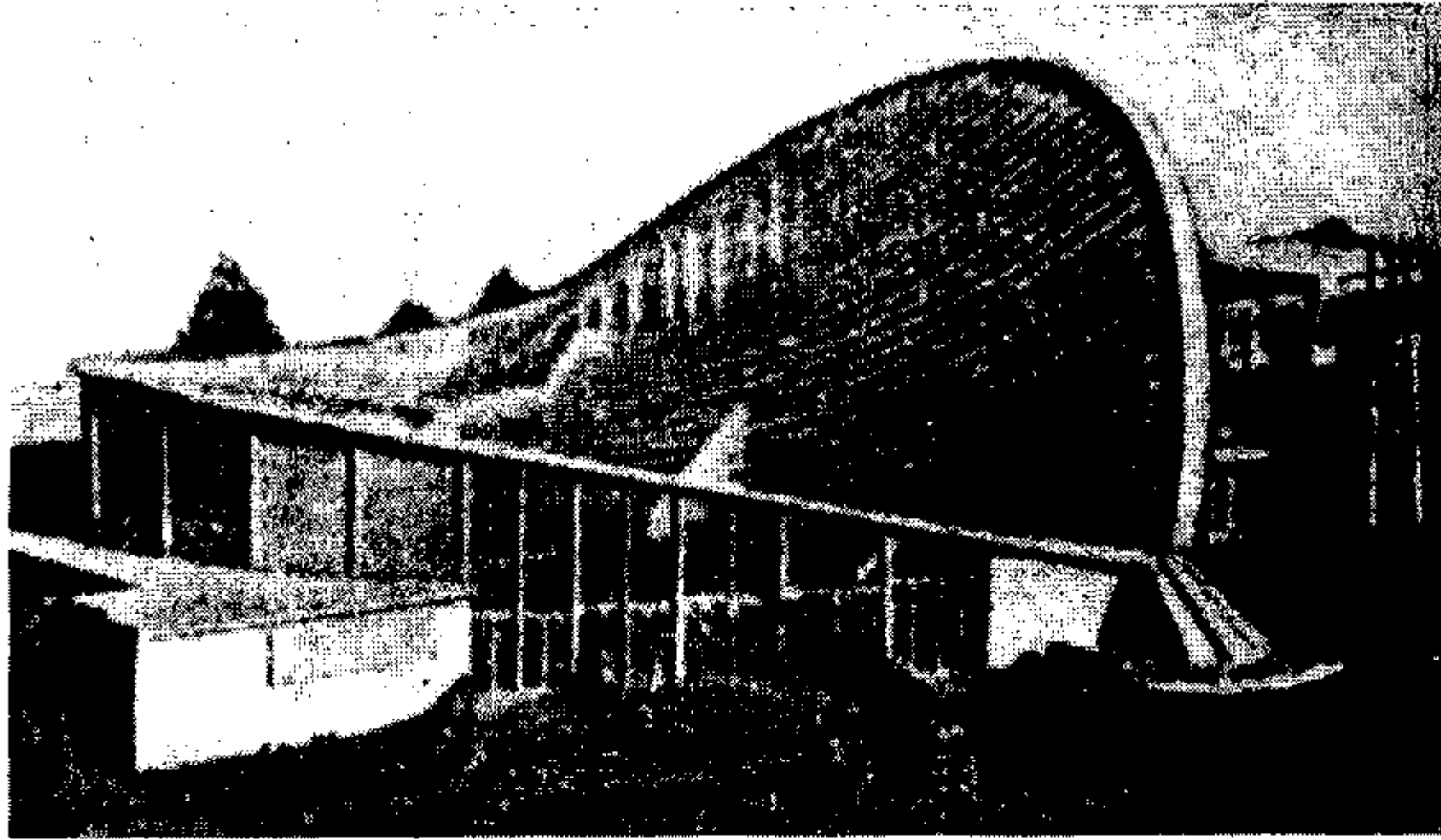
## 5. Kết cấu mái dây hình yên ngựa

Kết cấu dây hình yên ngựa là hệ kết cấu không gian tạo nên từ hai lớp dây trực giao, neo chác vào gối cứng là các vành biên hoặc dầm biên. Hai lớp dây



Hình 2.44. Một số sơ đồ kết cấu mái dây hình yên ngựa

này cũng gồm một lớp dây chủ (dây võng xuống, dây chịu lực) và một lớp dây căng (dây võng lên) như hình 2.44 và hình 2.45. Lớp dây căng đặt trực tiếp trên lớp dây chủ và được căng trước.



Hình 2.45. Mái dây hình yên ngựa nhà hát tạp kỹ ở Kharkov

Nhờ có lớp dây căng được căng trước sao cho trong các dây luôn có nội lực kéo với bất kỳ tổ hợp tải trọng bất lợi nào, đã làm tăng độ ổn định hình dạng và độ cứng cho hệ cũng như làm giảm được sự gia tăng độ võng của hệ khi chịu tải trọng.

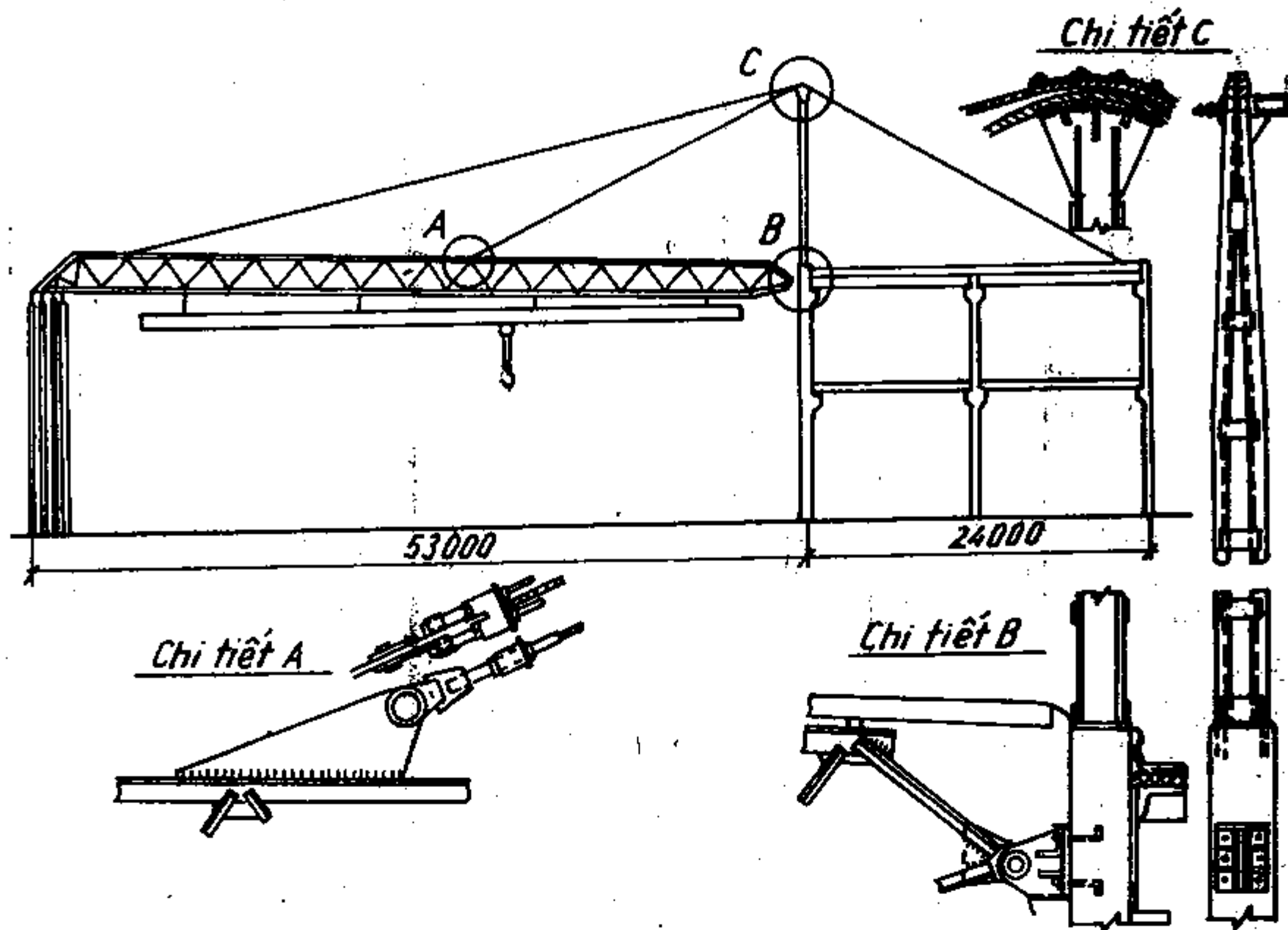
Cũng như hệ một lớp dây, khi lợp các tấm mái cứng chúng được liên kết cứng với nhau thành một vỏ, đồng thời có thể tạo nên một vỏ ứng suất trước.

Độ ổn định hình dạng cũng như chuyển vị động học của hệ dây phụ thuộc vào việc lựa chọn hình dạng của mặt cong. Mặt cong paraboloid-hyperbolic cho chuyển vị động của hệ là nhỏ nhất. Ở loại mặt cong này các dây chủ và các dây căng đều có dạng đường cong parabol bậc hai, các dây của mỗi lớp đều có  $l^2/f$  như nhau. Lực căng trong các dây căng đều như nhau, tác động của chúng vào dây chủ có thể quy đổi thành phân bố đều.

Việc tính toán chính xác hệ lưới này rất phức tạp, tại mỗi nút của hệ có hai ẩn số (chuyển vị và lực tiếp xúc giữa dây chủ và dây căng) và tại mỗi thanh (đoạn dây giữa hai nút) có hai ẩn số (độ dãn và số gia lực căng), như vậy hệ có  $n$  nút và  $m$  thanh thì có  $2(n+m)$  ẩn.

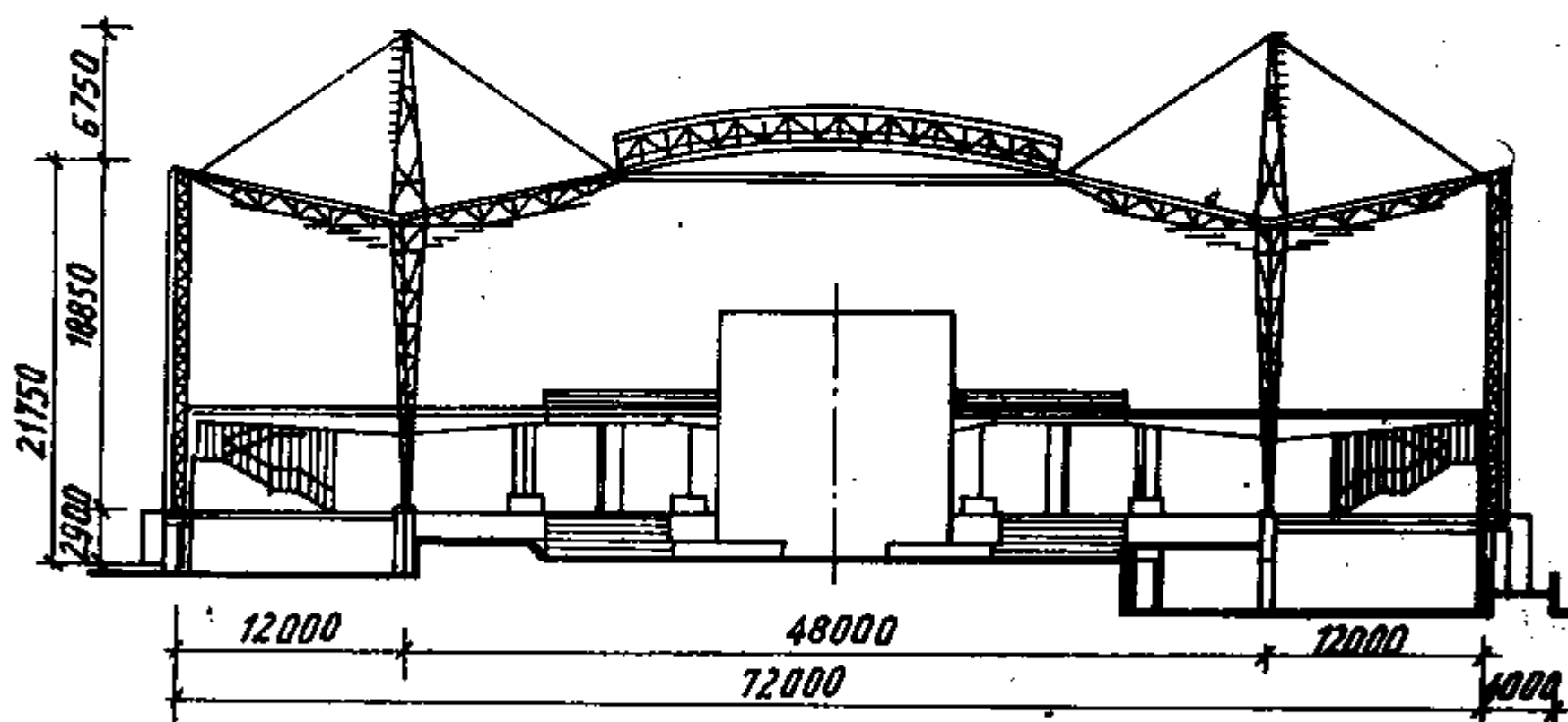
## 6. Kết cấu hỗn hợp dây và thanh

Hệ kết cấu gồm có các xà (dàn, dầm) côngxon và các dây cáp treo các xà này, các dây được liên kết chắc vào xà kéo vượt qua đỉnh cột trụ neo vào các kết cấu ở các phòng phụ trợ (không phải làm các kết cấu neo đặc biệt) như hình 2.46 và hình 2.47.



Hình 2.46. Sơ đồ kết cấu mái hăng

Kết cấu dạng này được sử dụng nhiều cho các công trình hăng, nhà triển lãm, ... như hình 2.46 và hình 2.47.

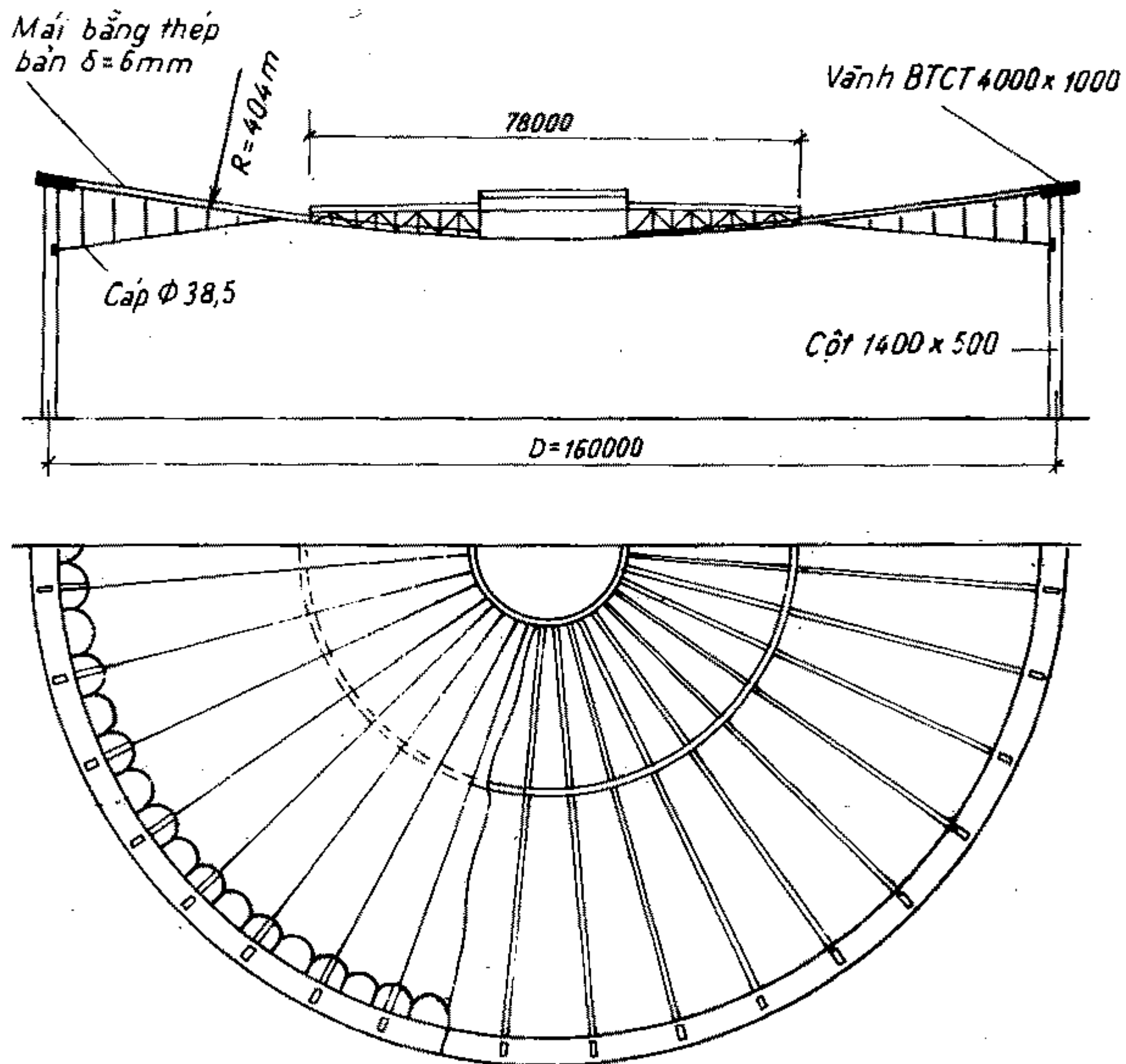


Hình 2.47. Một nhà triển lãm tại triển lãm thế giới năm 1958 ở Brussels

Hệ kết cấu này đáp ứng được nhu cầu không gian rộng lớn và yêu cầu kinh tế của công trình. Có thể tăng số lượng dây neo và điều chỉnh lực kéo trong chúng để có thể giảm được tối đa mômen uốn trong xà cũng như có thể đạt được biểu đồ mômen uốn trong xà hợp lý hơn. Với công trình như hình 2.46 có thể cải tạo kéo dài công trình không cần xây dựng lại kết cấu phần công trình cũ.

## 7. Mái treo vò mỏng

Hệ chịu lực của mái treo có thể là vò mỏng bằng các tấm kim loại. Nhu hệ kết cấu ở hình 2.48, vò được tạo bởi các bản thép dày 6 mm hàn với nhau. Vò được liên kết vào vành biên bê tông cốt thép tiết diện  $4000 \times 1000$  mm, vành này tựa trên hệ thống cột bê tông cốt thép tiết diện  $1400 \times 500$  mm. Kết cấu vò ở đây chịu kéo, được tăng cường theo nguyên lý của hệ dây hai lớp. Vò (ứng với thanh phân lực kéo hướng tâm) tương tự như lớp dây chủ, ở vùng giữa là các dàn hướng tâm đặt trên vò, trên các dàn này là mái bê tông cốt thép, ở vùng biên được tăng cường bằng lớp dây căng (dây phụ) hướng tâm liên kết từ đầu ngoài của dàn hướng tâm xuống cột, liên hệ giữa lớp dây phụ và vò là các thanh đứng. Với hệ kết cấu như vậy đã tạo cho công trình chịu lực tốt nhất là khi chịu gió bắc, làm cho công trình có khả năng ổn định cao, hạn chế được biến dạng quá mức của vò mỏng khi chịu tải không đều. Kết cấu giải quyết như vậy đã giúp cho việc xử lý thoát nước mái được thuận lợi hơn.



Hình 2.48. Thiết kế mái vò thép nhà thể thao Vạn An ở Nga

# KẾT CẤU THÉP NHÀ CAO TẦNG

---

## § 3.1. ĐẠI CƯƠNG

### 1. Định nghĩa và phân loại

Nhà cao tầng là một loại công trình xây dựng lớn và phức tạp. Thiết kế và xây dựng nhà cao tầng đòi hỏi nhiều tri thức và kinh nghiệm liên quan đến nhiều ngành, nhiều lĩnh vực kỹ thuật khác nhau.

Định nghĩa thế nào là nhà cao tầng tùy thuộc theo từng quốc gia, từng giai đoạn và gắn liền với hàng loạt các điều kiện kinh tế, kỹ thuật, xã hội. Trong một hội thảo quốc tế tổ chức tại Moskva (1971), Ủy ban quốc tế về nhà cao tầng đã đưa ra định nghĩa : *Một công trình xây dựng được xem là cao tầng ở tại một vùng hoặc một thời kỳ nào đó nếu chiều cao của nó quyết định các điều kiện thiết kế, thi công hoặc sử dụng khác với các ngôi nhà thông thường khác.*

Theo định nghĩa này, nhà cao tầng có thể được phân loại theo các nhóm cơ bản sau đây :

#### *a. Phân loại theo chức năng sử dụng :*

Nhà cao tầng có thể là nhà ở, nhà làm việc, khách sạn, bệnh viện, siêu thị ...

#### *b. Phân loại theo chiều cao (hoặc số tầng cao) :*

Nhà cao tầng là những nhà có sử dụng thang máy, và lại được chia thành các nhóm sau :

- Nhóm I, bao gồm những nhà có 9 - 16 tầng (chiều cao dưới 50 m).
- Nhóm II, bao gồm những nhà có 17 - 25 tầng (chiều cao dưới 75 m).
- Nhóm III, bao gồm những nhà có 26 - 40 tầng (chiều cao dưới 100 m).
- Nhóm IV, là những nhà "siêu cao tầng", số tầng nhiều trên 40 (chiều cao trên 100 m).

### **c. Phân loại theo hình thức kết cấu chịu lực**

- Nhà có kết cấu chịu lực chính là các tấm tường, vách.
- Nhà có kết cấu chịu lực chính là hệ thanh (khung, giằng).
- Nhà có kết cấu chịu lực chính là hệ kết hợp : tường, khung, lõi cứng cùng tồn tại và làm việc.

Tùy theo chiều cao nhà và cách bố trí sơ đồ kết cấu mà vật liệu sử dụng cho kết cấu chịu lực có thể là bê tông cốt thép, bê tông cốt cứng, thép hoặc hệ hỗn hợp các kết cấu thép và bê tông cốt thép cùng làm việc.

### **d. Phân loại theo hình thức xây dựng**

- Nhà cao tầng xây dựng hàng loạt, thường là nhóm các nhà ở.
- Nhà cao tầng xây dựng cá biệt, đơn chiếc : ví dụ như nhà siêu thị, cao ốc văn phòng ...

Việc phân loại trên đây chỉ mang tính chất tương đối, thường chỉ theo một mặt, một mục đích nào đó. Do vậy, một công trình có thể được phân loại, gọi tên theo nhiều cách : ví dụ như một tòa nhà xác định, có thể được gọi tên theo các cách khác nhau : nhà ở 22 tầng ; nhà khung chịu lực ; nhà thi công đơn chiếc ...

## **2. Những đặc điểm cơ bản của nhà cao tầng**

So với các nhà thông thường khác, nhà cao tầng có những đặc điểm cơ bản sau :

- Do có số lượng tầng nhiều nên tải trọng bản thân và tải trọng sử dụng thường rất lớn, lại được phân bố trên một diện tích mặt bằng nhỏ. Điều này kéo theo hàng loạt các vấn đề cần giải quyết về nền và móng (đặc biệt là ở nhiều thành phố của nước ta điều kiện địa chất thường phức tạp, nền đất thường rất yếu). Vì vậy đa số các công trình đều dùng giải pháp móng sâu (móng cọc đóng, móng cọc nhồi ...) để truyền các tải trọng bên trên xuống đến các tầng đất tốt hoặc đá gốc ở bên dưới.

- Nhà cao tầng thường rất nhạy cảm với độ lún lệch của móng. Tác động này ảnh hưởng khá nhiều đến sự làm việc và trạng thái ứng suất biến dạng của công trình vốn có độ siêu tĩnh khá cao.

- Do công trình có chiều cao lớn ; tác dụng của các tải trọng ngang (do gió, do động đất), của các tải trọng lệch, của biến thiên nhiệt độ là rất đáng kể. Việc chọn giải pháp, hình thức kết cấu, độ cứng cấu kiện, tỷ lệ các kích thước hình học của tòa nhà có ảnh hưởng khá nhiều đến độ bền, độ ổn định, tính chống lật của công trình.

- Sự phân bố độ cứng dọc theo chiều cao nhà có ảnh hưởng đến dao động bản thân ; mà dao động bản thân lại ảnh hưởng đến tác dụng của các tải trọng, đến nội lực, chuyển vị của chính tòa nhà đang khảo sát. Để giảm các dao động này, thì không chỉ tìm cách phân bố khối lượng hợp lý dọc theo chiều cao mà

cần phải tìm cách giảm nhiều nhất khối lượng tham gia dao động : dùng vật liệu nhẹ để làm kết cấu bao che, vật liệu có cường độ cao, tính dẻo dai lớn để làm kết cấu chịu lực. Vật liệu thép, đặc biệt là thép cường độ cao có những tính chất khá phù hợp với các yêu cầu này.

- Nhà cao tầng thường có điều kiện thi công phức tạp (do mặt bằng công trình bé, hướng thi công chủ yếu theo chiều cao) ; quy trình thi công cần thiết phải nghiêm ngặt và yêu cầu độ chính xác cao (các quy định về tim, cốt, dẫn hướng, thẳng bằng ... đều rất khó khăn). Do vậy, yêu cầu trình độ kỹ thuật, máy móc thiết bị thi công đến quy trình, tổ chức thi công đều đòi hỏi cao và đặc biệt hơn các công trình xây dựng thông thường khác.

- Về mặt sử dụng và các yêu cầu cần thiết cho người sử dụng công trình như vệ sinh môi trường, thông gió, cấp thoát nước, giao thông chủ yếu là theo phương thẳng đứng, ảnh hưởng của chiều cao đến sức khoẻ, tâm lý của người sử dụng ... trong các nhà cao tầng đều khác xa so với các công trình khác.

Với khá nhiều đặc điểm phức tạp như trên, việc chọn giải pháp hợp lý thỏa mãn được đầy đủ các yếu tố nêu trên là công việc khó khăn. Công việc này đòi hỏi sự cộng tác chặt chẽ ngay từ khi chọn giải pháp ban đầu của các chuyên gia thuộc nhiều ngành, ở nhiều lĩnh vực : kỹ thuật, kinh tế, xã hội ...

### **3. Giới thiệu sơ lược một số công trình nhà cao tầng trên thế giới và trong nước**

Trong một hội nghị quốc tế họp tại Hồng Kông (1990), các nhà chuyên môn đã thống kê 100 ngôi nhà cao nhất thế giới. Đến thời điểm này, tòa nhà cao nhất là 110 tầng ; tòa nhà được xếp thứ 100 cũng có chiều cao 50 tầng. Đa số các nhà nổi tiếng này đều được xây dựng ở Mỹ :

- Wooworth Building ở Newyork (1913), cao 232m.
- Chrysler Building ở Newyork (1928 - 1930), cao 315m.
- Empire State Building ở Newyork (1930 - 1931), cao 330m.
- Tòa tháp đôi World Trade Center (1973), cao 415m.
- Tòa nhà tháp Sears Tower ở Chicago (1974) cao 443m, 110 tầng.

Tuy nhiên, cho đến nay các kỷ lục về nhà chọc trời đang được chuyển dần sang châu Á :

- Tại Hồng Kông tòa nhà Bank of China Tower (1989) cao 368m với 77 tầng ; Central Plaza cao 374m với 78 tầng.

- Tại Nhật Bản, nước có khá nhiều các trận động đất mạnh, nhưng cũng đã xây dựng khá nhiều nhà cao tầng : Landmark cao 296m (70 tầng + 3 tầng hầm) ; Trụ sở hội đồng thành phố Tokyo (1991), cao 243m.

- Tại Thái Lan, Metropolis International cao 343m, 96 tầng (1996).



- Tại Trung Quốc, đã xây dựng Trung tâm thương mại quốc tế ở Bắc Kinh cao 160m ; Năm 1997 sẽ hoàn thành tòa nhà Chongqing Tower cao 457m (114 tầng) ở Trùng Khánh.

- Tại thủ đô Kuala Lumpur của Malayxia, năm 1996 vừa hoàn thành tòa nhà chọc trời cao nhất thế giới "Song sinh" - Petronas Tower cao 451,9m, với 86 tầng.

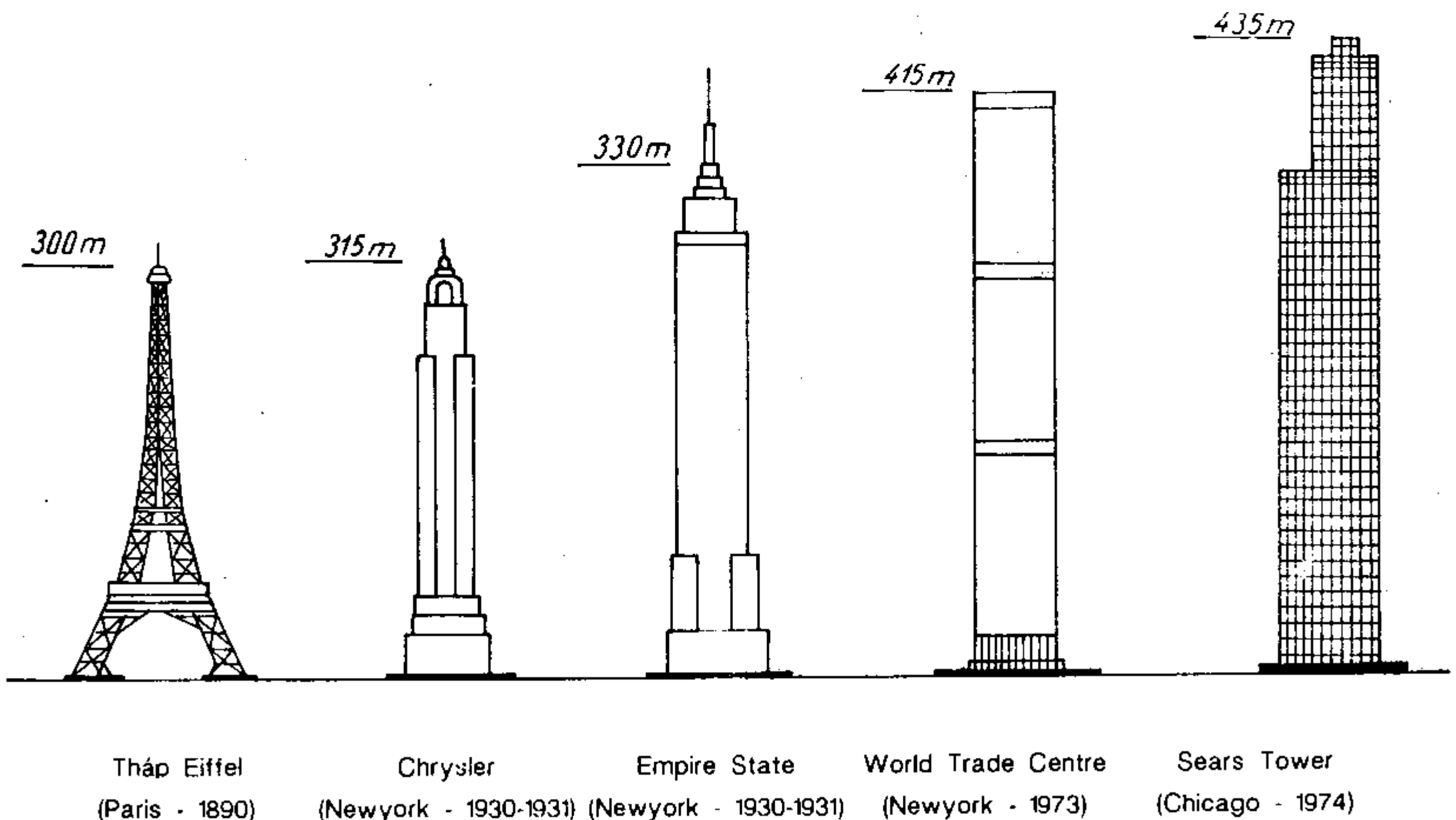
Đã có khá nhiều dự án khá táo bạo để đi tìm chiều cao khả thi cho các tòa nhà cao, ví dụ như :

- Dynamic Inteligent ở Kagima cao 800m.
- Tokyo Ecopolis City của Công ty Takenata cao 1000m, 250 tầng.
- Mother Concept của Công ty Mitsni cao 1321m, 220 tầng.
- Aeropolis - Tokyo, cao 2001m, 500 tầng.
- Try - 2004, cao 2004m, kỷ niệm Công ty Shimizu 200 tuổi vào năm 2004.
- Tổ hợp nhà Z-Sead 4000, cao 4000m (800 tầng) của Công ty Taisei.

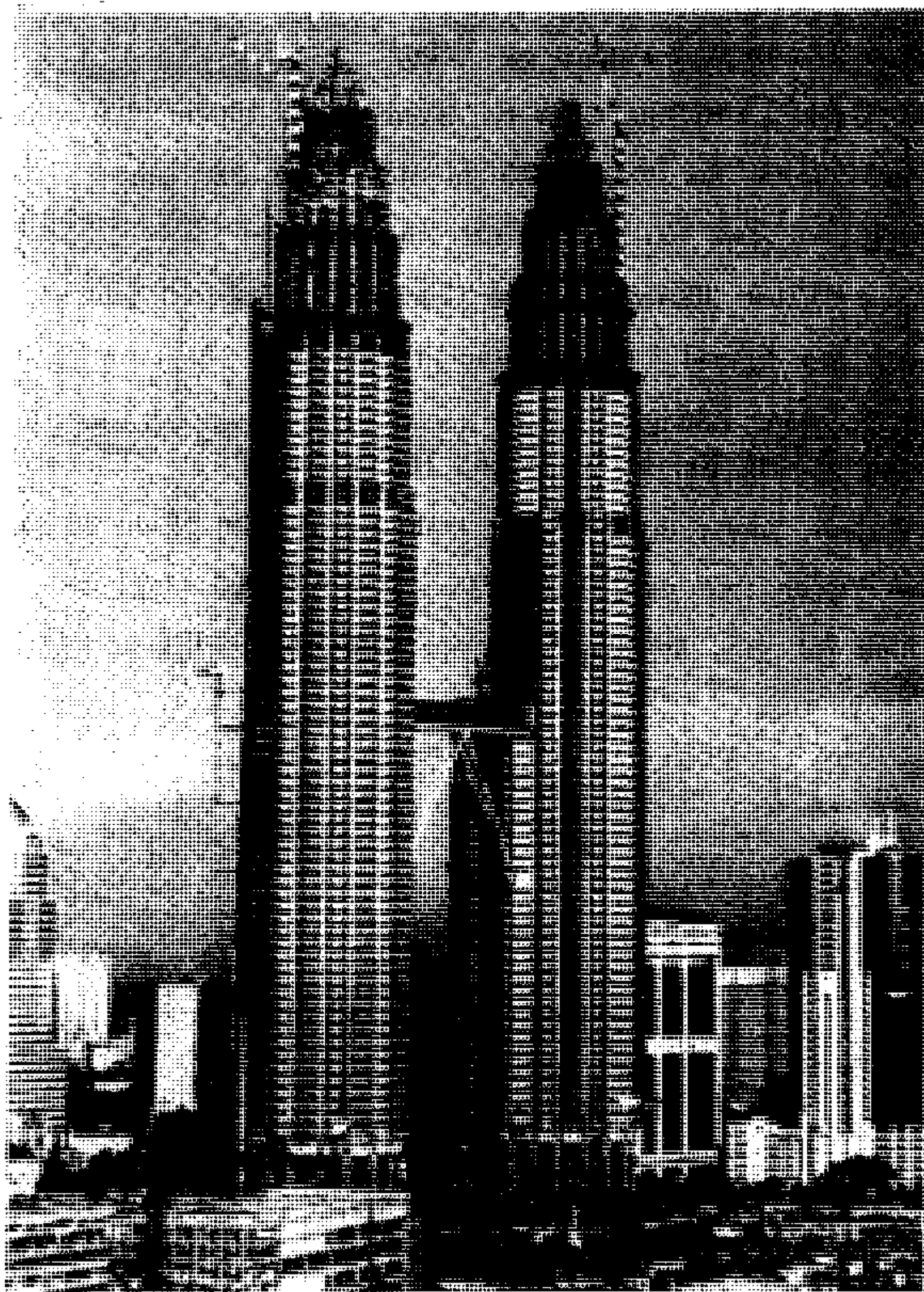
Ở nước ta, trong những năm gần đây có khá nhiều nhà cao 10 - 30 tầng được xây dựng tại Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh :

- Trung tâm thương mại Lavico ở thành phố Hồ Chí Minh, 33 tầng.
- Hanoi Tower, trên nền nhà tù Hỏa Lò cũ, cao 26 tầng.

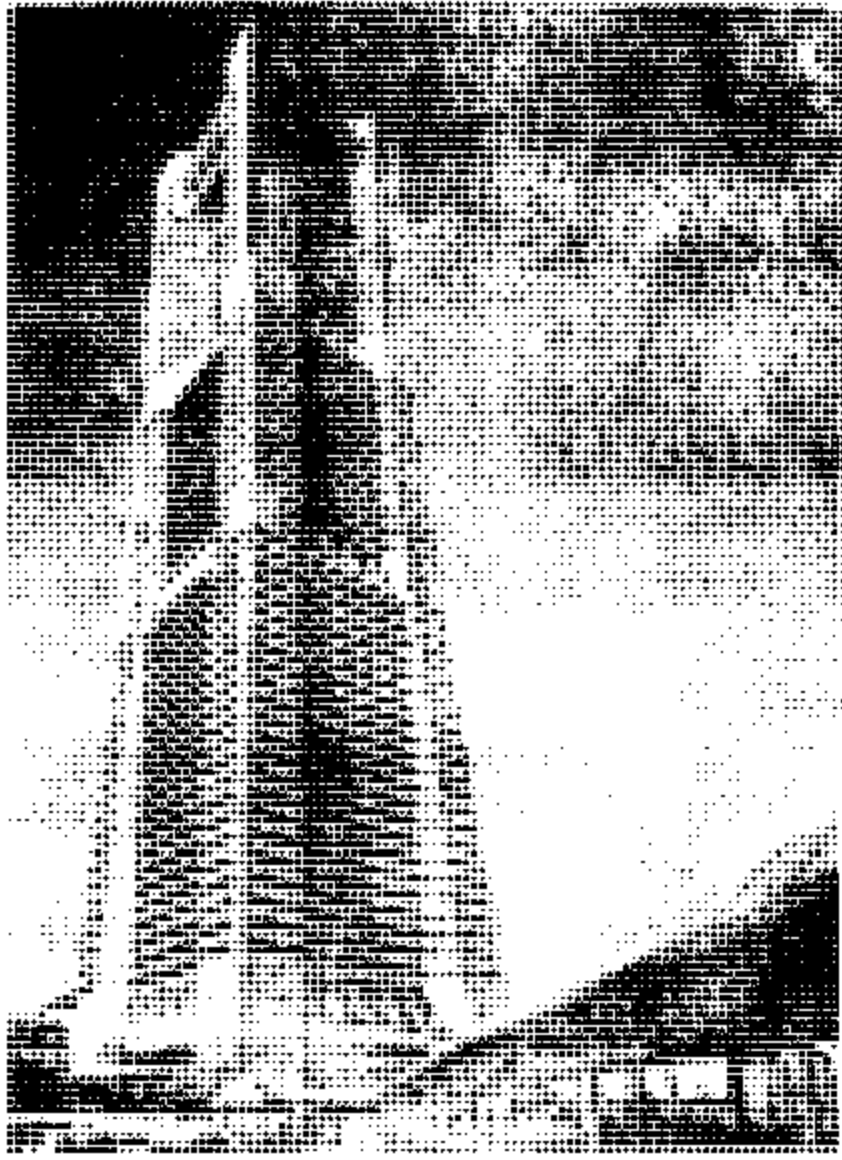
Trên hình 3.1 giới thiệu một số công trình cao nổi tiếng trên thế giới và trong nước.



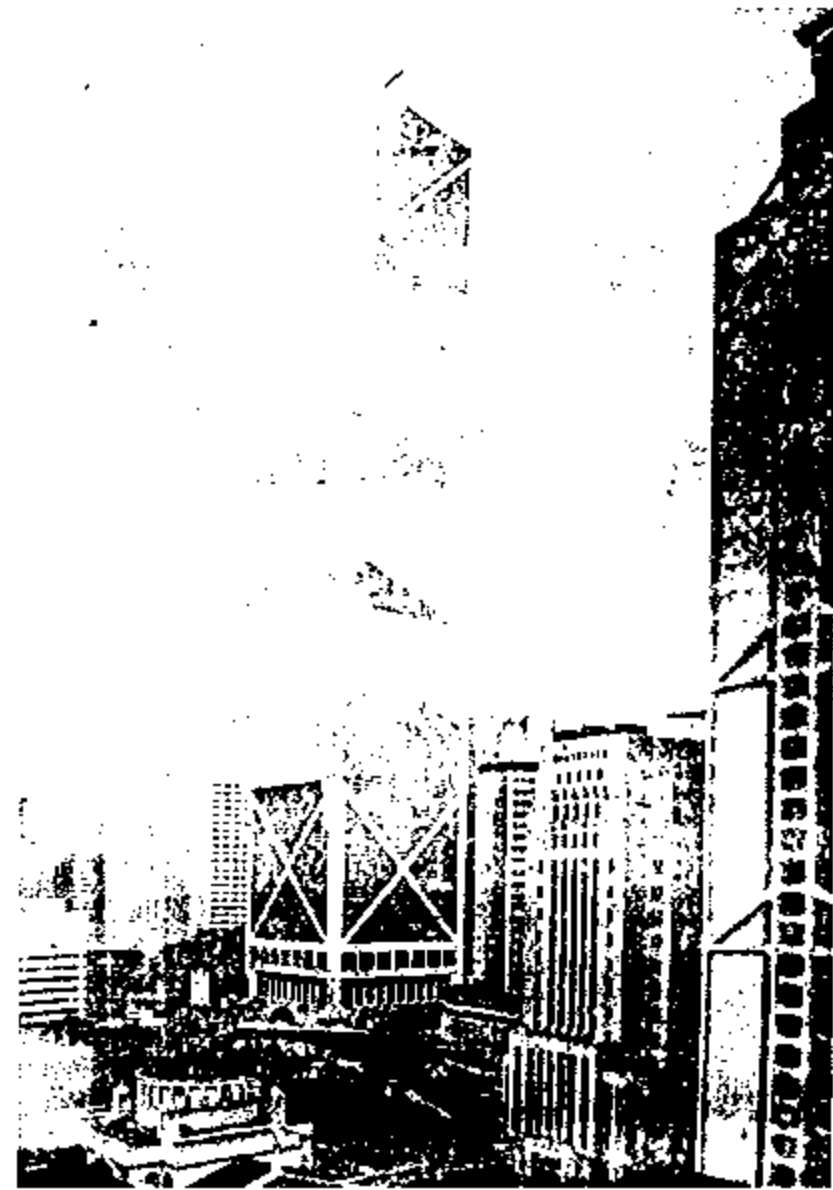
Hình 3.1a. Một số công trình cao nổi tiếng thế giới



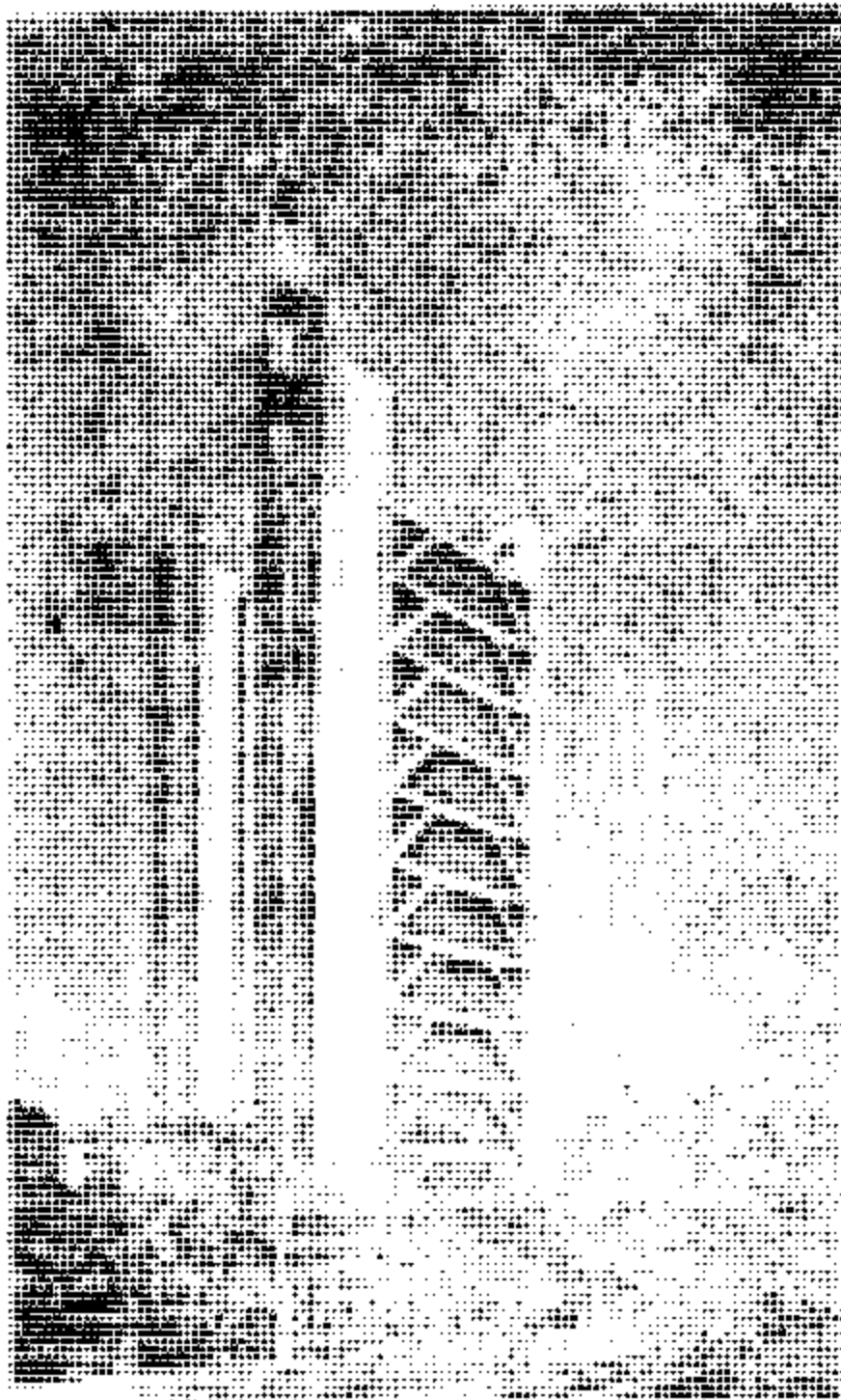
**Hình 3.1b. Tòa nhà cao nhất thế giới**  
Petronas Tower (Song sinh) - Kuala Lumpur (Malaysia - 1996)  
88 tầng - 451,9m - Trọng lượng kết cấu thép : 7500 tấn.



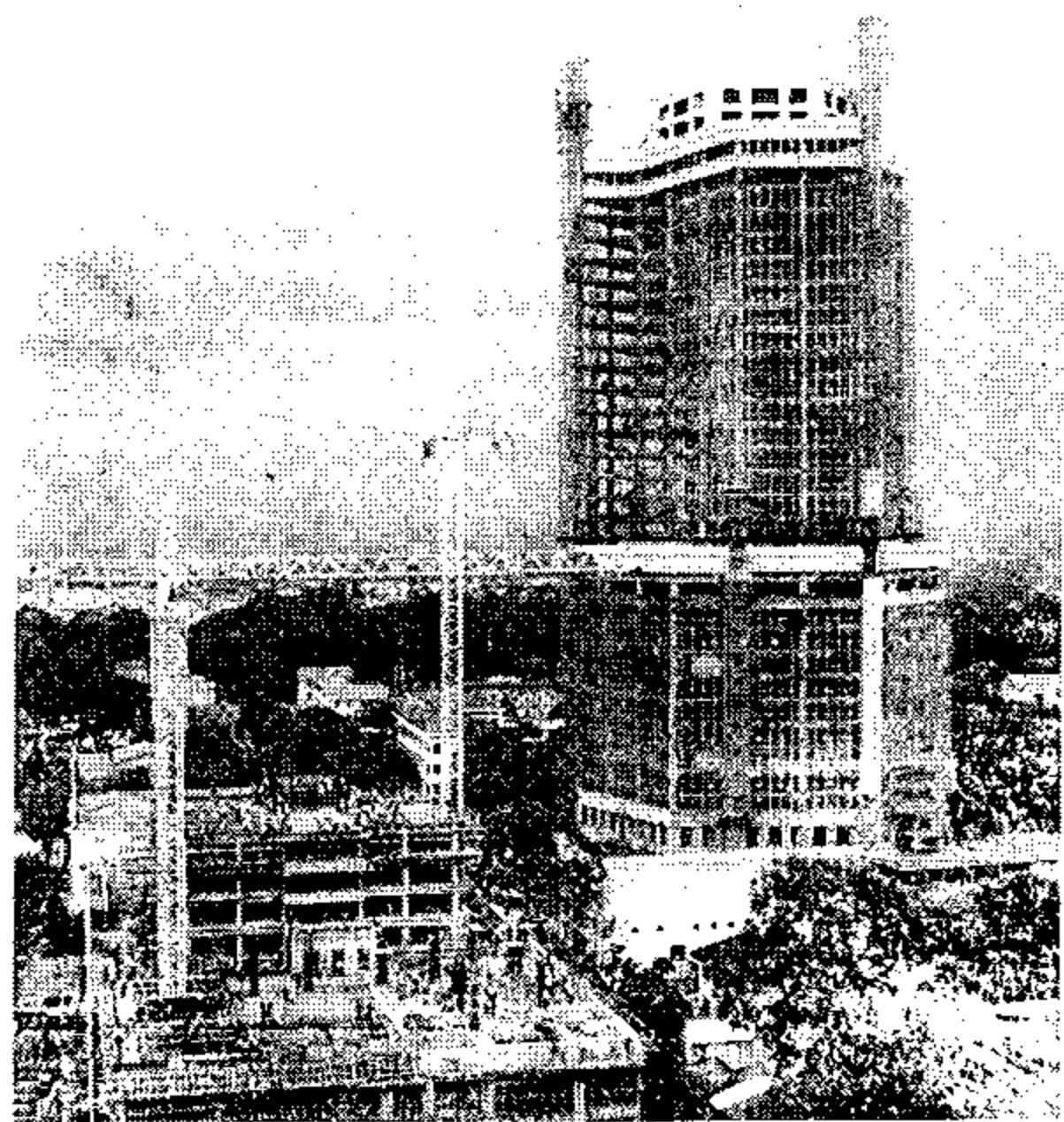
*Hình 3.1c.* Nhà cao nhất ở Nhật Bản  
Landuzark Tower (296m).



*Hình 3.1d.* Bank of Chine Tower  
(HongKong)



*Hình 3.1e.* Tòa nhà tháp thế kỷ  
ở Tokyo



*Hình 3.1f.* Lavico Hotel  
(33 tầng - Thành phố Hồ Chí Minh)

## § 3.2. TỔ HỢP HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG

### 1. Các cấu kiện chịu lực, các hệ kết cấu chịu lực cơ bản

Các cấu kiện chịu lực cơ bản của nhà cao tầng bao gồm :

**Cấu kiện dạng thanh :** cột, dầm, thanh chống.

**Cấu kiện dạng phẳng :** vách cứng (tấm tường BTCT đặc hoặc có lỗ), vách cứng dạng dàn phẳng, tạo thành từ các cột, dầm khung kết hợp với các thanh xiên chéo ; các tấm sàn phẳng hoặc tấm có sườn.

**Cấu kiện không gian :** lõi, hộp cứng bằng BTCT ; lõi hoặc hộp dạng lưới thanh không gian, cấu tạo thành từ các dàn phẳng.

Tùy thuộc vào cách tổ hợp cấu kiện chịu lực trong một công trình, có thể phân chia hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng thành hai nhóm (h.3.2) :

◆ *Nhóm các hệ kết cấu chỉ bao gồm một loại cấu kiện chịu lực cơ bản :* hệ thanh (I), hệ vách cứng (II), hệ lõi (III), hệ hộp (IV).

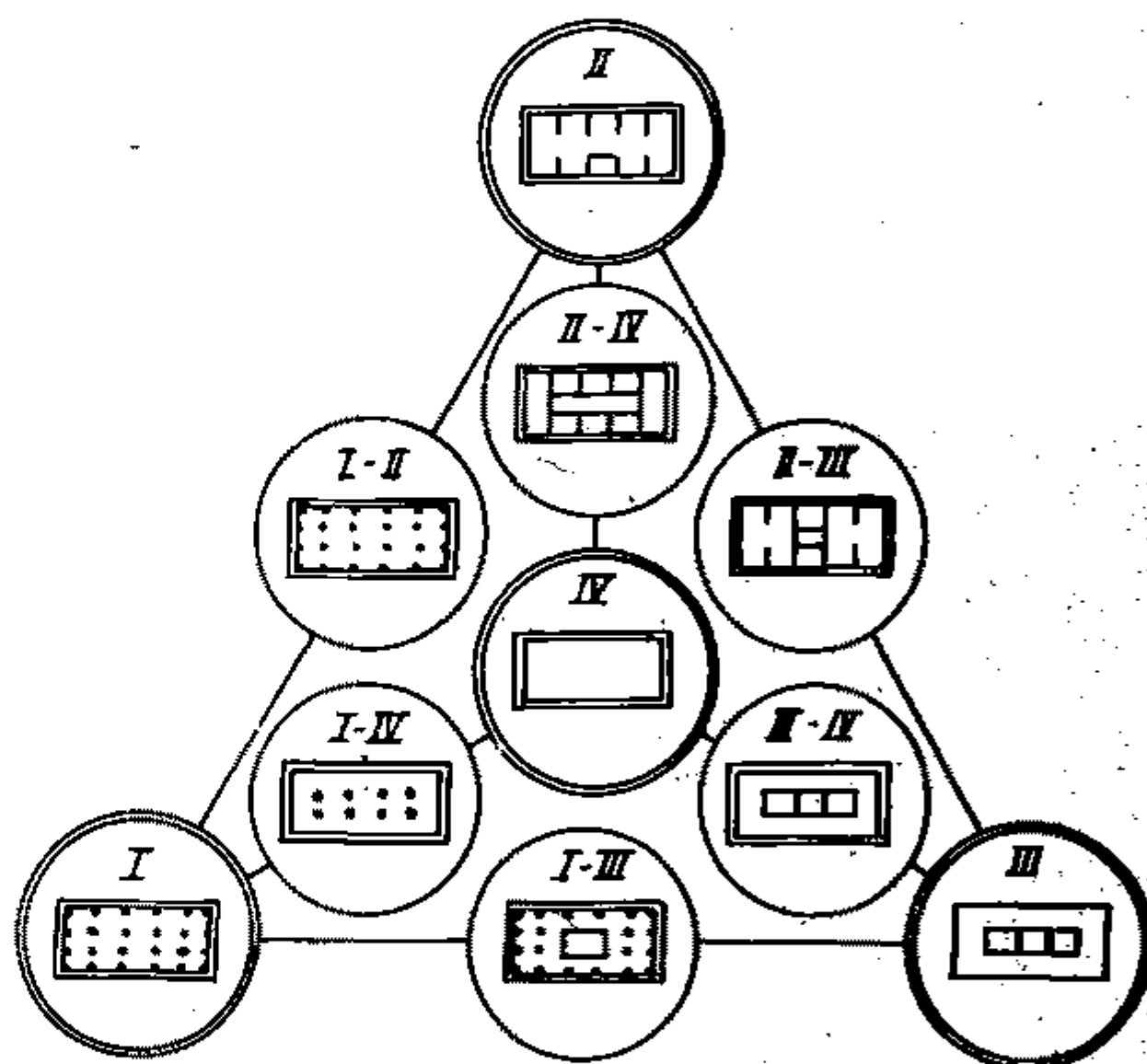
◆ *Nhóm các hệ kết cấu được tổ hợp từ hai hoặc nhiều loại cấu kiện chịu lực cơ bản :*

hệ khung - vách, khung - lõi, khung - hộp, hệ vách - lõi, hệ lõi - hộp ...

Trong nhà cao tầng, khi có sự hiện diện của các khung thì tùy theo cách làm việc của các cột trong khung mà hệ kết cấu chịu lực được phân loại thành các loại : sơ đồ khung, sơ đồ giằng và sơ đồ khung - giằng.

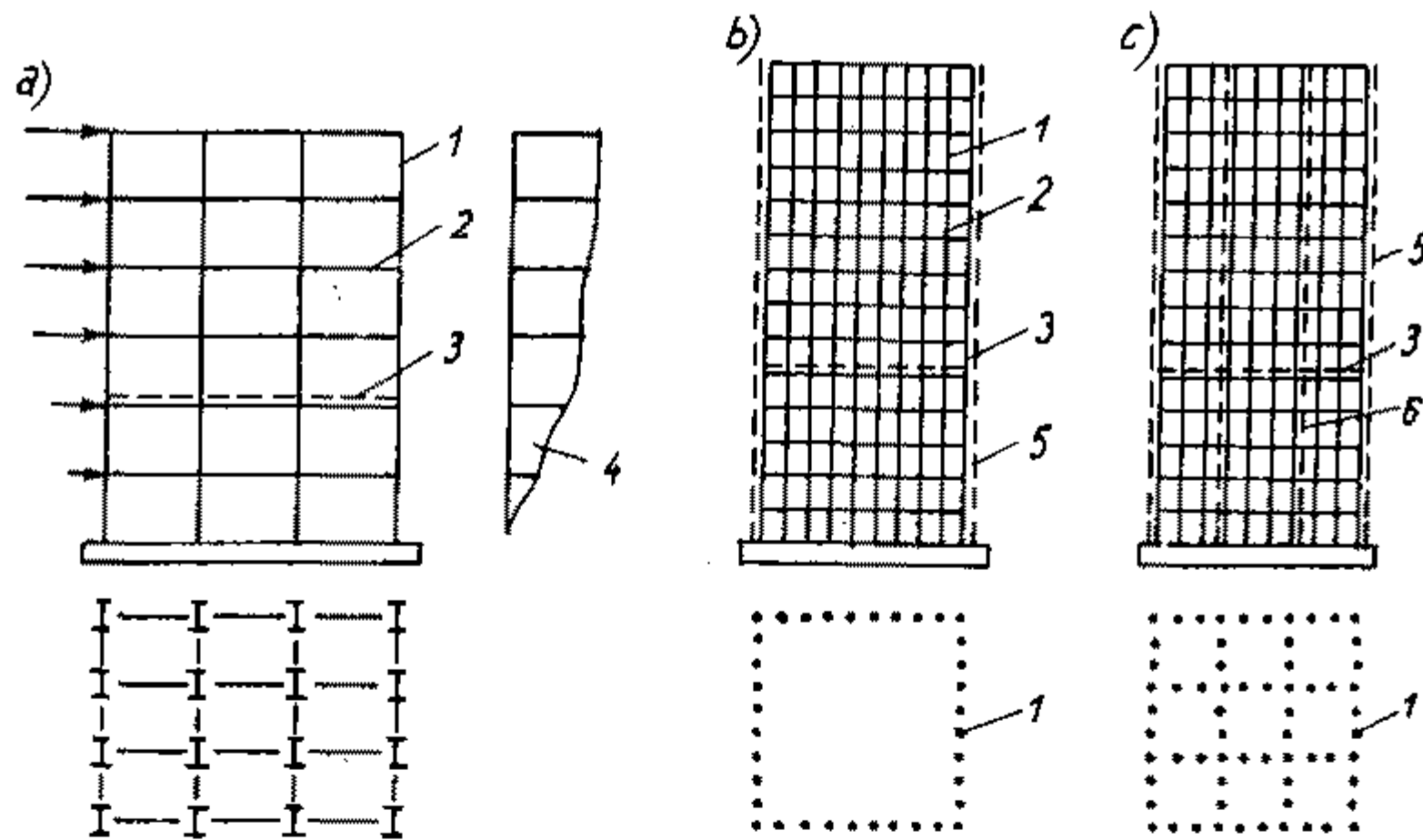
### 2. Sơ đồ khung chịu lực

Trong sơ đồ này, các khung ngang và dọc liên kết tạo thành một khung không gian (h.3.3). Mặt bằng hệ kết cấu có thể là vuông, chữ nhật, đa giác hoặc



Hình 3.2. Các hệ kết cấu chịu lực cơ bản

mặt bằng tròn, elíp ... Các cấu kiện của khung cần đủ cứng để truyền mọi tải trọng (đứng và ngang) xuống móng. Để bảo đảm độ cứng tổng thể cho công trình, nút khung phải là nút cứng.



**Hình 3.3. Sơ đồ khung chịu lực**

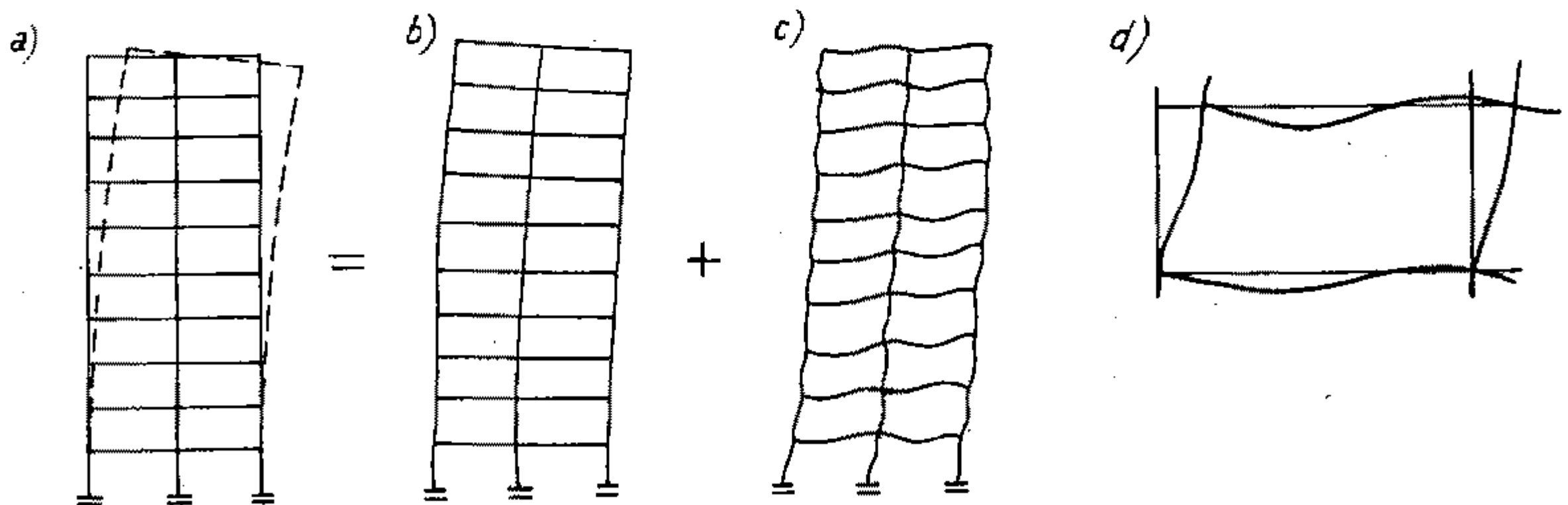
a) dạng phổ thông ; b) tổ hợp các khung biên thành dạng hộp ;

c) tổ hợp các khung thành hệ hộp nhiều tầng ;

1- cột ; 2- dầm ngang ; 3- sàn cứng ; 4- chuyển vị ngang của hệ khung ;

5- vách - thành hộp ngoài ; 6- vách - thành hộp trong.

Dưới tác dụng của tải trọng, các thanh cột và dầm khung vừa chịu uốn, cắt vừa chịu nén hoặc kéo. Khả năng chịu tải của công trình bị ảnh hưởng khá nhiều bởi cấu tạo của các nút khung và tỷ lệ độ cứng của các phần tử thanh cùng tụ vào một nút.



**Hình 3.4. Chuyển vị ngang của khung**

Về tổng thể, chuyển vị ngang của một khung cứng (h.3.4a) bao gồm hai thành phần :

- ◆ Chuyển vị ngang do uốn khung như chuyển vị của một thanh côngxon thẳng đứng (h.3.4b), tỷ lệ này chiếm khoảng 20%.
- ◆ Chuyển vị ngang do biến dạng uốn các thanh thành phần (h.3.4c), chiếm tỷ lệ khoảng 80% (trong đó do biến dạng dầm khoảng 65% ; do biến dạng cột khoảng 15%). Hình 3.4d là khuếch đại biến dạng một ô của khung cứng.

Hệ khung thường có độ cứng ngang bé, khả năng chịu tải ngang không lớn. Thông thường, khi lưới cột được bố trí đều đặn trên mặt bằng với bước cột trong khoảng 6 - 9m, chỉ nên áp dụng cho các công trình dưới 30 tầng.

### 3. Sơ đồ giằng

Là sơ đồ chịu lực của các hệ hỗn hợp bao gồm các kết cấu cứng theo phương thẳng đứng và các cột hai đầu khớp, liên kết với nhau bởi tấm sàn của các tầng (h.3.5). Trong sơ đồ giằng, đầu cột (nút của khung khớp) thường có cấu tạo khớp hoặc phần lớn các cột đều có độ cứng chống uốn rất bé. Do vậy, cột không có khả năng truyền tải trọng ngang mà chỉ chịu được phần tải trọng thẳng đứng tương ứng với diện tích truyền tải của nó.

Tải trọng ngang (do gió, động đất) tác dụng trực tiếp vào hệ thống các sàn ngang cứng rồi truyền vào hệ thống kết cấu cứng theo phương thẳng đứng (giằng đứng) để truyền xuống móng. Khác với các sàn thông thường chỉ chịu tác dụng của các tải trọng thẳng đứng vuông góc với mặt phẳng sàn, tấm sàn trong hệ thống kết cấu nhà cao tầng còn cần phải đủ cứng để truyền được các tác dụng ngang đến các hệ thống cứng theo phương thẳng đứng.

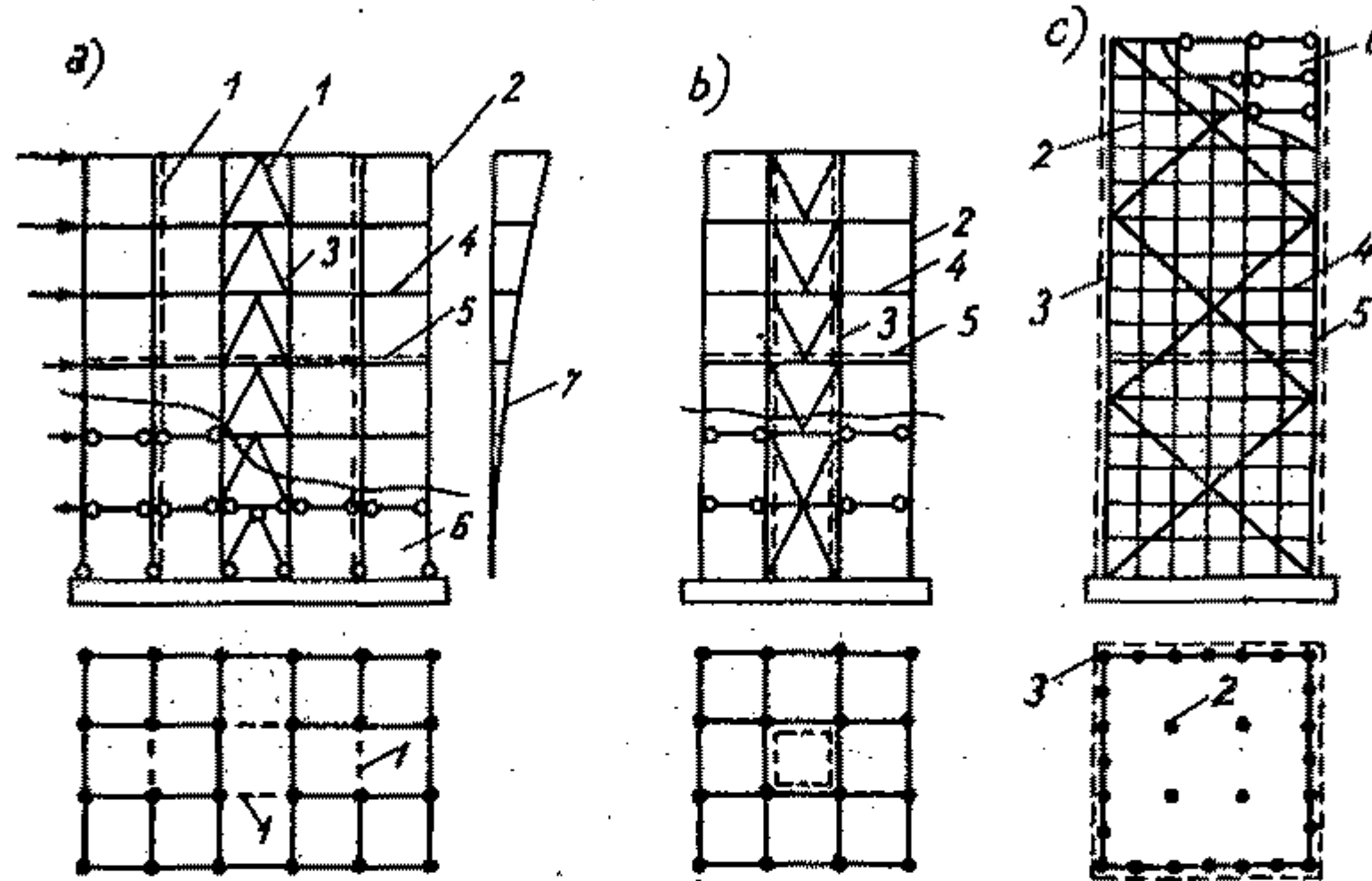
Trong nhà cao tầng, biến dạng chủ yếu là do tải trọng ngang, nên hệ thống các kết cấu cứng theo phương thẳng đứng đóng vai trò quan trọng trong việc giữ ổn định tổng thể, hạn chế độ nghiêng, độ võng lệch cho toàn bộ ngôi nhà. Hệ thống này làm việc như một dầm hoặc dàn côngxon ngầm vào hệ móng và có chiều cao tiết diện khá lớn để truyền toàn bộ tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng (tương ứng với diện tích truyền tải) từ các tầng bên trên xuống móng.

Tùy thuộc vào sự phân bố của các dàn giằng này trên mặt bằng nhà mà các hệ kết cấu sau đây thuộc về nhóm các kết cấu làm việc theo sơ đồ giằng:

- Hệ vách chịu lực. Ở một số bước (hoặc nhịp) của các cột khớp, bổ sung thêm các thanh chống xiên trên suốt chiều cao nhà để tạo thành những dàn phẳng thẳng đứng gọi là dàn giằng (h.3.5a). Các dàn giằng này chịu phần tải trọng đứng tương ứng với diện tích sàn mà nó phải đỡ, đồng thời phải chịu toàn bộ tải trọng ngang tác dụng lên công trình.

- Hệ lõi chịu lực. Dàn giằng đứng là các dàn không gian, bố trí ở một ô hoặc một số ô trong mặt bằng nhà (h.3.5b). Không gian bên trong của các ô giằng này thường được dùng để bố trí thang máy, thang bộ hoặc cho việc lắp đặt các đường ống kỹ thuật : thông gió, cấp thoát nước, dây dẫn điện ...

● **Hệ hộp chịu lực.** Trên chu vi nhà, các cột hàng biên thường được bố trí với bước nhỏ hơn. Hệ kết cấu tạo thành bởi các cột biên, các dầm ngang trên tường bao gọi là hệ hộp ô lưới chữ nhật (h.3.5c). Khi bổ sung thêm các thanh chéo vào ô lưới chữ nhật này tạo thành hệ hộp có lưới ô tam giác thì hiệu quả về chịu lực sẽ lớn hơn rất nhiều. Trong hệ hộp, các bản sàn cứng tựa trực tiếp lên thành hộp, các cột bên trong có thể không cần hoặc cần rất ít. Hệ thống cứng theo phương ngang là các bản sàn, theo phương đứng là các dầm giằng quanh chu vi.



**Hình 3.5. Sơ đồ giằng**

- a) sơ đồ giằng với vách cứng chịu lực ; b) sơ đồ giằng với lõi cứng chịu lực ;  
 c) sơ đồ giằng với hộp cứng chịu lực ;  
 1- vách (thành lõi) ; 2- cột ; 3- cột đồng thời là thanh cánh đứng của vách ;  
 4- dầm ; 5- sàn cứng ; 6- sơ đồ tính (trích) ; 7- chuyển vị ngang của hệ.

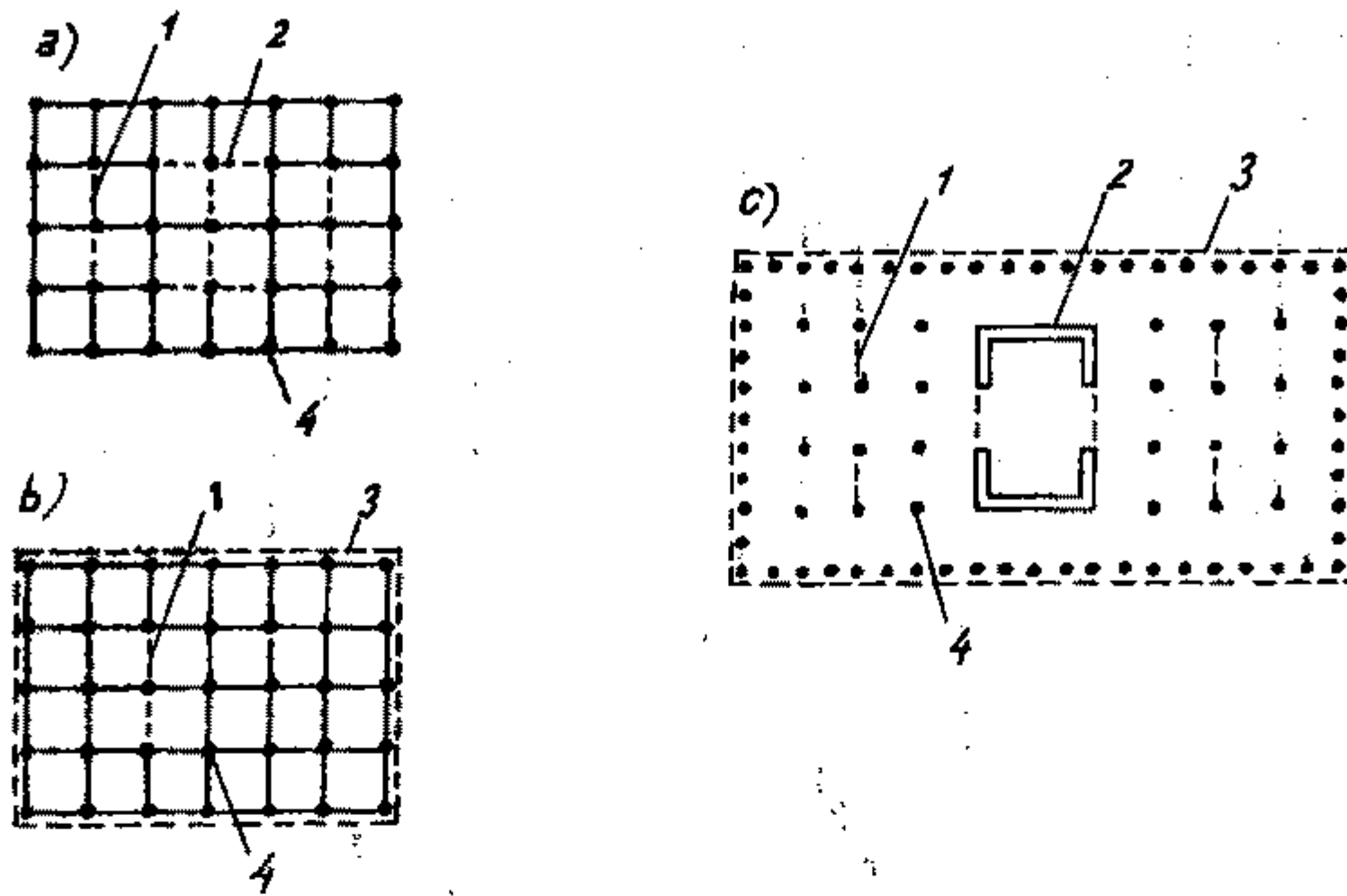
Khi kết hợp hệ hộp với hệ lõi, tạo thành hệ không gian nhiều ô, hệ mới này không chỉ có độ cứng chống uốn lớn mà độ cứng chống xoắn cũng rất lớn vì vậy thường được ứng dụng để xây dựng những nhà có chiều cao khá lớn và cực lớn.

#### 4. Sơ đồ khung - giằng

Trong sơ đồ khung - giằng, kết cấu chịu lực là hệ hỗn hợp gồm cả các khung cứng và các hệ giằng đứng (h.3.5 ; h.3.6). Hai loại kết cấu này liên hệ với nhau bằng các sàn cứng tạo thành hệ không gian cùng chịu lực. Ở sơ đồ này, nút khung là các nút cứng ; khung có khả năng chịu cả tải trọng đứng và ngang. Các kết cấu chịu lực khác như vách cứng, lõi cứng, sàn cứng ... có đặc điểm, cấu tạo, sự truyền lực giống như trong sơ đồ giằng.

Độ cứng tổng thể của hệ được bảo đảm nhờ các kết cấu giằng đứng (vách, lõi, hộp), các tấm sàn ngang và cả các khung cứng. So với các kết cấu giằng thì độ cứng của khung thường bé hơn rất nhiều. Vì vậy các kết cấu giằng chịu phần rất lớn tác dụng của tải trọng ngang (vào khoảng 70 - 90%).

Trong sơ đồ giằng và khung - giằng, độ cứng ngang của các khung rất bé, biến dạng của các bộ phận kết cấu chênh lệch nhau khá nhiều, mômen uốn tại vùng đáy khung khá lớn (h.3.7.a1). Để khắc phục, có thể tiến hành theo các giải pháp :

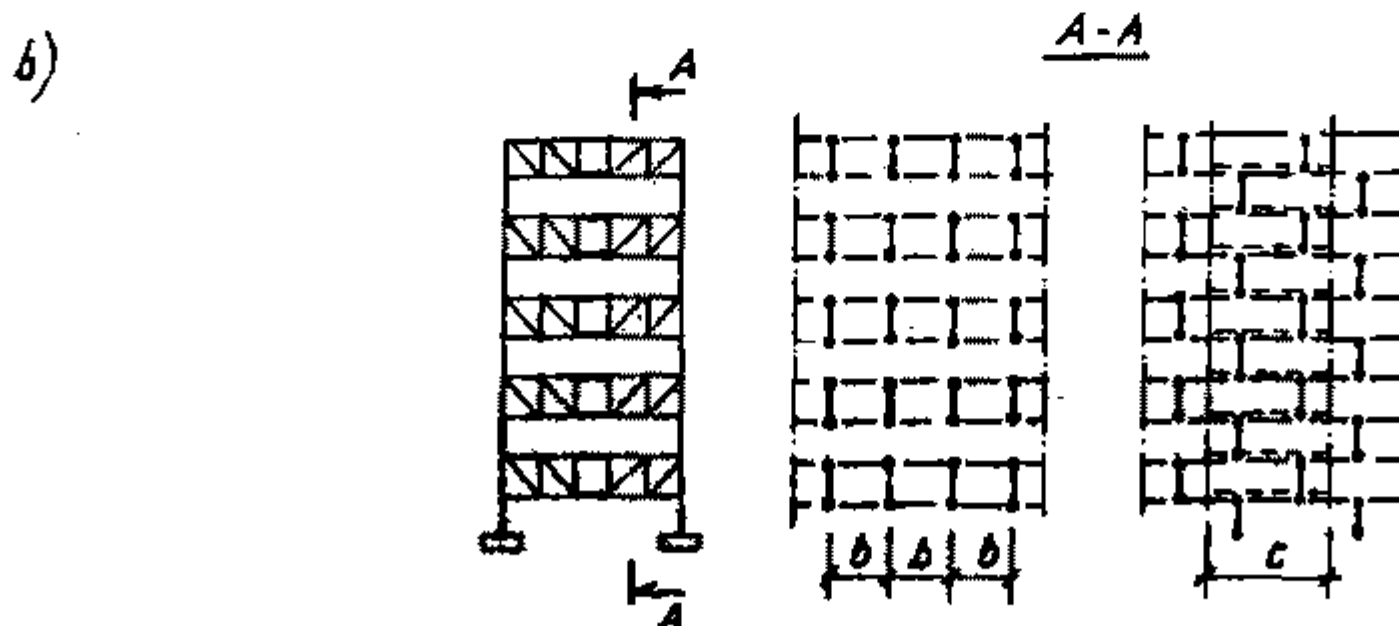
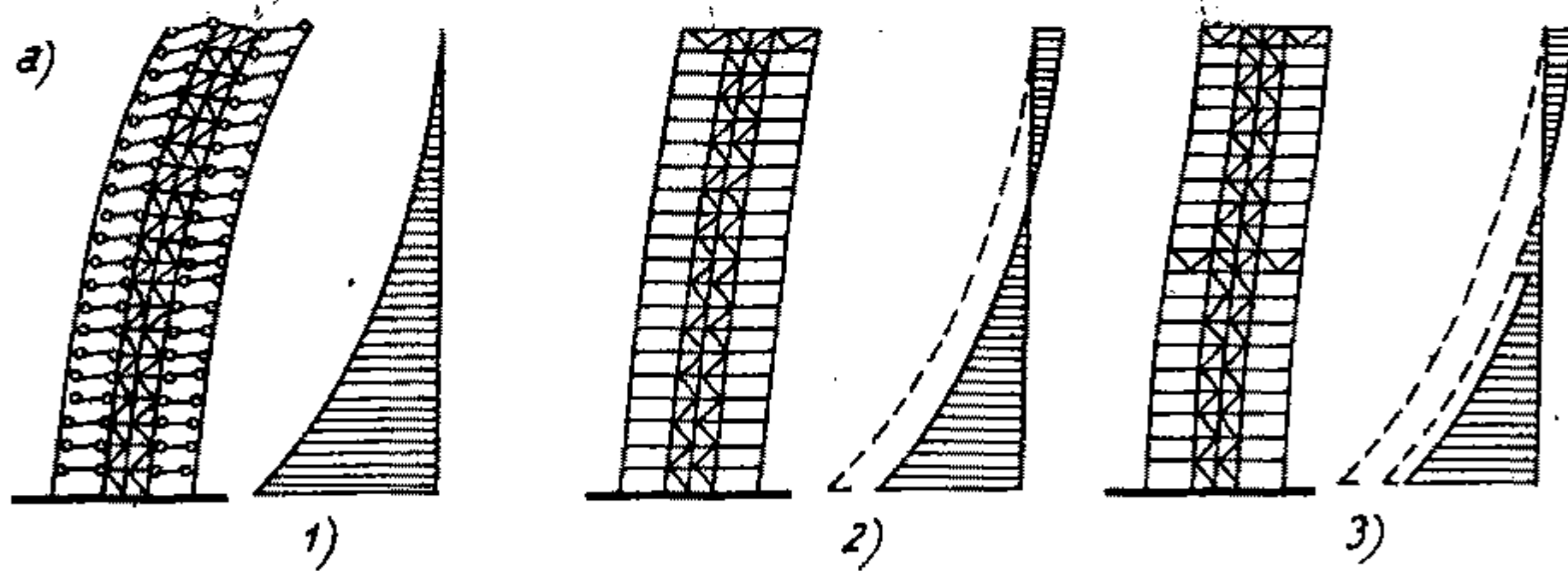


**Hình 3.6. Tổ hợp kết cấu chịu lực của sơ đồ khung giằng**

a) Khung cứng với vách ; b) khung cứng với vách và hộp ngoài ;

c) hệ khung, vách, lõi, hộp ;

1- vách ; 2- lõi ; 3- hộp ; 4- cột độc lập.



**Hình 3.7. Các giải pháp tăng cường độ cứng cho hệ khung**

a) dùng dàn ngang kết hợp lõi cứng ; b) dùng các dải cứng ngang, dọc.



- Tăng cường thêm các dàn ngang ở tầng đỉnh nhà (h.3.7.a2), hoặc thêm ở một số tầng trung gian (h.3.7.a3), đồng thời liên kết các khung với hai hệ dàn đứng và ngang này. Dưới tác dụng của tải trọng ngang, các dàn ngang sẽ là một bộ phận phân phối lực dọc giữa các cột khung, cản trở chuyển vị xoay của cả hệ làm làm giảm mômen uốn cho phần dưới khung (h.3.7a).

- Bố trí thêm các dầm cứng ngang dọc có chiều cao bằng chiều cao của một tầng nhà (h.3.7b). Khi đó toàn hệ làm việc như một kết cấu dạng ngăn kéo (h.3.7.b1), hoặc dạng tổ ong (h.3.7.b2); các dầm cứng đóng vai trò truyền nhanh nhất tải trọng ngang đến các vách hoặc lõi cứng để truyền xuống móng.

## § 3.3. MỘT SỐ NGUYÊN LÝ CƠ BẢN TRONG THIẾT KẾ NHÀ CAO TẦNG

### 1. Các nguyên lý cơ bản

#### a. Vật liệu xây dựng công trình

Lựa chọn vật liệu cho công trình, đặc biệt là vật liệu kết cấu theo các tiêu chuẩn :

- Sử dụng vật liệu có cường độ cao và trọng lượng nhỏ (vật liệu nhẹ) để xây dựng công trình. Công việc này nhằm giảm giá trị của hệ lực quán tính sinh ra khi công trình dao động, nhưng vẫn đạt hiệu quả cao nhất về khả năng chịu lực của tiết diện.

- Sử dụng vật liệu có tính biến dạng lớn nhằm tăng cường khả năng phân tán năng lượng khi công trình dao động.

- Sử dụng vật liệu có khả năng chịu mỏi lớn để chịu các tải trọng lặp, đổi chiều.

- Vật liệu kết cấu cần có tính đồng nhất, đẳng hướng nhằm hạn chế sự tách thớ làm giảm tiết diện cấu kiện khi chịu tải trọng lặp.

Căn cứ vào các yêu cầu trên thì việc chọn vật liệu thép để xây dựng công trình cao là hoàn toàn hợp lý.

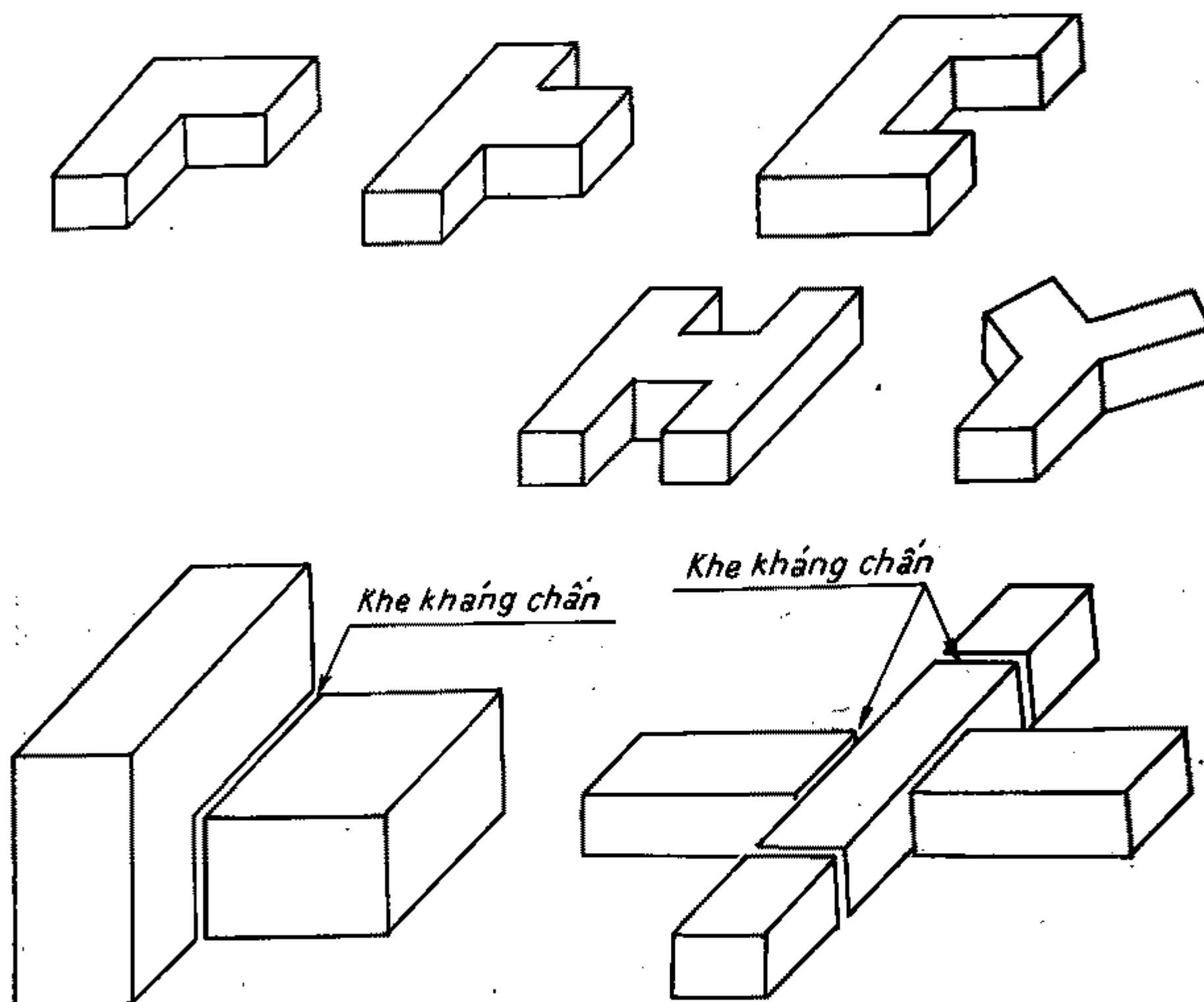
Bê tông không có được các đặc điểm để dùng cho công trình cao như của thép ; nhưng sử dụng hợp lý sự làm việc giữa bê tông và thép trong kết cấu bê tông cốt thép, bê tông cốt thép ứng lực trước hoặc bê tông cốt cứng cho các cấu kiện kết cấu đã cho phép để xây dựng các công trình có chiều cao khá lớn.

#### b. Hình dáng công trình

Nội lực, chuyển vị của nhà cao tầng bị ảnh hưởng rất lớn bởi dao động bản thân. Vì vậy, khi chọn hình dáng, hình khối của công trình cần tìm cách giảm nhiều nhất các ảnh hưởng của dao động. Cụ thể là :

- Hình dạng mặt bằng cần đơn giản, gọn, đối xứng và có độ cứng chống xoắn lớn

Xét về mặt dao động và kháng chấn thì nhà có mặt bằng hình tròn hoặc hình vuông là tốt nhất. Nhà có mặt bằng hình chữ L, H, Y, ... khi dao động thường bị gãy phần cánh (do phần này ở cách xa tâm uốn và tâm xoắn). Trong trường hợp này, cần bố trí thêm các khe kháng chấn (h.3.8) để biến chúng thành tổ hợp của các mặt bằng đơn giản hình chữ nhật. Khi dao động, phần nhà ở hai bên khe kháng chấn dao động độc lập ; các bộ phận kết cấu trong mỗi phần sẽ dao động gắn như nhau. Khe kháng chấn cần đủ rộng để khi dao động thì hai khối dao động độc lập này không bị va đập vào nhau.



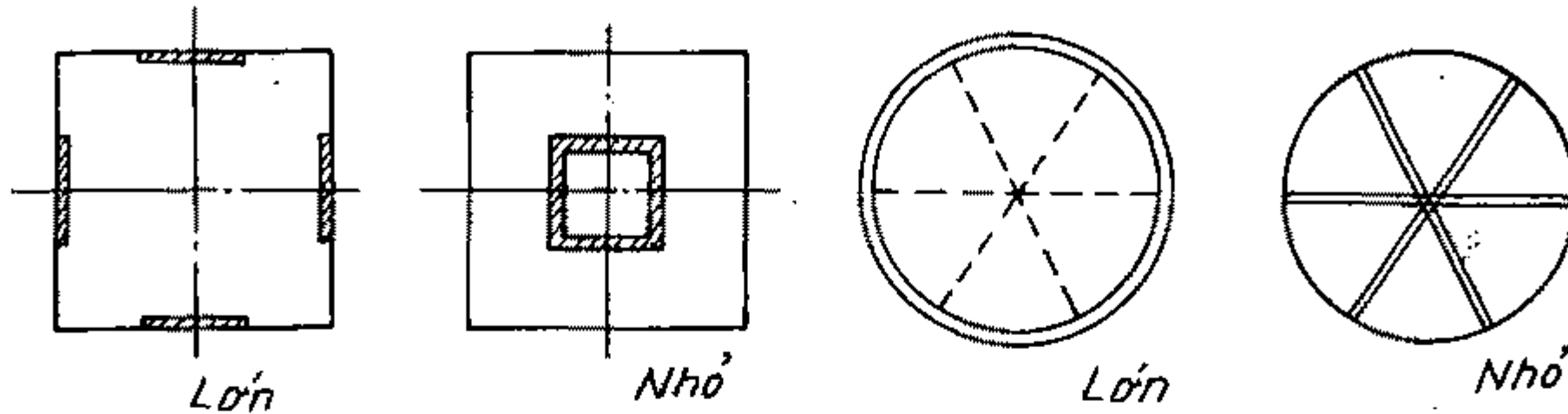
Hình 3.8. Dạng mặt bằng và hình khối tòa nhà

Với nhà có mặt bằng dài, khi động đất do sự lệch pha của các dao động trên một mặt bằng trải dài, các phần của một khối nhà dài sẽ phải chịu các tác động khác nhau. Vì vậy, cần phải cắt thành các mặt bằng ngắn hơn nhằm giảm bớt sự lệch pha giữa đầu và cuối của mỗi khối nhà.

Sử dụng mặt bằng gọn, đối xứng, có tâm cứng trùng hoặc gần trùng với trọng tâm mặt bằng là tốt nhất. Trong trường hợp có thể, cần bố trí sao cho mặt bằng công trình có khả năng chống xoắn tốt nhất : bố trí các vách cứng đối xứng và càng xa trọng tâm càng tốt (xem nhận xét và so sánh ví dụ trên hình 3.9).

• **Hình khối công trình cân cân đối, đơn điệu và liên tục**

Các yêu cầu này nhằm bảo đảm tính đồng điệu về dao động của các phần trong một khối công trình. Các biến đổi đột ngột về hình khối theo chiều cao sẽ dẫn đến những đột biến về khối lượng tham gia dao động, đột biến về biên độ dao động, sự không đồng điệu sẽ xuất hiện giữa phần khối lớn và phần khối bé, giữa khối cao và khối thấp. Cần phải làm thêm các vách đủ cứng để truyền một cách liên tục tải trọng, biến dạng từ phần này đến phần khác của công trình.



**Hình 3.9. Ảnh hưởng của vị trí vách cứng đến độ cứng chống xoắn của công trình**

Hình dáng thon dần theo chiều cao (dạng của tháp Eiffel hoặc của Landuzark Tower trên hình 3.1) là những hình khối tiêu biểu có thể giảm thấp nhất ảnh hưởng của dao động nhờ phân phối hợp lý khối lượng theo chiều cao.

**c. Độ cứng của công trình**

Trên dọc chiều cao nhà và theo phương ngang nhà không nên thay đổi độ cứng, cường độ của một tầng (một vài tầng hoặc của một phần nào đó). Bởi vì khi xuất hiện một tầng mềm (do bỏ bớt đi hoặc thu nhỏ một số cột), biến dạng sẽ có khuynh hướng tập trung ở "tầng mềm" này dễ gây nguy cơ dẫn đến sự sụp đổ của toàn bộ công trình hoặc phần công trình bên trên "tầng mềm" này. Trong trường hợp cần thiết cần phải bớt đi một số cột để tăng nhịp sử dụng thì cần tăng tiết diện cho các cột còn lại hoặc bố trí thêm các vách ngăn cứng, sao cho độ cứng của tầng này không bị giảm yếu đi quá nhiều so với những tầng khác.

**d. Bậc siêu tĩnh của công trình**

Các nhà nhiều tầng nên thiết kế với bậc siêu tĩnh cao bởi vì khi động đất nếu một vài bộ phận nào đó bị sụp đổ thì do có độ siêu tĩnh cao, phần còn lại vẫn là bất biến hình, công trình vẫn không bị sụp đổ hoàn toàn. Dĩ nhiên là cần phải xét đến ứng suất phụ phát sinh trong công trình có độ siêu tĩnh cao dưới tác dụng của sự thay đổi nhiệt độ, của độ lún lệch giữa các phần ...

**e. Sự xuất hiện của các khớp dẻo**

Trường hợp cho phép xét đến sự xuất hiện của các khớp dẻo thì cần thiết kế sao cho các khớp dẻo xuất hiện ở dầm trước, sau đó mới đến ở cột. Bởi vì :

- ◆ Khi cột bị phá hoại thì khả năng toàn nhà bị phá hủy là rất lớn. Còn khi dầm bị phá hoại thì có thể chỉ dừng lại ở một vài ô, một tầng nào đó bị hư hại. Các phần khác không bị phá hoàn toàn, không nguy hiểm và có thể sửa chữa được.

- ◆ Trong các công trình có cột yếu, biến dạng sẽ có xu hướng tập trung ở một tầng nào đó. Mức độ nguy hiểm sẽ tăng lên.
- ◆ Sự phá hoại do cắt và do uốn ở cột thường lớn hơn ở dầm, vì ở cột còn có thêm tác dụng của lực dọc khá lớn hơn so với ở dầm.

## 2. Bố trí kết cấu trên mặt bằng

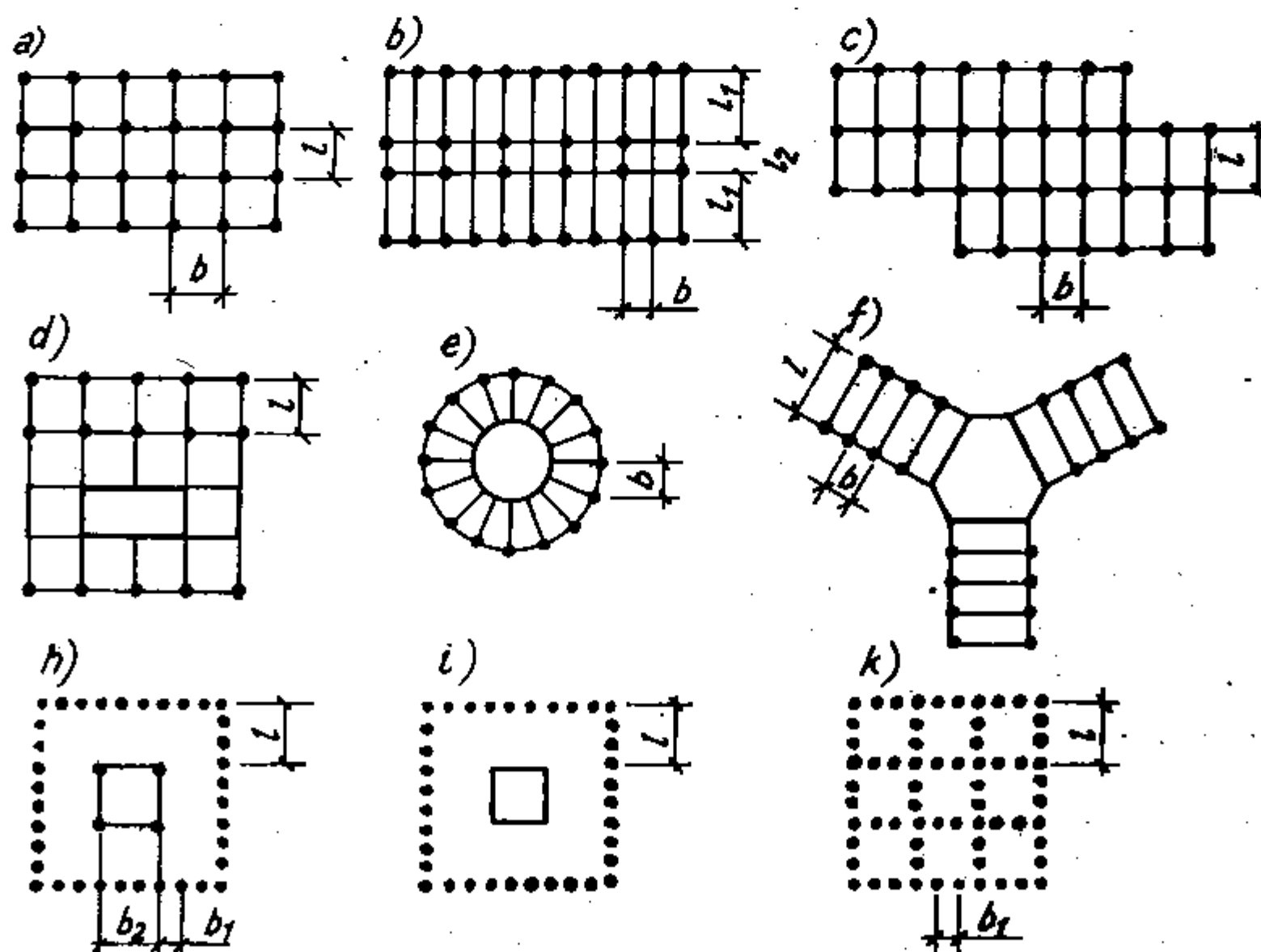
### a. Lưới cột

Việc bố trí lưới cột trên mặt bằng nhà cần theo những nguyên tắc cơ bản sau :

- ◆ Lưới cột phải phù hợp với mặt bằng kiến trúc và sơ đồ kết cấu chịu lực của tòa nhà. Nên tuân theo các yêu cầu định hình cấu kiện, theo các môđun thống nhất.
- ◆ Để thuận tiện cho thi công và sử dụng trang thiết bị thì lưới cột cần phải đơn giản.

Thông thường các ô lưới nên chọn là ô chữ nhật hoặc ô vuông. Với các nhà có mặt bằng đối xứng thì nên sử dụng triệt để tính đối xứng của mặt bằng. Với các nhà có mặt bằng không đối xứng thì nên chia ô lưới thống nhất cho những phần có thể, phần còn lại giành cho các không gian đệm như hành lang, sảnh, thang, khu phục vụ, khu kỹ thuật ...

Bước của các cột thường dùng là 5 - 6 m đối với sơ đồ khung ; 9 - 12m cho các sơ đồ kết hợp khung - lõi, khung - vách. Với các hệ kết hợp khung - hộp hoặc vách - hộp thì khoảng cách của các hàng cột có thể lớn hơn.



Hình 3.10. Bố trí lưới cột

Trên hình 3.10 giới thiệu một số cách bố trí lưới cột cho các mặt bằng dạng chữ nhật, dạng chữ Z, dạng vuông, tròn, hình sao ba cánh ...

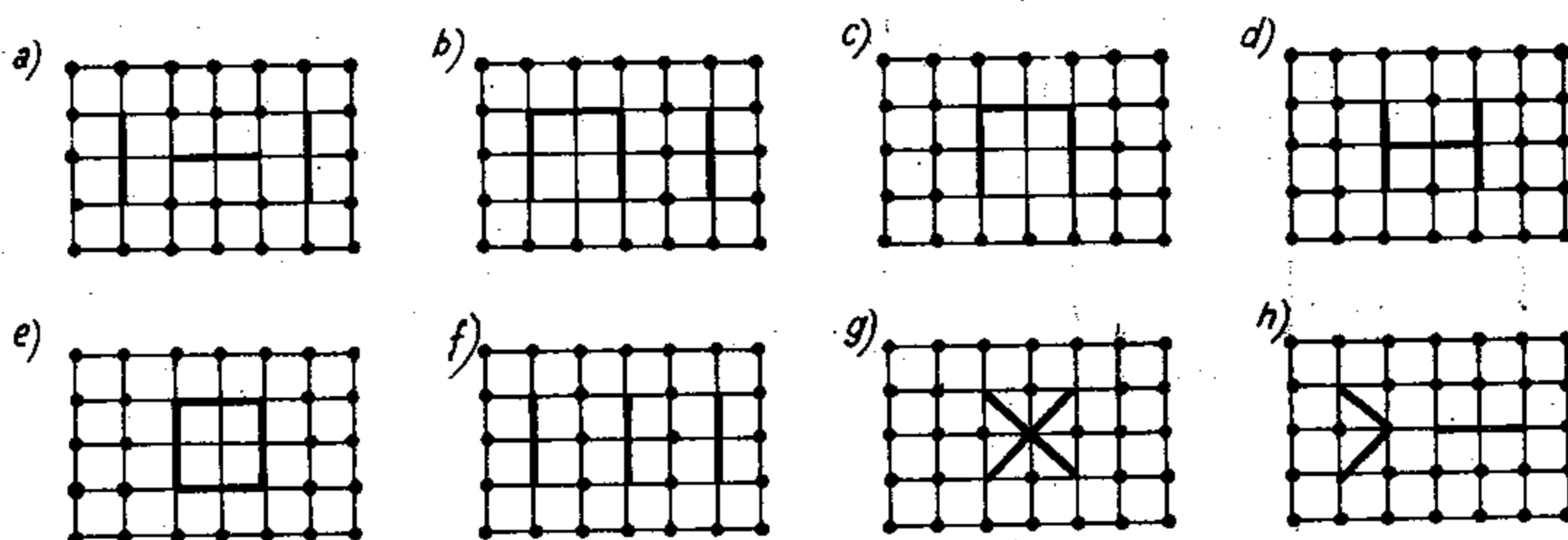
### b. Bố trí kết cấu giằng

Việc bố trí một cách hợp lý các hệ giằng cứng (hệ tường, vách, lõi ...) trên mặt bằng có ảnh hưởng trực tiếp tới các chỉ tiêu kinh tế, kỹ thuật của công trình. Vì vậy, cần tuân theo các nguyên tắc sau đây :

- ◆ Số lượng và vị trí các ô giằng cần kết hợp chặt chẽ với mặt bằng, mặt cắt kiến trúc, và chỉ cần vừa đủ, không nên bố trí thừa. Khi cần thiết phải tăng cường độ cứng ngang thì nên tăng khả năng của mỗi ô (tăng bê dày tường, tăng tiết diện thanh giằng). Việc tăng thêm các ô có giằng chỉ nên áp dụng với những nhà có mặt bằng kéo dài.
- ◆ Để bảo đảm tính bất biến hình cho hệ thì trong một ngôi nhà cần có ít nhất ba hệ giằng cứng (vách đứng) không cùng song song hoặc không cắt nhau trên cùng một điểm. Hình 3.11 giới thiệu một số cách bố trí hệ giằng mà trong đó sơ đồ f,g,h là không hợp lý.
- ◆ Nhằm mục đích giảm ảnh hưởng của xoắn ; nên bố trí các hệ giằng ở các vị trí sao cho trọng tâm hình học của mặt bằng trùng hoặc gần trùng với tâm cứng (tâm cứng là điểm mà khi hợp lực của tải trọng ngang đi qua đó thì chỉ gây cho công trình các chuyển vị thẳng, còn chuyển vị xoay bằng 0).
- ◆ Với nhà có mặt bằng kéo dài thì khoảng cách giữa các vách giằng không vượt quá 30m ; khoảng cách từ vách giằng đầu tiên đến trục biên không lớn hơn 12m.

Để có lợi cho sự làm việc của các sàn ngang thì các vách đứng nên phân bố đều trên mặt bằng nhà. Để tăng cường khả năng chống xoắn cho công trình thì vách cứng càng xa trọng tâm mặt bằng càng tốt.

Với các nguyên tắc và mục đích nêu trên, trong thực tế các vách cứng (tường BTCT hoặc dàn giằng) thường được bố trí theo các cách : ở trung tâm, trên chu vi, hoặc phân bố rải trên các phần, khu của mặt bằng nhà (h.3.11).

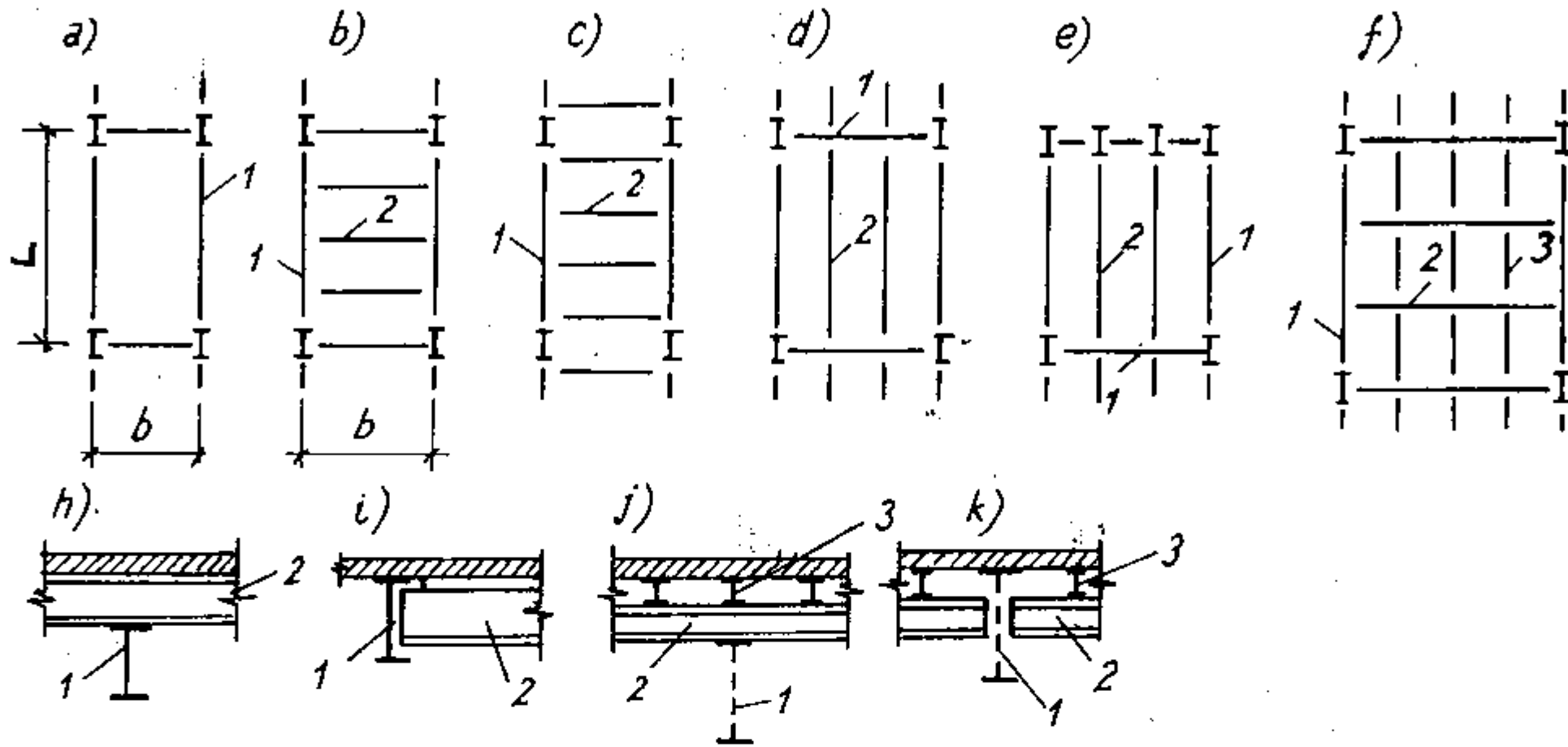


Hình 3.11. Mặt bằng bố trí hệ giằng đứng

### c. Kết cấu sàn

Việc chọn sơ đồ kết cấu cho các sàn ngang phụ thuộc vào kích thước của ô sàn (nhịp, bước các cột), hình dạng ô sàn và cấu tạo của bản thân tấm sàn. Chọn phương án này hay phương án khác sẽ ảnh hưởng đến chiều cao kiến trúc của sàn và độ cứng ngang của toàn bộ công trình.

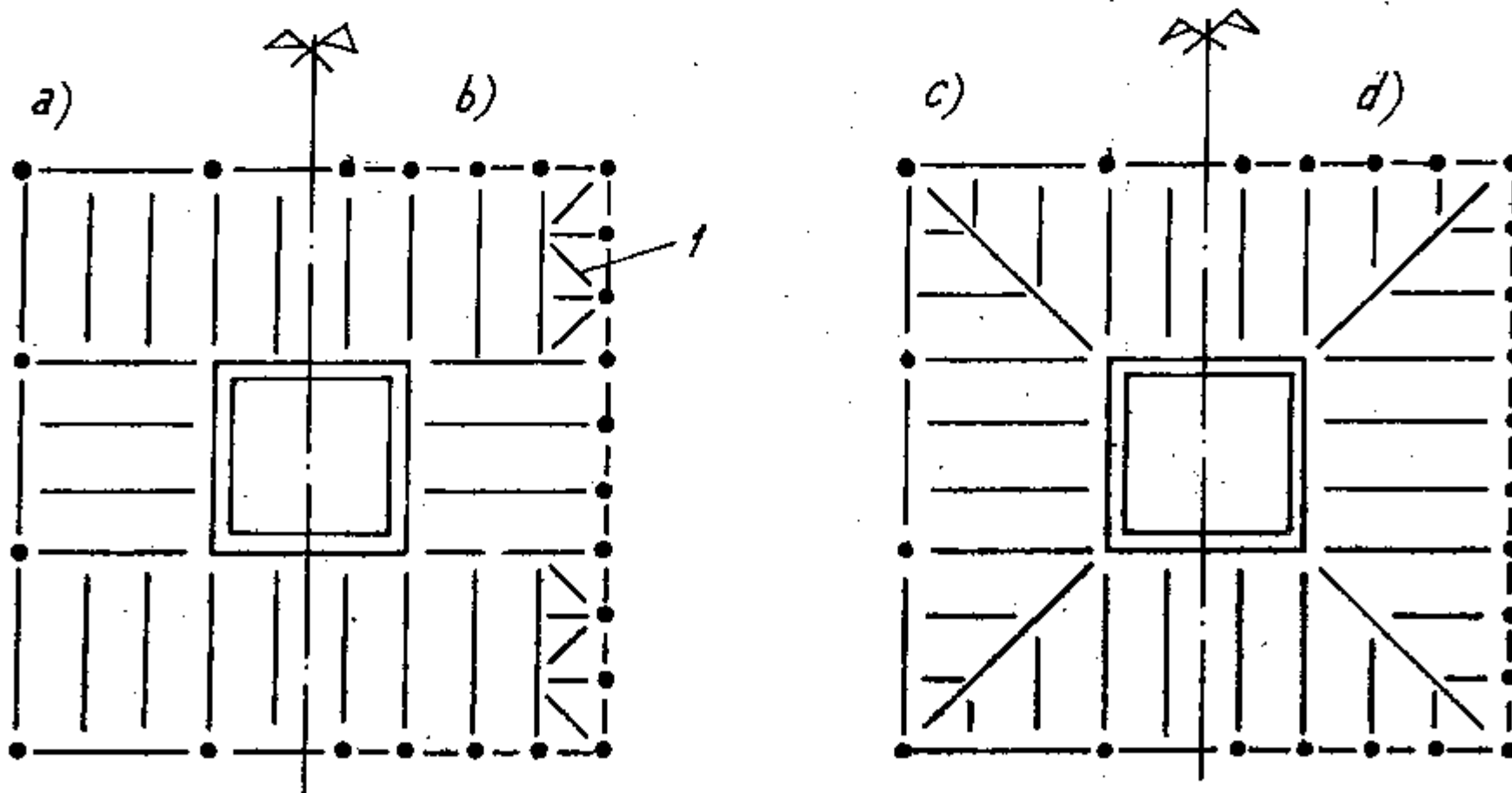
Ở nhà khung có lưới cột hình vuông hoặc chữ nhật thì hệ sàn được cấu tạo theo ba cách : đơn giản, phổ thông, hoặc phức tạp (h.3.12).



**Hình 3.12. Các giải pháp tổ hợp lưới dầm**

- a) dạng đơn giản ; b,c,d) dạng phổ thông ; e) kết hợp dạng đơn giản và phổ thông cho ô biên ; f) dạng phức tạp ; h,i,j,k) các mặt cắt ngang sàn ;  
1- dầm chính ; 2- dầm phụ (hoặc dầm sàn) ; 3- dầm sàn.

Giải pháp a có cấu tạo đơn giản nhưng chỉ được dùng với những lưới cột có kích thước bé. Giải pháp b, c, d thường được sử dụng vì các ô sàn gần giống nhau, lại có cấu tạo tương đối đơn giản. Giải pháp e dùng cho các ô sàn có bước cột hàng biên bé hơn so với bước cột hàng giữa. Giải pháp f được dùng cho những ô sàn kích thước lớn, nhưng cấu tạo liên kết tựa khá phức tạp.

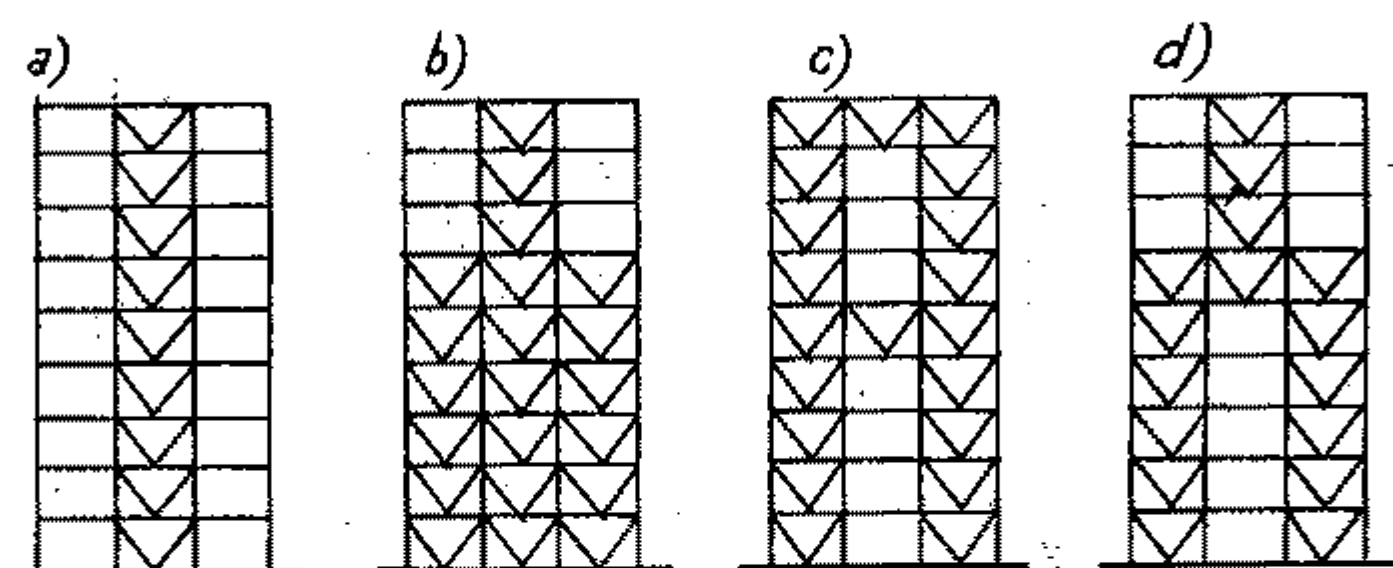


**Hình 3.13. Các phương án sàn cho nhà mặt bằng vuông có lõi cứng giữa**  
1- dải dầm ngang.

Trên hình 3.13 giới thiệu một số sơ đồ lưới dầm cho những ngôi nhà có mặt bằng vuông hoặc gần vuông ; trong đó sơ đồ a cấu tạo đơn giản, các ô sàn thống nhất ; nhưng do độ cứng ngang bé nên thường được khắc phục bằng cách cứ hai hoặc ba tầng thì có một sàn được bổ sung thêm hệ giằng ngang như ở sơ đồ b. Sơ đồ c, d bảo đảm khá tốt độ cứng không gian, sự truyền lực nhanh nhất đến lõi cứng nhưng cấu tạo khá phức tạp.

### 3. Tổ hợp kết cấu theo phương đứng

Độ cứng không gian của tòa nhà phụ thuộc rất nhiều vào hình dáng của nó. Nhà có dạng thon dần theo chiều cao sẽ hợp lý nhất về phân phối trọng lượng khi dao động, kéo theo sự hạ thấp đáng kể về tác dụng của các tải trọng gió, động đất. Ví dụ như khi có cùng tỷ số  $(H/B) = (5 \div 6)$ , thì với nhà có độ thon bằng  $1/20$  thì chuyển vị đỉnh của nó chỉ bằng 25 - 30% so với chuyển vị đỉnh của nhà không có độ thon.

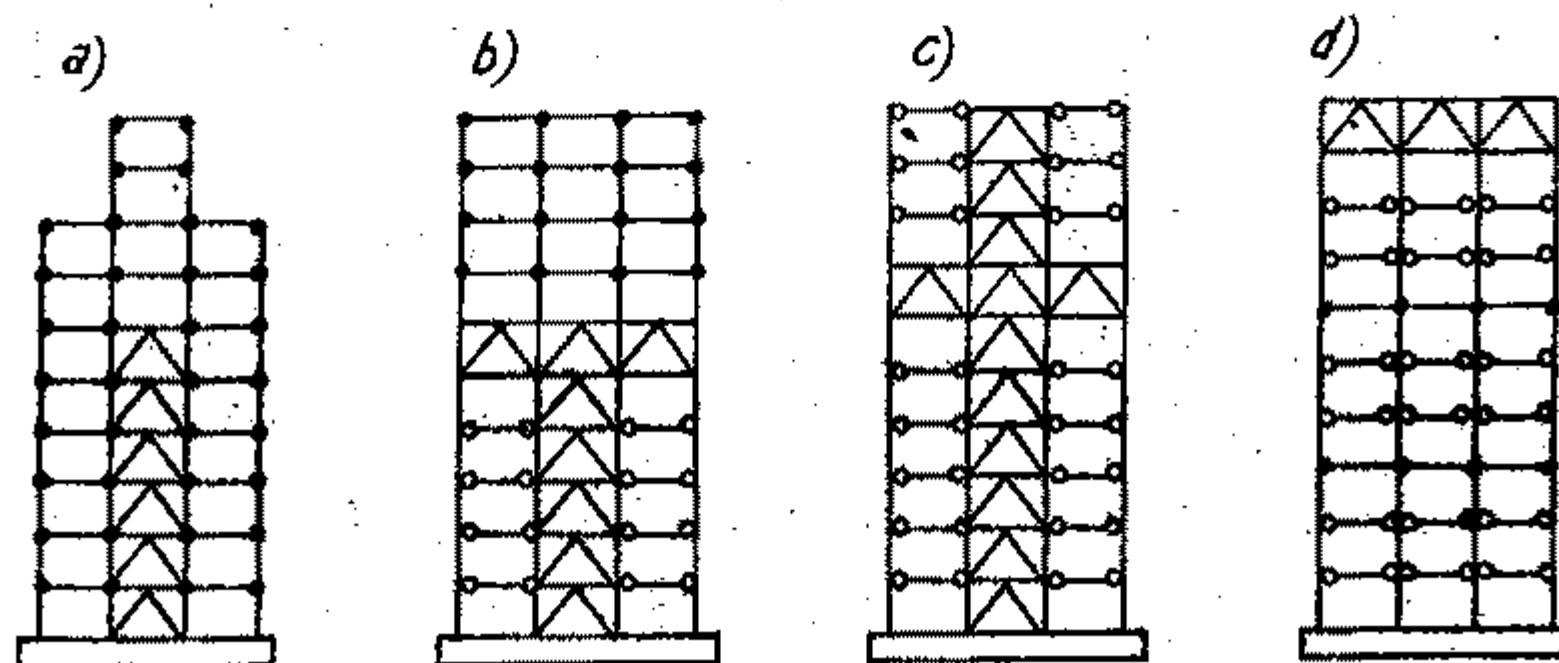


Hình 3.14. Bố trí hệ dàn giằng theo phương đứng

Kết cấu các dải giằng đứng thường là các dàn phẳng (vách dạng dàn) hoặc tổ hợp để tạo thành dàn không gian mà cánh của chúng chính là các cột khung.

Các dải giằng ngang thường đặt ở các tầng đỉnh hoặc các tầng kỹ thuật. Số lượng và kích thước các giằng này tùy thuộc vào chiều cao nhà, phương án kết cấu chịu lực ... và thường chỉ được quyết định sau khi lựa chọn một số phương án.

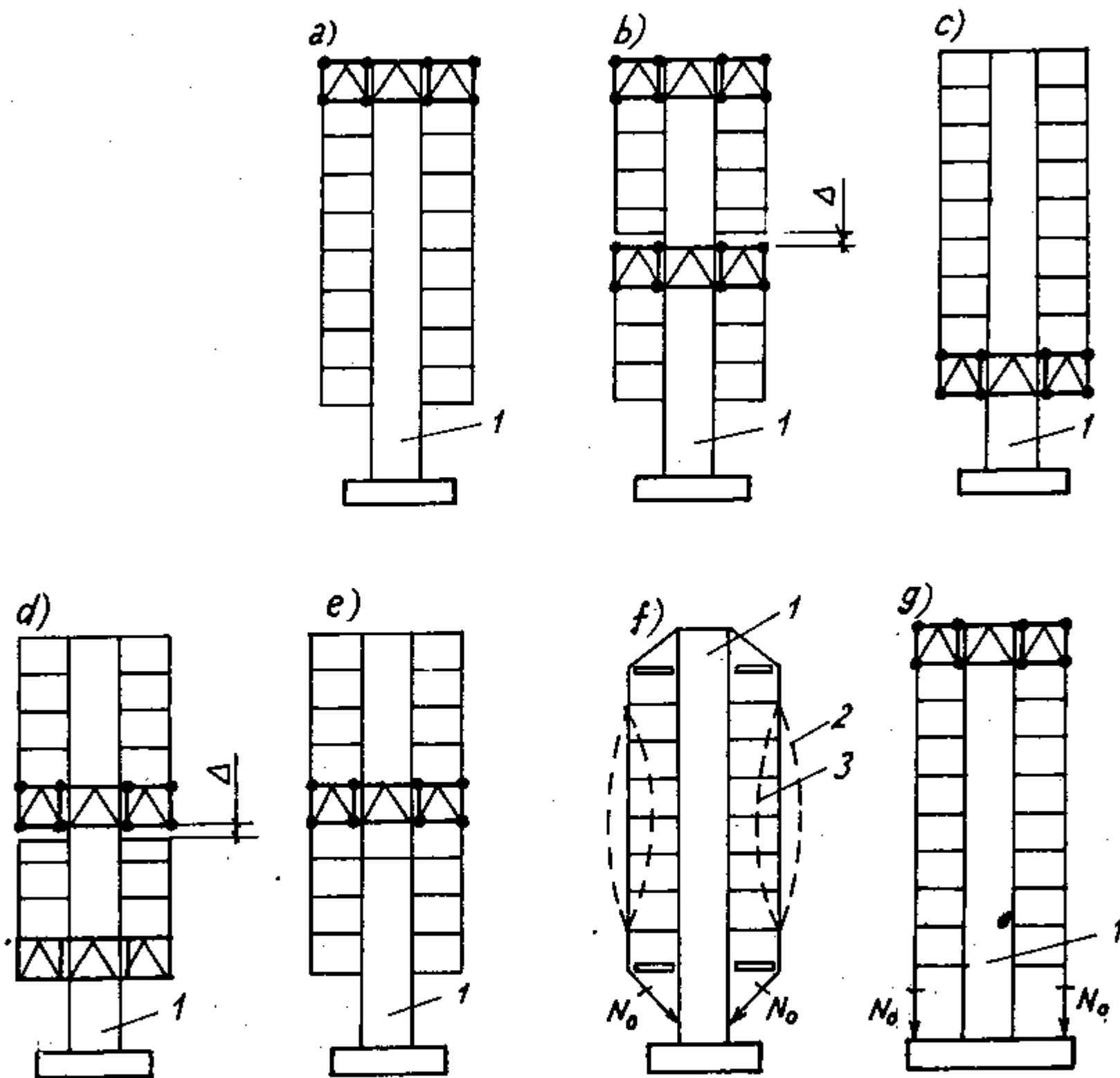
Vị trí các hệ dàn giằng theo phương đứng giới thiệu trên hình 3.14 giải pháp a là sơ đồ thường dùng ; kiểu b, c dùng cho các nhà có chiều cao lớn ; kiểu d



Hình 3.15. Phương án kết hợp hệ kết cấu chịu lực

tạo cho độ cứng của toàn hệ khá tốt nhưng móng biên thường lớn. Dùng giải pháp như ở sơ đồ a nhưng bổ sung thêm dầm ngang ở một vài tầng bên trên (h.3.7) và dùng dây căng hoặc dùng cột hàng biên chịu kéo là hiệu quả hơn cả.

Đọc theo chiều cao, tùy theo tình hình cụ thể, hệ thống kết cấu chịu lực của nhà cũng có thể thay đổi. Các cột khớp, khung cứng, dầm giằng đứng, dầm giằng ngang ... được sắp xếp theo các tổ hợp khác nhau. Hệ có cấu tạo như vậy gọi là hệ kết hợp. Giải pháp được gọi là hợp lý hơn nếu cho kết quả chuyển vị ngang, chuyển vị xoay của hệ bé và mômen uốn ở chân nhà bé, đồng thời phải truyền các tác động đến móng nhanh nhất. Hình 3.15 và 3.16 giới thiệu một số hệ kết hợp nhiều phương án kết cấu chịu lực bên trên và vài phương án hợp lý để truyền tải từ các sàn tầng đến móng.



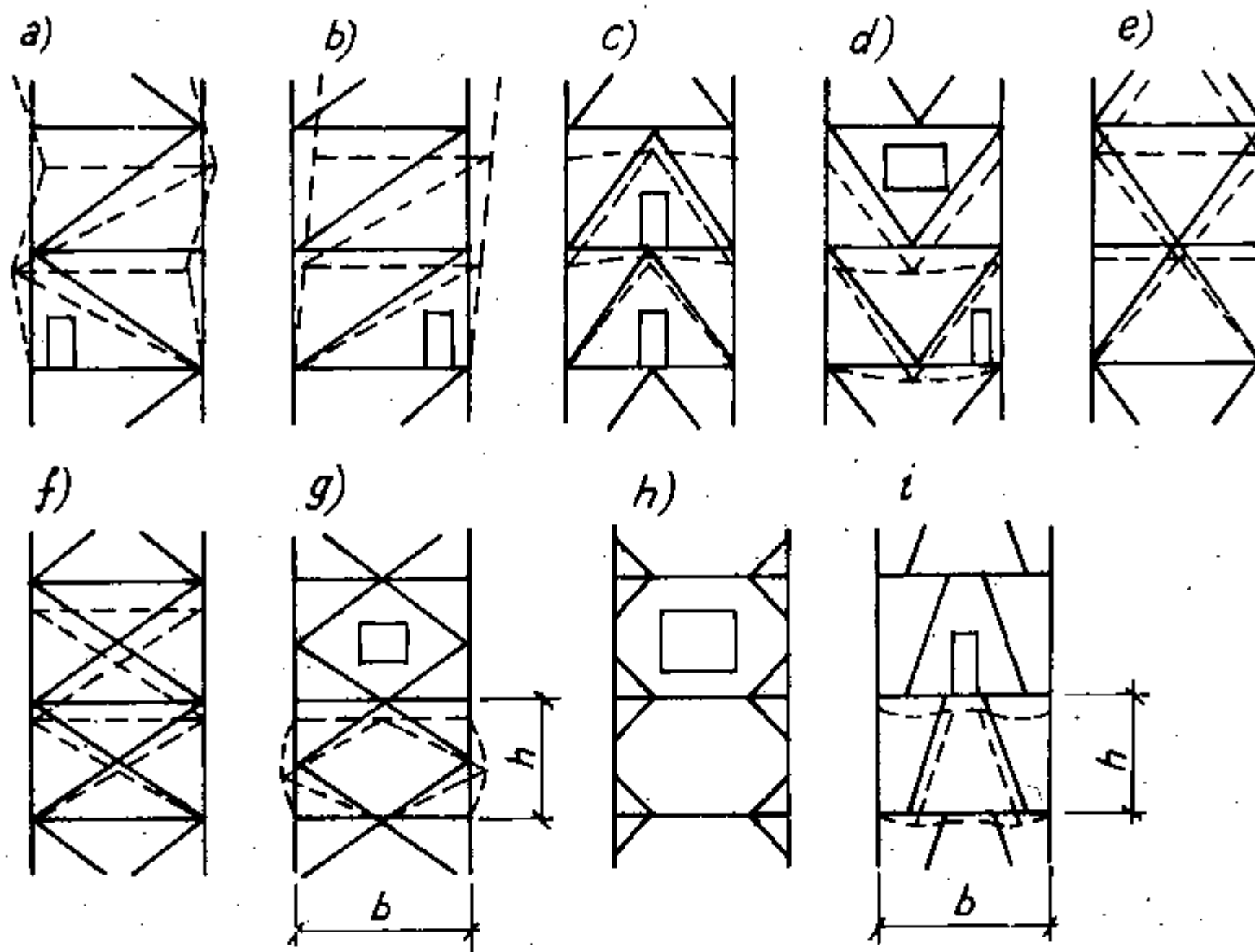
**Hình 3.16. Các phương án liên kết gối**

a,b) kiểu treo ; c,d) kiểu tựa (côngxon) ; e,f,g) kết hợp cả treo và tựa ;

1- lõi cứng ; 2,3- dây căng.

Hệ thanh bụng của các dầm giằng được giới thiệu trên hình 3.17. Trong các sơ đồ này thì dạng tam giác hoặc tam giác chống (nửa xiên), là khá hợp lý cho các nhà thông thường vì chế tạo tương đối đơn giản, ứng suất phụ thêm trong các thanh xiên do tải trọng đứng gây ra rất bé. Với các nhà lớn hơn, dùng dạng hình thoi hoặc chữ thập để các thanh xiên kết hợp với cột hàng biên tạo thành vỏ hộp bao bọc toàn bộ chu vi nhà. Thanh giằng chỉ tính đến khi chịu kéo. Hệ hộp dạng này có độ cứng ngang khá lớn, chịu tải ngang và chịu xoắn rất tốt nhưng thi công cũng khá phức tạp.





**Hình 3.17. Dạng thanh bụng của các dàn giằng**  
a) hệ tam giác ; b) hệ thanh xiên ; c,d) hệ tam giác chống (nửa xiên) ;  
e, f) hệ chữ thập ; g) dạng hình thoi ; h,i) dạng không hoàn toàn.

## § 3.4. TẢI TRỌNG VÀ TÁC DỤNG

Theo tiêu chuẩn thiết kế "Tải trọng và tác động" - TCVN 2737-1995, tải trọng tác dụng lên nhà cao tầng bao gồm tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời.

### 1. Tải trọng thường xuyên

Tải trọng thường xuyên là những tải trọng luôn luôn tồn tại trong thời gian vận hành công trình. Như vậy, tải trọng thường xuyên bao gồm trọng lượng bản thân các kết cấu chịu lực, các chi tiết cấu tạo kiến trúc (tường ngăn, tường bao che, trần, các lớp sàn ...), các thiết bị kỹ thuật, áp lực nền đất, ứng lực trước trong các kết cấu ứng lực trước ...

Để xác định trọng lượng bản thân kết cấu, cần dự kiến trước kích thước tiết diện, vật liệu kết cấu, phương án chất tải bất lợi ... Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ ban đầu, người thiết kế cần dựa vào các thiết kế đã có, theo một sơ đồ đơn giản nào đó hoặc dựa vào kinh nghiệm để định ra kích thước tiết diện. Các giá trị giả thiết này cần được kiểm tra lại khi kết thúc việc thiết kế kỹ thuật.

Với các nhà cao tầng sử dụng kết cấu chịu lực bằng thép, có thể sơ bộ giả thiết trọng lượng kết cấu chịu lực theo cách sau :

♦ *Giá trị tiêu chuẩn của trọng lượng kết cấu thép (mác Cr3 hoặc tương đương):*

$$g = 0,1 + 0,03 \left[ q + k \frac{H}{L} w_0 \right] (1 + 0,01H), \quad \text{kN/m}^2 \text{ sàn} \quad (3.1)$$

trong đó  $H, L$  - chiều cao nhà, kích thước bé hơn của mặt bằng nhà, m ;

$q$  - tổng tải trọng đứng tiêu chuẩn (thường xuyên và tạm thời) tác dụng lên  $1 \text{ m}^2$  sàn,  $q \approx 6 \div 10 \text{ kN/m}^2$  ;

$w_0$  - áp lực gió tiêu chuẩn ở địa điểm xây dựng,  $\text{kN/m}^2$  lấy theo điều 6.4 TCVN 2737 - 1995 ;

$k$  - hệ số kinh nghiệm, lấy  $k = 3,2$  với nhà khung thông thường ;  $k = 1,6$  với nhà khung dạng hộp hoặc hộp nhiều ngăn mà thành hộp tạo bởi các khung;  $k = 2,0$  với nhà khung có các vách cứng hoặc lõi cứng đứng dạng dàn giằng ;  $k = 1,0$  với các nhà hệ hộp ô lưới tam giác trên các mặt chu vi.

Khi tính toán dầm ngang, dầm sàn của các nhà cao có số tầng  $m > 20$ , cần nhân giá trị  $g$  tính được trong công thức (3.1) trên đây với hệ số  $k_1 = (0,3 + 0,6/m)$  với các nhà hệ khung chịu lực ;  $k_1 = (0,2 + 0,4/m)$  với các nhà có sơ đồ kết cấu hệ giằng.

♦ *Trọng lượng bản thân của tường và sàn được xác định gần đúng theo kinh nghiệm :*

- Tấm sàn, tấm tường panen BTCT :  $2,5 \div 5,0 \text{ kN/m}^2$ .
- Tấm panen rỗng :  $0,6 \div 1,2 \text{ kN/m}^2$ .
- Tấm tường ngăn, tường BTCT đặc, kể cả lớp trát :  $3,0 \div 5,0 \text{ kN/m}^2$ .
- Tấm bê tông nhẹ có cốt thép :  $1,5 \div 2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Thực tế tải trọng sàn thường phân bố đều. Vì vậy tải trọng tác dụng lên cột thường được xác định theo diện tích sàn truyền tải tương ứng.

Các nhà cao tầng có kết cấu chịu lực là khung thép thì tải trọng tiêu chuẩn do trọng lượng bản thân của tường, sàn lấy bằng  $4 \div 7 \text{ kN/m}^2$  sàn ; do trọng lượng kết cấu chịu lực lấy bằng  $1,5 - 3 \text{ kN/m}^2$ .

Khi xác định nội lực thì giá trị tải trọng tính toán là các giá trị tiêu chuẩn (vừa xác định trên đây) nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng  $\gamma = 1,05 \div 1,2$  phụ thuộc vào loại vật liệu và điều kiện thi công chế tạo.

## 2. Tải trọng tạm thời

Tải trọng tạm thời là những tải trọng mà nó có thể có hoặc không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Trong nhà cao tầng, tải trọng tạm thời bao gồm tải trọng sử dụng tác dụng trên sàn, mái ; tải trọng sửa chữa mái và tải trọng gió. Tải trọng do động đất, nổ ... là những tải trọng tạm thời nhưng do những đặc trưng và đặc điểm riêng, chúng được xếp vào loại tải trọng đặc biệt.

Tùy thuộc vào chức năng sử dụng công trình mà TCVN 2737-1995 đã chỉ ra các giá trị cụ thể của tải trọng sử dụng trên sàn, mái (bao gồm cả phần dài hạn, phần ngắn hạn và phần đặc biệt).

Tải trọng tạm thời chỉ tính trên toàn bộ diện tích chịu tải với các cấu kiện, các sàn, mái có diện tích chịu tải không lớn. Trong nhà cao tầng, do số lượng tầng nhiều, xác suất đồng thời xuất hiện toàn bộ tải trọng tạm thời ở tất cả các tầng với giá trị cực đại là rất hiếm. Vì vậy cần phải xét đến hệ số giảm tải đối với loại tải trọng này.

Với các phòng ở, buồng ngủ, văn phòng, bếp, phòng sinh hoạt ... của các công trình nhà ở, khách sạn, trụ sở, trường học bệnh viện ... thì :

- Khi tính dầm, bản sàn (có diện tích chịu tải  $A > 9\text{m}^2$ ), giá trị tải trọng tạm thời toàn phần (giá trị tra bảng) được nhân với hệ số :

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} \quad (3.2)$$

- Khi tính lực dọc để tính cột, tường, móng chịu tải từ hai tầng trở lên, giá trị tải trọng tạm thời toàn phần được nhân với hệ số :

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (3.3)$$

trong đó  $A$  - diện tích chịu tải,  $\text{m}^2$ , ( $A > A_1 = 9 \text{ m}^2$ ) ;  
 $n$  - số sàn có đặt tải bên trên tiết diện xét.

Với các phòng đọc phòng ăn tập thể, phòng hòa nhạc, thể thao, buôn bán, phòng họp, hội thảo ... cần nhân giá trị tải trọng tạm thời toàn phần với hệ số :

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} \quad (3.4)$$

khi tính dầm, sàn mà diện tích sàn  $A \geq A_2 = 36 \text{ m}^2$  ;

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

khi tính cột, tường, móng.

Hệ số độ tin cậy  $\gamma$  của tải trọng phân bố đều trên sàn hoặc trên cầu thang lấy bằng 1,3 khi tải trọng tiêu chuẩn nhỏ hơn  $200 \text{ daN/m}^2$  ; bằng 1,2 khi tải trọng tiêu chuẩn bằng hoặc lớn hơn  $200 \text{ daN/m}^2$ .

Khi xác định tải trọng đứng tác dụng lên nhà (cả tải trọng thường xuyên và tạm thời) cần xét đến độ lệch tâm của tải trọng sàn so với trục cột (hoặc trục cột tường) theo cả hai phương trong và ngoài mặt phẳng tường. Cần phải kể đến các sai lệch do lắp ghép, do chế tạo, hoặc khi cột tường chỉ có sàn tựa kể ở một phía làm cột tường bị cong ra ngoài mặt phẳng của chính nó. Độ lệch tâm trong

mặt phẳng tường sinh ra do tải trọng không đặt trùng với trọng tâm cột tường hoặc các cột tường cạnh nhau nhưng lại chịu các tải trọng đứng có giá trị khác nhau ... Tải trọng lệch này làm cho các cột tường chịu uốn khác nhau và gây ra các biến dạng không gian cho toàn hệ.

### 3. Tải trọng gió

Gió là tải trọng tạm thời. Tác động của gió lên công trình mang tính chất của tải trọng động và phụ thuộc vào các thông số sau :

*Thông số về sự va đập của luồng khí : tốc độ, áp lực, nhiệt độ, hướng ...*

*Thông số của vật cản : hình dáng, kích thước, độ nhám bề mặt và dao động của vật cản (của chính công trình).*

Tác động của gió lên công trình bao gồm hai thành phần : tĩnh và động. Thành phần tĩnh thực chất là tác động của gió lên công trình cứng (coi như không dao động). Thành phần động thực chất là phần tăng thêm tác dụng của tải trọng gió lên công trình có dao động, xét đến ảnh hưởng của lực quán tính sinh ra do khối lượng bản thân công trình khi dao động bởi các xung của luồng gió.

Theo TCVN 2737-1995 thành phần tĩnh của tải trọng gió phải được kể đến ở mọi công trình. Thành phần động được kể đến với các công trình, thiết bị dạng cột, các nhà nhiều tầng cao trên 40m (hoặc nhà công nghiệp một tầng một nhịp cao trên 36m) và tỷ số độ cao trên nhịp ( $H/L$ ) > 1,5.

#### a. Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh

Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió  $w$  ở độ cao  $z$  xác định theo công thức :

$$w_z = w_0 K C, \text{ daN/m}^2, \quad (3.6)$$

trong đó  $w_0$  - giá trị tiêu chuẩn của áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng áp lực gió (tương ứng với địa điểm xây dựng của công trình). Theo sự phân vùng này thl lãnh thổ Việt Nam chia thành năm vùng áp lực gió I, II, III, IV, V. Trong mỗi vùng, tùy theo mức độ ảnh hưởng của gió bão mà lại chia nhỏ thành hai phân vùng : có ảnh hưởng mạnh của gió bão (IB, IIB, IIIB, IVB, VB) và ít ảnh hưởng của gió bão (IA, IIA, IIIA). Giá trị  $w_0$  [daN/m<sup>2</sup>] tương ứng với mỗi phân vùng này cho trong bảng sau :

| Vùng I |    | Vùng II |     | Vùng III |      | Vùng IVB | Vùng VB |
|--------|----|---------|-----|----------|------|----------|---------|
| IB     | IA | IIB     | IIA | IIIB     | IIIA |          |         |
| 65     | 55 | 95      | 83  | 125      | 110  | 155      | 185     |

Với các công trình xây dựng trong các vùng có địa hình phức tạp (rừng sâu, núi cao ...) thì giá trị  $w_0$  được xác định bằng công thức thực nghiệm :

$$w_0 = 0,0613v^2, \text{ daN/m}^2, \quad (3.7)$$

trong đó  $v$  - vận tốc gió [m/s] ở độ cao 10m so với mặt đất (vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, chỉ vượt một lần trong 20 năm) ;

$K$  - hệ số địa hình xác định theo bảng 5 - TCVN 2737-1995. Hệ số  $K$  kể đến sự thay đổi của vận tốc gió theo độ cao (so với mốc chuẩn) và ảnh hưởng của các địa hình, vật cản xung quanh (theo các định dạng A, B, C) làm thay đổi vận tốc gió. Mốc chuẩn là mốc quy ước để xác định độ cao khi tính tải trọng gió, xét đến độ dốc của mặt đất công trình, xác định theo phụ lục G của TCVN 2737-1995. Tại những nơi mà công trình đặt trên nền đất dốc, độ cao  $z$  dùng làm cơ sở để xác định hệ số  $K$  được tính từ mức chuẩn đến điểm tính gió (chứ không phải từ mặt móng của công trình) ;

$C$  - hệ số khí động, lấy theo chỉ dẫn của bảng 6 TCVN 2737-1995, phụ thuộc vào hình khối công trình và hình dạng bề mặt đón gió.

Nhận thấy rằng trong thành phần tính (công thức 3.6), thì  $K$  là hệ số kể đến các yếu tố xung quanh (ngoài công trình), còn  $C$  là hệ số kể đến các yếu tố của bản thân đến tác dụng của tải trọng gió lên công trình.

Khi xác định tải trọng gió tính toán, cần phải nhân giá trị tiêu chuẩn trên đây với hệ số độ tin cậy của tải trọng gió  $\gamma = 1,2$ .

### **b. Giá trị tiêu chuẩn thành phần động**

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động  $w_p$  của tải trọng gió ở độ cao  $z$  phụ thuộc vào dạng dao động. Tùy theo cách phân bố khối lượng theo chiều cao mà mỗi công trình có một dạng dao động riêng. Có thể phân tích dao động riêng của mỗi công trình thành  $i$  dạng dao động cơ bản, mà tần số của mỗi dao động cơ bản  $f_i$  có thể xác định được bằng các phương pháp quen biết : phương pháp giải tích, phương pháp Holzer, hoặc bằng các chương trình tính của SAP86, SAP90...

Nếu gọi  $f_L$  là tần số giới hạn cho phép không cần tính đến lực quán tính phát sinh khi công trình dao động thì việc tính toán thành phần động của tải trọng gió tiến hành trên cơ sở so sánh từng giá trị  $f_i$  với  $f_L$  và được tiến hành riêng rẽ cho từng dạng dao động riêng cơ bản. Giá trị tần số giới hạn  $f_L$  phụ thuộc vùng áp lực gió, tra theo bảng 9 của TCVN 2737-1995.

Cho từng trường hợp cụ thể, cách xác định thành phần động như sau :

◆ Với những công trình có tần số dao động riêng cơ bản  $f_1 > f_L$

$$w_p = w\zeta v, \text{ daN/m}^2, \quad (3.8)$$

trong đó  $w$  - giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao  $z$ , (xác định theo công thức 3.6) ;

$\zeta$  - hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao  $z$ , lấy theo bảng 8 của TCVN 2737-1995, phụ thuộc chiều cao  $z$  của điểm tính gió so với mốc chuẩn và dạng định hình nơi đặt công trình. Việc xác định  $\zeta$  tương tự như khi xác định hệ số địa hình  $K$  khi xác định thành phần tĩnh nhưng hướng biến thiên thì ngược lại : khi độ cao  $z$  tăng thì  $K$  tăng, còn hệ số áp lực động  $\zeta$  lại giảm ;

$\nu$  - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ; phụ thuộc vào các kích thước của bề mặt tính toán của công trình mà trên đó xác định các tương quan động. Khi bề mặt tính toán (là bề mặt đón gió) có dạng hình chữ nhật ( $b \times h$ ) và song song với hệ trục quy ước ZOY thì  $\nu$  xác định theo bảng 10 của TCVN 2737-1995 với  $\rho = b$ ,  $\chi = h$ . Theo bảng này thì cùng một bề rộng  $b$ , khi chiều cao  $h$  tăng  $\nu$  giảm ; hoặc là, cùng một chiều cao  $h$ , khi tăng kích thước chiều rộng  $b$ ,  $\nu$  giảm.

♦ Với các công trình có  $f_1 < f_2 < \dots < f_s < f_L < f_{s+1}$  (trong đó  $f_1, f_2, \dots, f_s, f_{s+1}$  là tần số dao động riêng cơ bản dạng thứ 1, thứ 2, ..., thứ  $s$ , thứ  $(s+1)$  của công trình) thì :

- Phải tính từng giá trị của thành phần động tương ứng với  $s$  dạng dao động đầu tiên.

- Ở mỗi dạng dao động  $i < s$  phải xác định riêng rẽ từng giá trị của thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên từng phần thứ  $k$  của công trình :

$$W_{pk}^i = M_k \xi^i \psi_k^i y_k^i, \quad \text{daN}, \quad (3.9)$$

trong đó  $M_k$  - khối lượng của phần công trình thứ  $k$  mà trọng tâm của nó có độ cao  $z_k$  (so với mặt móng) ;

$\xi^i$  - hệ số động lực, xác định theo đồ thị ở hình 2, điều 6.13.2 TCVN 2737-1995 phụ thuộc vào thông số  $\varepsilon_i$

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{9,8 \gamma w_0}}{940 f_i}, \quad (3.10)$$

với  $\gamma$  - hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy  $\gamma = 1,2$  ;

$w_0$  - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn, daN/m<sup>2</sup> ;

$f_i$  - tần số của dạng dao động riêng thứ  $i$ , Hz hoặc s<sup>-1</sup> ;

$y_k^i$  - dịch chuyển ngang của trọng tâm phần thứ  $k$  (ở mức  $z_k$ ) ;

ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$  (dạng đang cân tính  $W_p$ ) ;

$\psi_k^i$  - hệ số, xác định theo công thức :

$$\psi_k^i = \frac{\sum_{k=1}^r W_{pk} y_k^i}{\sum_{k=1}^r M_k (y_k^i)^2}, \quad (3.11)$$

với  $M_k$  - khối lượng phần công trình thứ  $k$ , ở mức cao  $z_k$  ;

$W_{pk}$  - thành phần động của tải trọng gió lên phần thứ  $k$  của công trình xác định theo cơ sở của công thức (3.8)

$$W_{pk} = W \zeta \nu = (w_0 C K S_k) \zeta \nu, \text{ daN} \quad (3.12)$$

$S_k$  - diện tích đón gió của phần thứ  $k$ ,  $m^2$  ;

$r$  - tổng số phân công trình mà ta quy ước chia ra.

◆ Với nhà cao tầng có độ cứng, khối lượng và bề mặt đón gió không đổi theo chiều cao

Xác định giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao  $z$  theo công thức :

$$w_p = 1,4 \frac{z}{h} \zeta w_{ph}, \quad \text{daN/m}^2, \quad (3.13)$$

trong đó  $\zeta$  - có ý nghĩa như đã giới thiệu trong các công thức trên ;

$z$  - mức cao đang cần tính  $w_p$  ;

$h$  - chiều cao tính đến đỉnh nhà ;

$w_{ph}$  - giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao đỉnh nhà ( $z = h$ ), xác định theo công thức (3.8) ; hệ số  $K, \zeta, \nu$  đều được xác định ứng với mức cao  $z = h$ .

Nhận thấy rằng khi xác định tải trọng gió lên nhà cao tầng, cần lưu tâm đến các vấn đề sau đây :

- Việc chia phân công trình để xác định thành phần động : tùy theo sơ đồ tính toán chấp nhận để tính nội lực mà việc phân chia này có thể khác nhau. Ở sơ đồ côngxon hoặc sơ đồ phẳng mỗi phần có thể là một tầng nhà, nhưng ở sơ đồ không gian (đặc biệt là khi dùng chương trình máy tính SAP 90 để tính dao động, nội lực) thì phần quy ước chia ra lại có thể chỉ là một phần tử  $j, k$  nào đó. Số phần chia càng nhiều thì độ chính xác đạt được trong tải trọng và nội lực sẽ lớn hơn và tất nhiên việc tính toán sẽ phức tạp hơn. Vì vậy cần ấn định ngay từ đầu các "phần" chia để xác định các đại lượng tương ứng cho mỗi phần thứ  $k$  : diện tích truyền tải  $S_k$ , hệ số khí động  $C_{xk}$ , độ cao trọng tâm  $Z_k$ , hệ số độ cao  $K_k$ , khối lượng bản thân  $M_k$  ...

- Các thành phần tác dụng tĩnh hoặc động của tải trọng gió, sau khi xác định theo các phần trên, để tiến hành tìm nội lực, thường được quy về thành các lực tập trung nằm ngang theo hướng gió, cùng hướng dao động và đặt tại nút phần tử (có thể là nút khung hoặc góc tấm). Và, ứng với mỗi dạng dao động, cần giải một trường hợp nội lực để sau này tổ hợp nội lực chứ không thể tiến hành cộng tác dụng để giải nội lực một lần (trừ trường hợp chỉ xảy ra  $f_1 < f_L < f_2$ ).

- Sự phân bố khối lượng ảnh hưởng khá nhiều đến dạng dao động, nhưng giá trị của khối lượng cùng với biên độ của dao động ảnh hưởng đến giá trị của lực quán tính. Vì vậy trong thiết kế nhà cao tầng không chỉ tìm cách giảm nhẹ khối lượng công trình mà còn phải tìm cách phân phối khối lượng hợp lý.

- Nếu ký hiệu  $X_p$  là giá trị tính toán của nội lực (lực cắt, lực dọc, mômen uốn, mômen lật) hoặc các giá trị ứng suất pháp, ứng suất tiếp trên tiết diện do tải trọng gió sinh ra thì  $X_p$  được xác định theo công thức :

$$X_p = X_p^{TINH} + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^{DONG})^2} \quad (3.14)$$

trong đó  $X_p^{TINH}$  - giá trị đại lượng  $X_p$  trên tiết diện do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra ;

$X_i^{DONG}$  - giá trị của đại lượng  $X_p$  (nội lực hoặc ứng suất của tiết diện khảo sát) do thành phần động ở dạng dao động thứ  $i$ , lấy với  $s$  dạng dao động cần phải tính.

#### 4. Tải trọng động đất

Động đất gây nên những chuyển động của nền công trình theo các hướng, theo thời gian với các quy luật khá phức tạp. Chuyển động của nền làm phát sinh các lực quán tính ở các bộ phận của công trình. Thiết kế kháng chấn cần phải bảo đảm điều kiện sao cho khi xảy ra các trận động đất yếu thì kết cấu vẫn còn làm việc trong miền đàn hồi ; còn khi xảy ra các trận động đất mạnh thì kết cấu có thể chuyển sang làm việc ở giai đoạn dẻo, có thể hư hỏng một số phần nào đó nhưng công trình không bị sụp đổ. Việc xác định tải trọng do động đất thực chất là xác định lực quán tính do khối lượng của công trình bị dao động do động đất. Đó là công việc rất khó khăn và phụ thuộc vào khá nhiều yếu tố phức tạp : về dao động, về nền đất, về truyền sóng ... Ở nước ta chưa có một quy định cụ thể cho việc xác định loại tải trọng này. Phần sau đây, trình bày một cách xác định tải trọng động đất bằng phương pháp tính lực theo tiêu chuẩn СНИП-7-81 của SNG. Cơ sở của phương pháp này là thay thế tác dụng động lực của động đất bằng các lực tĩnh ảo có hiệu ứng tương đương (vì vậy còn gọi là Phương pháp tải trọng ngang thay thế).

Tác dụng của động đất lên phần thứ  $k$  (thường là một tầng) ở dạng dao động thứ  $i$ , được thay thế bằng tác dụng của lực  $F_{ki}$  đặt tại mức sàn tầng, theo hướng của dao động, và được xác định theo công thức :

$$F_{ki} = C_{ki} Q_k, \quad (3.15)$$

trong đó  $Q_k$  - trọng lượng tầng thứ  $k$  của công trình :

$C_{ki}$  - hệ số xác định theo công thức

$$C_{ki} = K_c K_1 K_2 K_\psi \beta_i \eta_{ki}; \quad (3.16)$$

ở đây  $K_c$  - hệ số cường độ địa chấn, biểu thị tỷ số giữa gia tốc cực đại của nền đất và gia tốc trọng trường  $g$ ,  $K_c$  lấy bằng 0,1 ; 0,2 ; 0,4 ứng với động đất cấp 7; 8; 9.

$K_1$  - hệ số xét tới mức độ hư hỏng cho phép của công trình,  $K_1 = 0,12+1,0$ ;



$K_2$  - hệ số xét tới các giải pháp kết cấu sử dụng,  $K_2 = 0,5 + 1,5$  ;  
 $K_\psi$  - hệ số giảm chấn,  $K_\psi = 1,0 + 1,5$  ;  
 $\beta_i$  - hệ số động lực, là hàm số của chu kỳ dao động và đặc tính riêng của nền đất. Trị số cụ thể của  $\beta_i$  được tra bảng trong sổ tay thiết kế, phụ thuộc loại đất nền :

- Đất loại I (đá cứng chưa bị phong hóa hoặc ít phong hóa) :

$$0,8 \leq \beta_i = (1/T_i) \leq 3,0 ;$$

- Đất loại II (nền đá đã bị phong hóa mạnh và phân hóa) :

$$0,8 \leq \beta_i = (1,1/T_i) \leq 2,7 ;$$

- Đất loại III (cát, sét, các loại khác) :

$$0,8 \leq \beta_i = (1,5/T_i) \leq 2,0 ;$$

$\eta_{ni}$  - hệ số phân phối tải trọng địa chấn trên chiều cao công trình ở tầng thứ  $k$ , dạng dao động  $i$ , xác định theo công thức :

$$\eta_{ik} = y_{ki} \frac{\sum_{j=1}^r Q_j y_{ji}}{\sum_{j=1}^r Q_j y_{ji}^2}, \quad (3.17a)$$

trong đó  $y_{ki}$ ,  $y_{ji}$  - chuyển vị ngang của điểm giữa phân thứ  $k$ , thứ  $j$  ở dạng dao động  $i$  ;

$Q_j$  - trọng lượng phân thứ  $j$  của công trình,  $Q_j = M_j \cdot g$  ;

$g$  - gia tốc trọng trường,  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ .

Với nhà cao dưới năm tầng hoặc có khối lượng và độ cứng thay đổi không đáng kể theo chiều cao và khi  $T_1 < 0,4s$  (giây), cho phép xác định gần đúng  $\eta_k$  theo công thức :

$$\eta_k = h_k \frac{\sum_{k=1}^r Q_k h_k}{\sum_{k=1}^r Q_k h_k^2}, \quad (3.17b)$$

với  $h_k$  - chiều cao tính từ mặt móng đến điểm giữa tầng thứ  $k$  ;

$r$  - tổng số tầng chia của công trình ;

$M_k$  - khối lượng phân thứ  $k$  của công trình.

Nội lực trong các kết cấu của nhà và công trình thiết kế theo tiêu chuẩn kháng chấn cần phải tính ít nhất cho ba dạng dao động riêng đầu tiên nếu  $T_1 > 0,4s$  ; chỉ cần tính cho một dạng dao động thứ nhất nếu  $T_1 < 0,4s$ .

Ký hiệu  $X_p$  là giá trị tính toán của nội lực (lực cắt, lực dọc, mômen uốn, mômen lật) hoặc các giá trị ứng suất pháp, ứng suất tiếp trên tiết diện do tải trọng động đất sinh ra, thì  $X_p$  được xác định theo công thức :

$$X_p = \sqrt{\sum_{i=1}^s X_i^2}, \quad (3.18)$$

trong đó  $X_i$  - giá trị của nội lực hoặc ứng suất tại tiết diện khảo sát ở dạng dao động thứ  $i$ , lấy với  $s$  dạng dao động căn tính.

## § 3.5. TÍNH TOÁN NHÀ CAO TẦNG

### 1. Mô hình và giả thiết tính toán

Kết cấu nhà cao tầng được tính toán để thỏa mãn cả hai trạng thái tới hạn về cường độ và về biến dạng. Cần phải giải hàng loạt những bài toán phức tạp để xác định nội lực, chuyển vị của các phần tử của công trình. Mỗi phương pháp giải đều sử dụng mô hình ở một trong các nhóm sau :

- **Nhóm các phương pháp sử dụng mô hình không liên tục**

Các kết cấu chịu lực của ngôi nhà được thay thế bằng hệ thanh (hoặc hệ hữu hạn của thanh và các phần tử khác). Ẩn số là nội lực, chuyển vị của các phần tử. Để xác định các ẩn số này cần phải giải hệ các phương trình đại số.

- **Nhóm các phương pháp sử dụng mô hình nửa rời rạc, nửa liên tục**

Coi các kết cấu thẳng đứng là rời rạc, còn liên kết giữa các kết cấu thẳng đứng lại phân bố đều liên tục trên chiều cao. Ẩn số là ứng suất, biến dạng của các liên kết liên tục. Để xác định các ẩn số, cần phải giải hệ thống các phương trình vi phân hàm quan hệ giữa ứng suất và biến dạng.

Mỗi phương pháp đều được xây dựng trên cơ sở của một số giả thiết. Sử dụng càng ít giả thiết thì phạm vi ứng dụng càng rộng nhưng việc tính toán càng phức tạp hơn. Các giả thiết cơ bản là :

- ◆ Các kết cấu thẳng đứng chịu lực coi như dầm hoặc dàn côngxon ngàm vào móng và được liên kết với nhau thông qua các bản sàn ngang. Bản sàn coi như tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của mình (coi bản sàn không có biến dạng ngang).
- ◆ Biến dạng của các kết cấu thẳng đứng chịu lực được coi là đồng đều. Nghĩa là chúng có cùng một quy luật biến dạng.

Ngoài các giả thiết cơ bản trên, tùy theo từng bài toán cụ thể, mỗi phương pháp tính còn được bổ sung thêm một số giả thiết nhằm đơn giản hóa quá trình tính toán. Có hai phương pháp tính toán chính :

- ◆ Phương pháp tính chính xác, dựa vào máy tính điện tử và các chương trình lập sẵn.

- ◆ Phương pháp tính gần đúng, tùy theo từng sơ đồ, đưa ra các lời giải đơn giản nhằm có kết quả sơ bộ ban đầu để giả thiết tiết diện các phân tử hoặc để kiểm tra, so sánh định tính kết quả của các cách tính.

## 2. Trình tự, nguyên lý tính toán nhà cao tầng theo cách tính chính xác

Tương tự như đối với nhà thông thường khác, khi tính nhà cao tầng cần phải giải các bài toán với tác dụng của từng trường hợp tải trọng : trọng lượng bản thân, hoạt tải sử dụng, gió, động đất ... Nói chung, nên theo trình tự sau đây :

- ◆ Sau khi thành lập sơ đồ kết cấu, dựa vào kinh nghiệm, theo một công trình tương tự có sẵn, hoặc theo một cách giải gần đúng nào đó để giả thiết kích thước tiết diện các cấu kiện. Đồng thời, để có thể giải bài toán động, cần xác định trị số và quy luật phân bố khối lượng của mỗi cấu kiện hoặc của từng phần công trình.
- ◆ Giải bài toán động để xác định các đặc trưng động học : tần số, chu kỳ, biên độ dao động bản thân của công trình. So sánh với tiêu chuẩn quy định của TCVN để quyết định số dạng dao động cần xét đến.
- ◆ Xác định cụ thể từng trường hợp tải trọng tác dụng lên công trình (trị số, điểm đặt, phương, chiều) kể cả thành phần tĩnh và thành phần động.
- ◆ Lần lượt giải bài toán với từng trường hợp tác dụng riêng rẽ.
- ◆ Thống kê, tổ hợp nội lực để tìm trường hợp bất lợi nhất cho các tiết diện.
- ◆ Kiểm tra tiết diện đã giả thiết ; tiến hành các điều chỉnh cần thiết.

Phần lớn khối lượng công việc trên đều phải tiến hành bằng máy tính và các chương trình tính toán đủ mạnh : có thể tính hệ không gian nhiều vé số lượng và chủng loại phân tử, có thể giải được các bài toán động. Chương trình thông dụng nhất hiện nay là SAP 90 nhưng cũng đòi hỏi phải có máy tính với khối lượng bộ nhớ lớn mới có thể giải nổi.

## 3. Phương pháp tính toán gần đúng nhà cao tầng

### a. Tính toán gần đúng nhà cao tầng có kết cấu chịu lực theo sơ đồ khung

Trong sơ đồ khung, cột và dầm liên kết cứng với nhau và cùng chịu các tác dụng của tải trọng đứng và ngang. Dưới tác dụng của các tải trọng khác nhau, kết cấu khung sẽ có biến dạng khác nhau, cách tính gần đúng dựa trên cơ sở của sơ đồ biến dạng này.

#### ● Tính toán gần đúng kết cấu khung chịu tải trọng đứng

Chia hệ khung không gian thành các khung phẳng độc lập chịu các tác dụng tương ứng với diện tích truyền tải của mỗi khung. Sơ đồ biến dạng của khung cứng chịu tải trọng đứng được giới thiệu trên hình 3.18. Lực dọc trong dầm rất bé, coi như bằng 0. Điểm không mômen cách đầu dầm đoạn bằng  $0,1L$ .

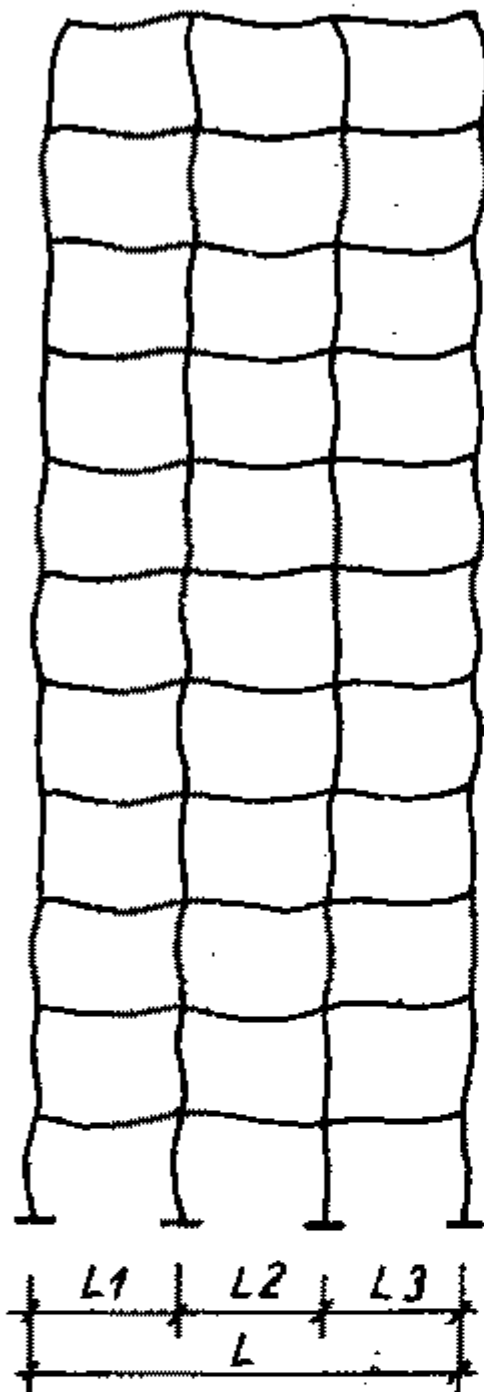
Sơ đồ tính toán gôn dầm trong khung được giới thiệu trên hình 3.19.

◆ Mômen dương lớn nhất tại điểm giữa dầm :

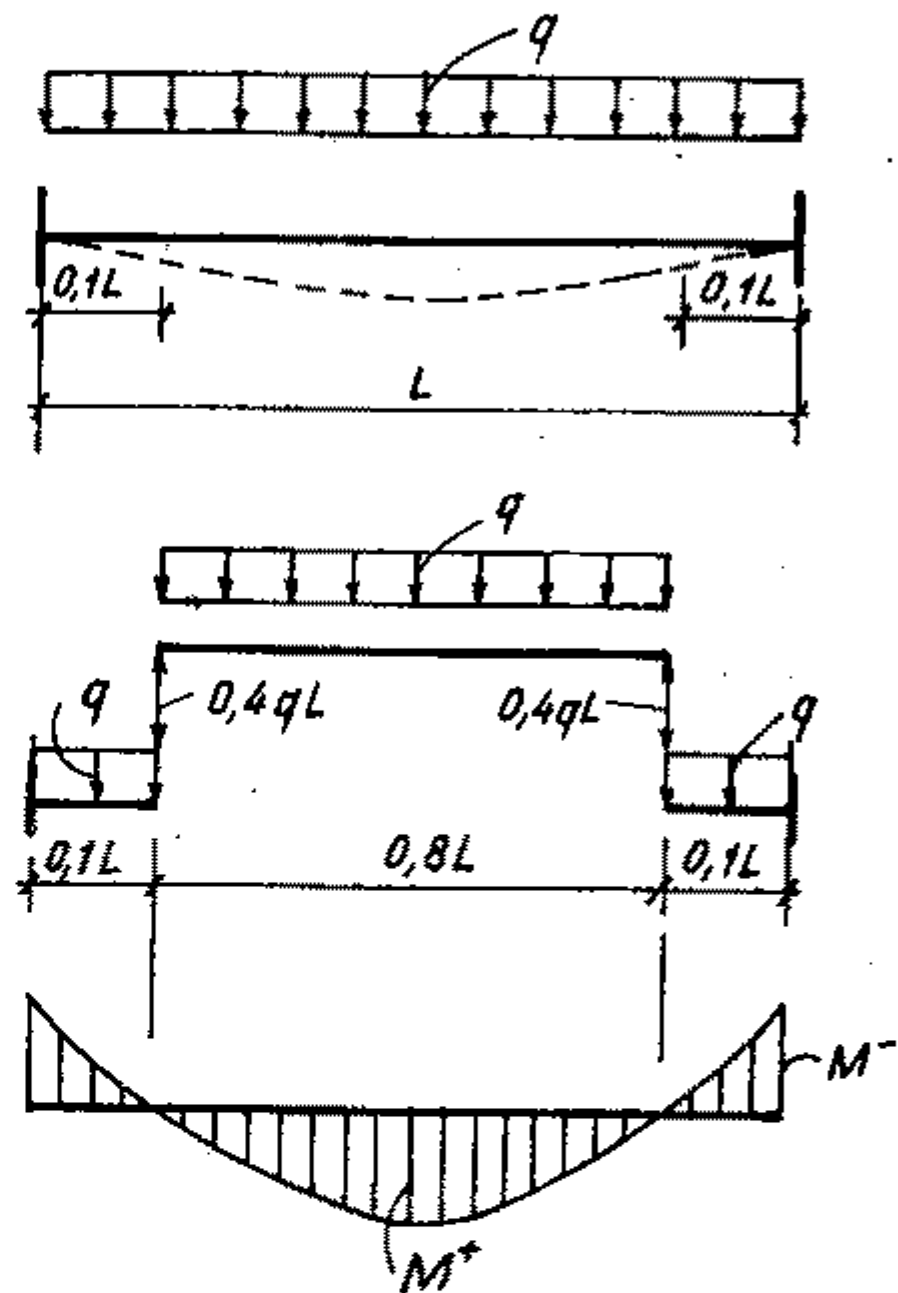
$$M = \frac{q(0,8L)^2}{8} = 0,08qL^2. \quad (3.19)$$

◆ Mômen âm lớn nhất tại đầu dầm :

$$M = - \left[ 0,4qL \times 0,1L + \frac{q(0,1L)^2}{2} \right] = - 0,045qL^2. \quad (3.20)$$



Hình 3.18. Biến dạng của khung cứng khi chịu tải trọng đứng



Hình 3.19. Tính toán dầm trong khung chịu tải trọng đứng

Bỏ qua sự lệch tâm do chênh nhau về nhịp hoặc do tải trọng ở hai phía khác nhau. Cột giữa chủ yếu chịu nén.

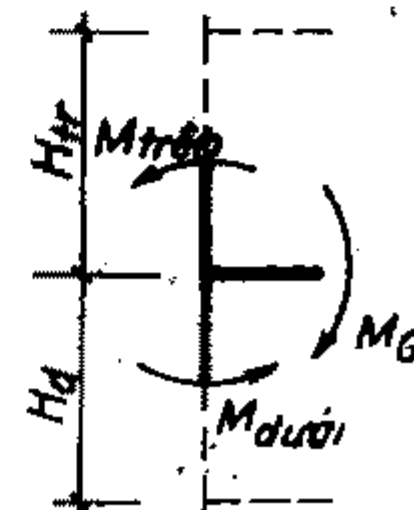
Cột biên phải tiếp nhận mômen do dầm truyền sang, bị lệch tâm do tải trọng chỉ chất ở một phía.

Gọi mômen nút là  $M_G$ , mômen này phân phối cho các đầu cột theo độ cứng đơn vị của từng đoạn cột (h.3.20) :

$$M_{\text{trên}} = M_G \frac{i_{\text{tr}}}{i_{\text{tr}} + i_{\text{d}}} ; \quad (3.21)$$

$$M_{\text{dưới}} = M_G \frac{i_{\text{d}}}{i_{\text{tr}} + i_{\text{d}}} , \quad (3.22)$$

trong đó  $i_{\text{tr}}, i_{\text{d}}$  - độ cứng đơn vị của đoạn cột trên, đoạn cột dưới,



Hình 3.20. Phân phối mômen tại nút của cột biên

$$i_{tr} = J_{tr}/H_{tr} ; i_d = J_d/H_d .$$

$$M_{tr} + M_d = M_G . \quad (3.23)$$

• **Tính toán gân đúng kết cấu khung chịu tải trọng ngang**

Coi các khung phẳng làm việc độc lập ; khi chịu tải trọng ngang, điểm không mômen gân trùng với điểm giữa của các dầm và các cột tầng trên, riêng tầng trệt điểm không (o) cách mặt móng 0,6 chiều cao cột dưới (h.3.21).

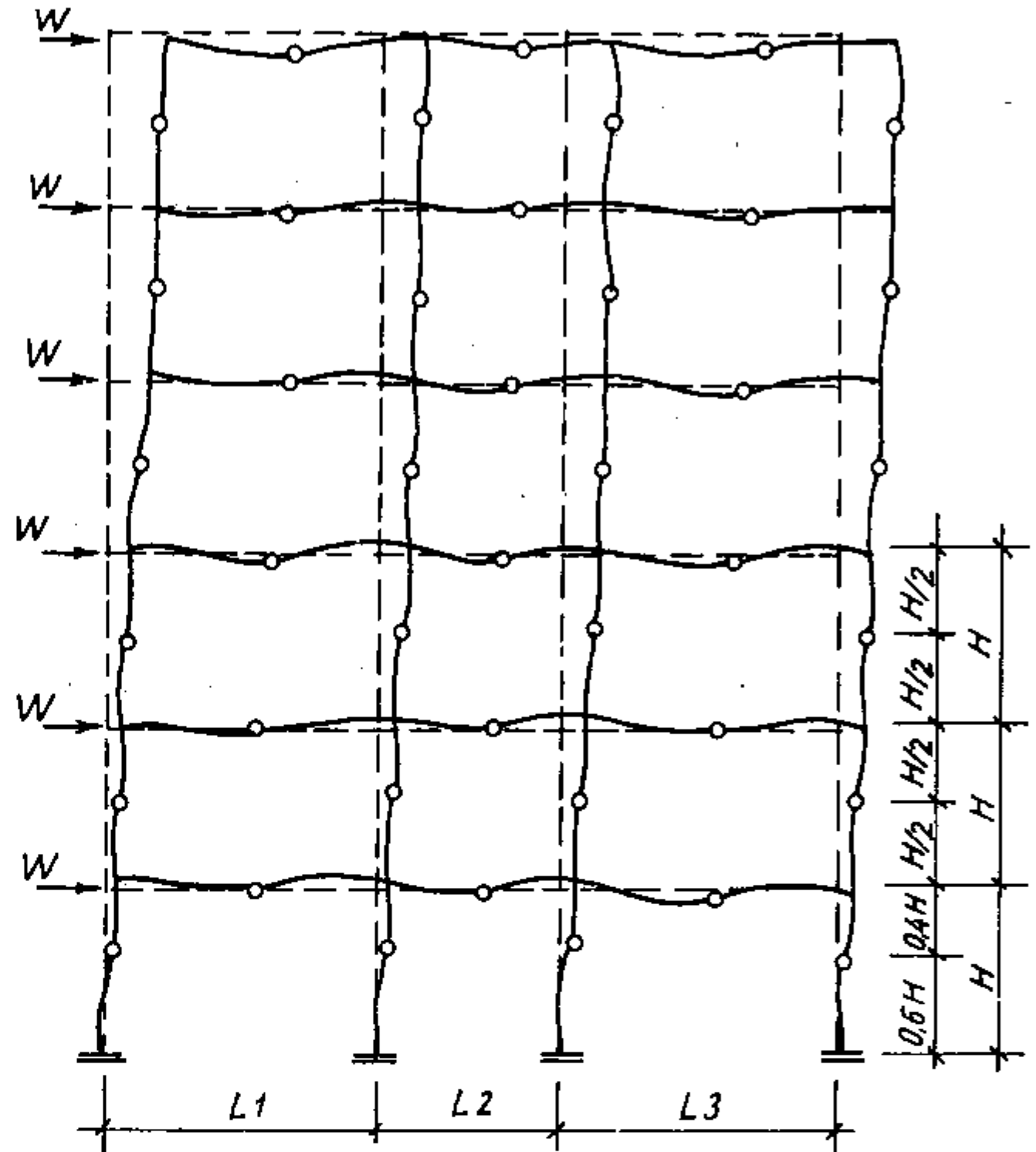
Khung cứng làm việc theo kiểu một hệ thống các khung khớp độc lập, đặt bên cạnh nhau và chống lên nhau (h.3.22).

Trên hình 3.23a giới thiệu các khung khớp cùng chiều cao. Mỗi khung thành phần tiếp nhận tải trọng ngang  $W_1, W_2, W_3 \dots$  tỷ lệ với nhịp của nó :

$$\frac{W_1}{L_1} = \frac{W_2}{L_2} = \frac{W_3}{L_3} = \dots = \frac{W}{L} . \quad (3.24)$$

Hoặc

$$\left\{ \begin{array}{l} W_1 = W \frac{L_1}{L} ; \\ W_2 = W \frac{L_2}{L} ; \\ W_3 = W \frac{L_3}{L} \\ \dots \end{array} \right.$$



Hình 3.21. Biến dạng của khung khi chịu tải trọng ngang

Xét một khung biên độc lập, lấy mômen đối với chân cột phải :

$$W_1 \times \frac{h}{2} = N_1 L_1 . \quad (3.26)$$

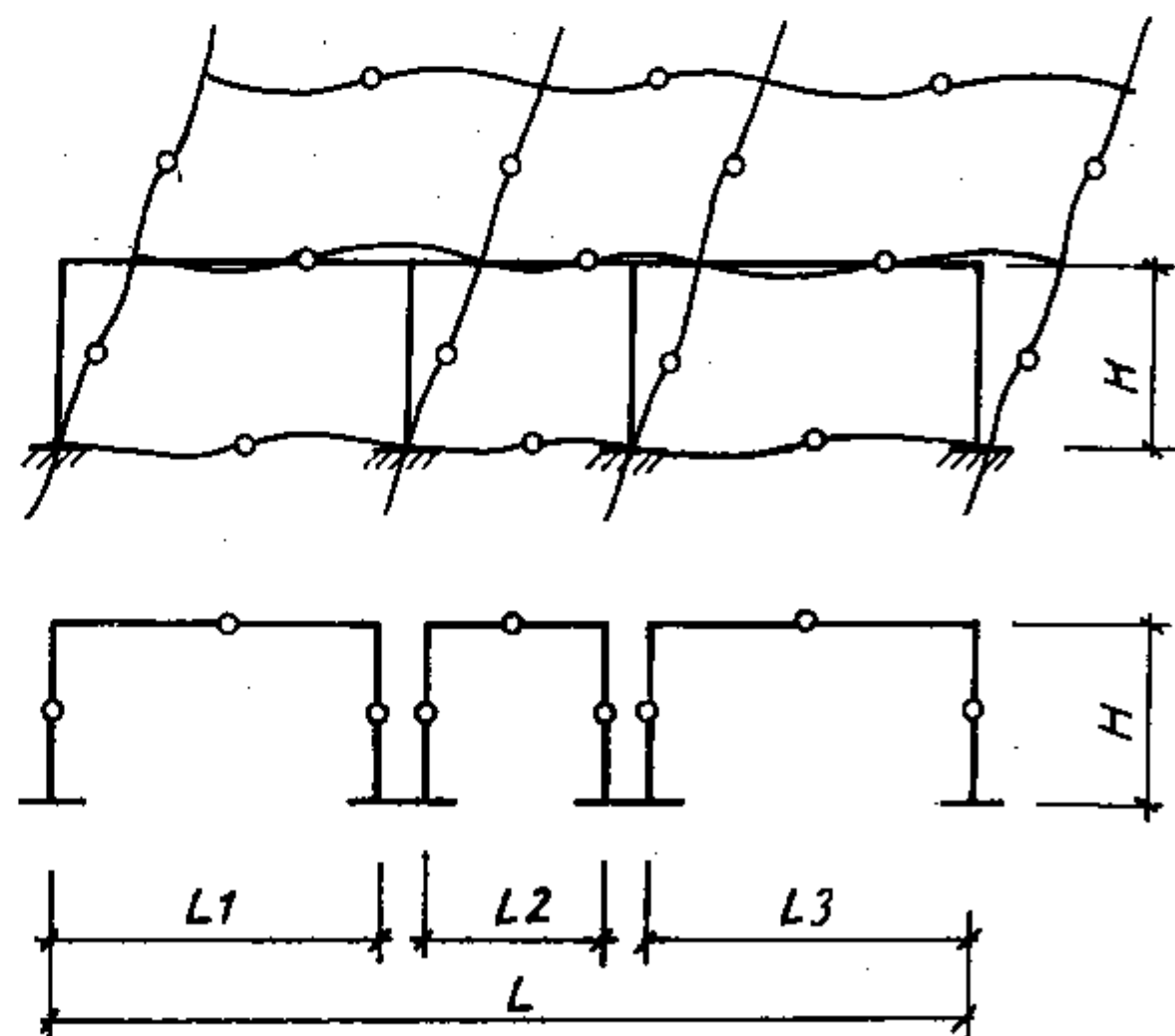
Suy ra lực dọc lớn nhất trong cột biên :

$$N_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} \equiv \frac{Wh}{2L} . \quad (3.27)$$

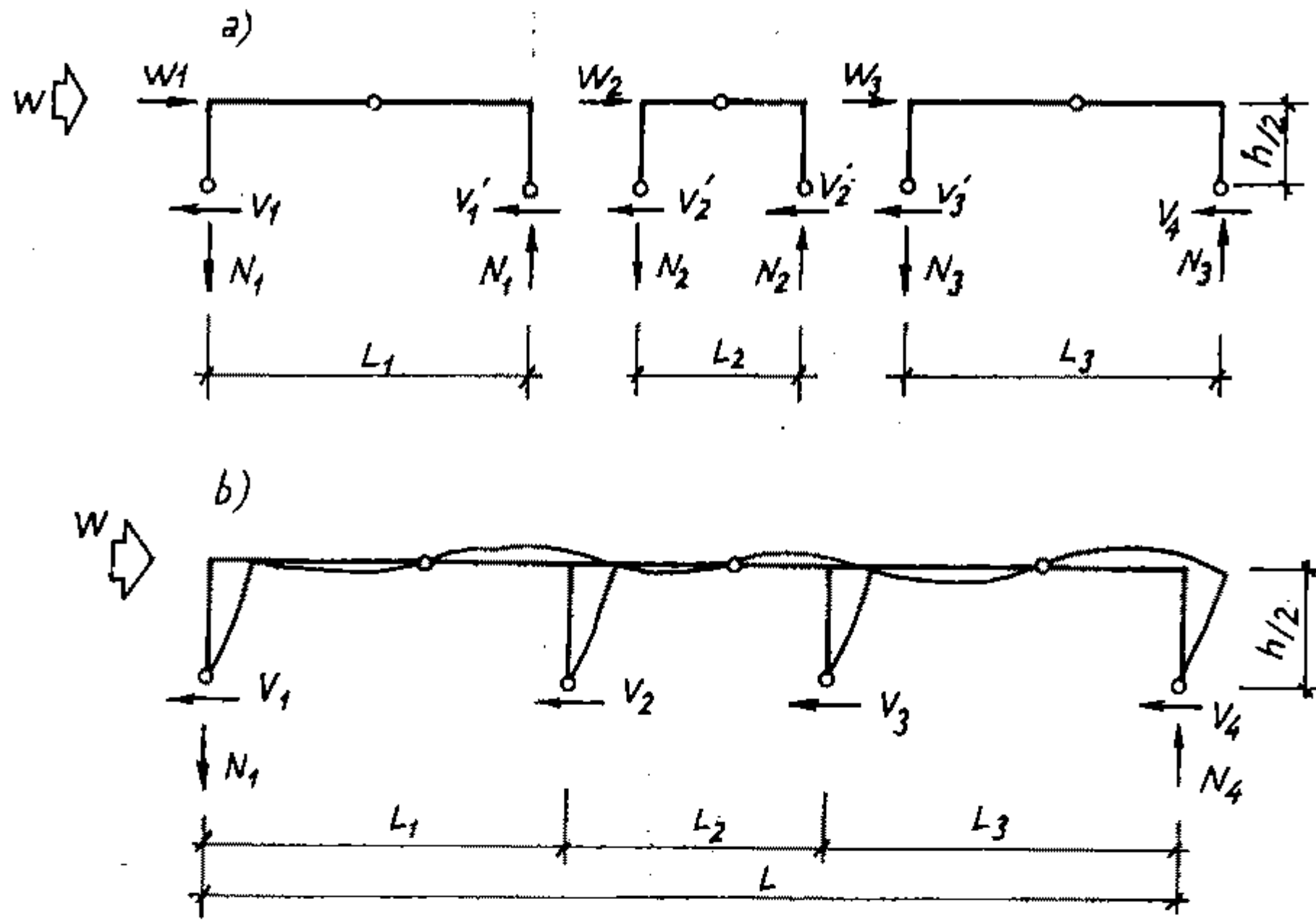
Tương tự với các cột còn lại :

$$N_2 = \frac{W_2 h}{2L_2} \equiv \frac{Wh}{2L} . \quad (3.28)$$

Lực cắt trong cột xác định bằng cách lập phương trình mômen với khớp giữa dầm :



Hình 3.22. Sơ đồ tính khung



Hình 3.23. Xác định lực cắt trong cột khung và lực cắt tầng

$$N_1 \frac{L_1}{2} = V_1 \frac{h}{2} ; \quad V_1 = \frac{N_1 L_1}{h} \quad (3.29)$$

Kết hợp (3.27) và (3.29) ta có :

$$V_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} \cdot \frac{L_1}{h} = \frac{W_1}{2} = \frac{WL_1}{2L} \quad (3.30)$$

Tương tự :

$$V_2' = \frac{V_2}{2} = \frac{WL_2}{2L} ; \quad V_3' = \frac{V_3}{2} = \frac{WL_3}{2L} \quad (3.31)$$

Do đó, lực cắt ở giữa chiều cao tầng (h.3.23b) xác định theo công thức :

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{WL_1}{2L} ; & V_2 &= V_1' + V_2' = \frac{W(L_1 + L_2)}{2L} ; \\ V_4 &= \frac{WL_3}{2L} ; & V_3 &= V_2' + V_3' = \frac{W(L_2 + L_3)}{2L} \end{aligned} \quad (3.32)$$

Với khung có các nhịp bằng nhau :  $L_1 = L_2 = \dots = L_0$  thì lực cắt ở các cột biên bằng nửa lực cắt các cột giữa :

$$V_1 = V_4 = \frac{WL_0}{2L} ; \quad V_2 = V_3 = \frac{WL_0}{L}$$

Lực cắt ở dầm xác định theo điều kiện cân bằng với lực đứng tại nút khung.

Mômen uốn tại đầu cột xác định bằng cách nhân lực cắt ở mỗi đoạn cột với 1/2 chiều cao tầng. Mômen uốn ở đầu dầm xác định bằng cách nhân lực cắt dầm với 1/2 nhịp dầm.

### **b. Tính toán gần đúng nhà cao tầng có sơ đồ giằng**

Với nhà có sơ đồ kết cấu kiểu giằng chịu lực, tải trọng đứng phân phối cho các cột khớp và các cột là cánh đứng của các dầm giằng. Tải trọng ngang chỉ do các dầm giằng đứng chịu.

#### **• Tính toán với tải trọng đứng**

Các cột khớp và cột của dầm giằng chịu nén, coi như nén đúng tâm. Lực nén tác dụng lên đoạn cột tầng thứ  $i$  xác định theo công thức :

$$N_i = \sum_{i+1}^n q_i A_i , \quad (3.33)$$

trong đó  $q_i$  ,  $A_i$  - tải trọng tác dụng thuộc tầng thứ  $i$  và diện tích truyền tải tương ứng ở tầng thứ  $i$  của cột khảo sát ;

$n$  - tổng số sàn kể cả mái.

#### **• Tính toán với tải trọng ngang**

Coi các sàn tầng là cứng vô cùng và được gởi đơn giản lên các dầm giằng. Bản sàn phân phối tải trọng ngang cho các dầm giằng đứng tương ứng với diện tích truyền tải trên mặt đứng của mỗi dầm.

Hình 3.24a,b,c giới thiệu một số cách phân phối tải trọng ngang đến các dầm giằng ở mỗi mức sàn. Dầm giằng đứng được tính như một dầm côngxon độc lập ngàm vào móng, chịu tác dụng của các lực tập trung đặt tại mức sàn.

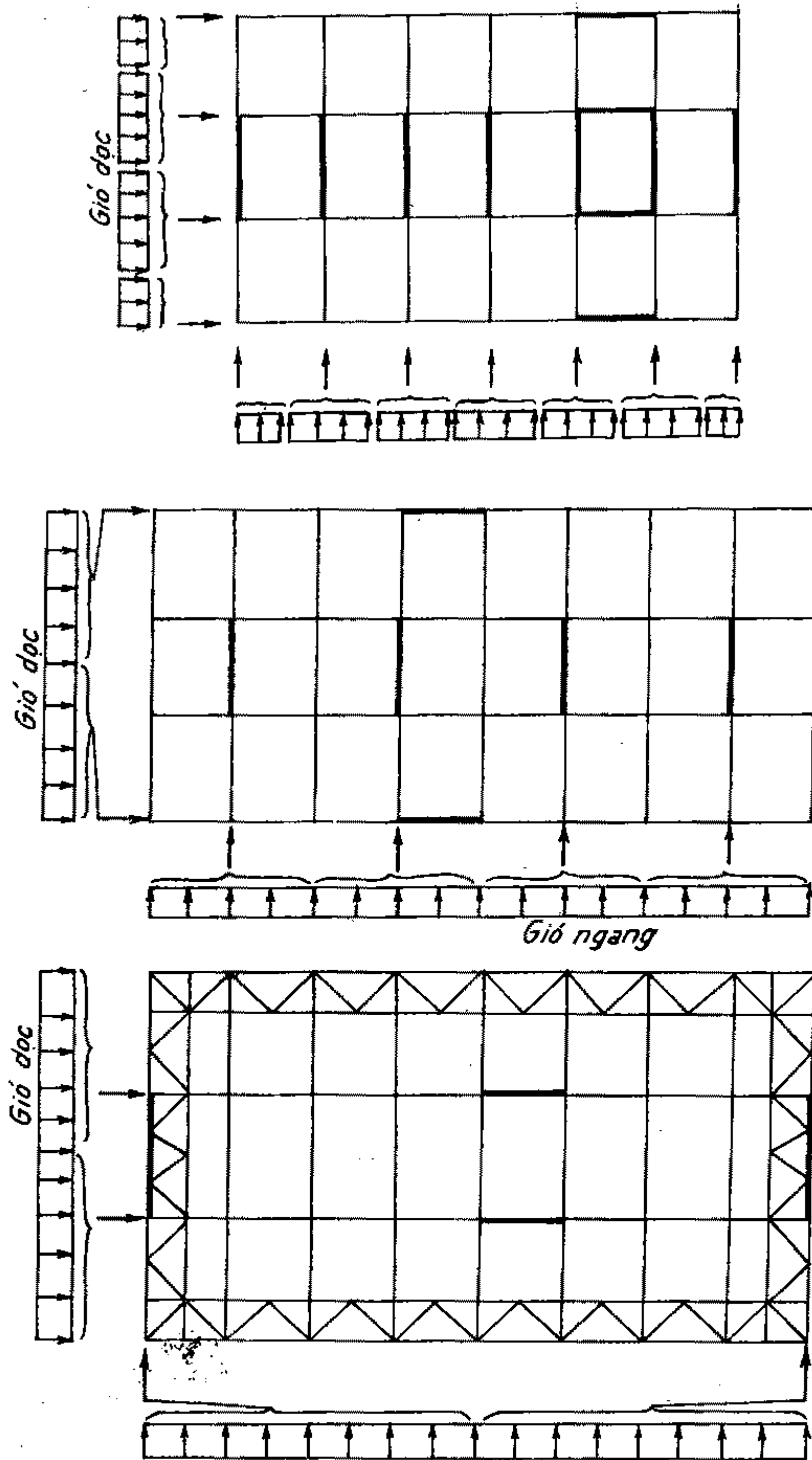
Lực nén của các cột là cánh của dầm giằng sẽ được cộng thêm vào với nội lực do tải trọng đứng bên trên và dùng để quyết định tiết diện của các cột ở ô có dầm giằng.

### **c. Tính toán gần đúng nhà cao tầng có sơ đồ khung-giằng**

Trong sơ đồ khung - giằng, các khung cứng và các vách giằng đứng cùng tham gia truyền cả tải trọng đứng và tải trọng ngang. Tương tự như đối với hai loại sơ đồ bên trên, phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng theo từng loại tải trọng mà đưa thêm vào các giả thiết đơn giản hóa.

#### **• Với tải trọng đứng**

Coi mỗi khung cứng, mỗi dầm giằng làm việc độc lập. Phần tải trọng đứng mà mỗi kết cấu này phải chịu được lấy tương ứng với diện tích truyền tải ở các sàn của chúng. Việc tính toán sau đó tiến hành như đã giới thiệu trong phần a và b trên đây.



Hình 3.24. Phân phối gần đúng tải trọng ngang lên các dàn giằng đứng

● Với tải trọng ngang

Tác động qua lại và phân phối tải trọng ngang cho các khung cứng và vách dàn giằng đứng, gần đúng có thể xác định theo trình tự sau :

- ◆ Giả thiết rằng, vách giằng cũng là khung cứng ; Tải trọng ngang (ví dụ tải trọng gió) chỉ do khung cứng tiếp nhận. Xác định được tổng tải trọng ngang tác dụng lên một khung cứng (trên một bước khung) bằng  $W$ , (daN).



- ◆ Xác định độ võng lớn nhất  $\partial_k$  tại đỉnh khung.
- ◆ Tính độ cứng uốn của khung cứng :

$$k_k = \frac{W}{\partial_k} \quad (3.34)$$

- ◆ Giả thiết rằng, các cột khung đều là cột khớp, khung không có khả năng truyền tải trọng ngang, mà tải trọng ngang chỉ do các vách dàn giằng đứng chịu. Xác định tổng tải trọng cho một vách giằng bằng  $P$  (daN).
- ◆ Tiến hành như với mục b, coi hình dạng dàn đứng không đổi trong quá trình chịu lực, tính độ võng ngang  $\partial_d$  tại đỉnh dàn côngxon này.
- ◆ Tính độ cứng uốn của côngxon :

$$k_d = \frac{P}{\partial_d} \quad (3.35)$$

- ◆ Tỷ lệ phần trăm tải trọng ngang do các dàn giằng đứng tiếp nhận là :

$$\frac{\sum k_d}{\sum k_k + \sum k_d} \times 100\% \quad (3.36)$$

- ◆ Tỷ lệ phần trăm tải trọng ngang do các khung cứng tiếp nhận là :

$$\frac{\sum k_k}{\sum k_k + \sum k_d} \times 100\% \quad (3.37)$$

Sau khi phân phối tải trọng ngang, tiến hành giải độc lập mỗi khung cứng, mỗi vách dàn giằng như hướng dẫn ở phần a và b trên đây. Nói chung, vì  $\sum k_d$  rất lớn so với  $\sum k_k$ , nên phần lớn tải trọng ngang đều do các vách dàn giằng chịu.

## § 3.6. CẤU TẠO CÁC CẤU KIỆN CƠ BẢN

### 1. Cột

Cột là cấu kiện cơ bản của hệ kết cấu. Trong nhà cao tầng, cột chịu nén là chủ yếu, một số trường hợp có thể thêm mômen uốn ở một hoặc hai phương. Việc chọn dạng tiết diện cột không chỉ căn cứ vào yêu cầu chịu lực mà cần phải quan tâm đến khả năng gia công chế tạo cũng như các liên kết với các cấu kiện khác nhằm đạt được hiệu quả lớn nhất về chịu lực, về giá thành, về tiết kiệm không gian sử dụng.

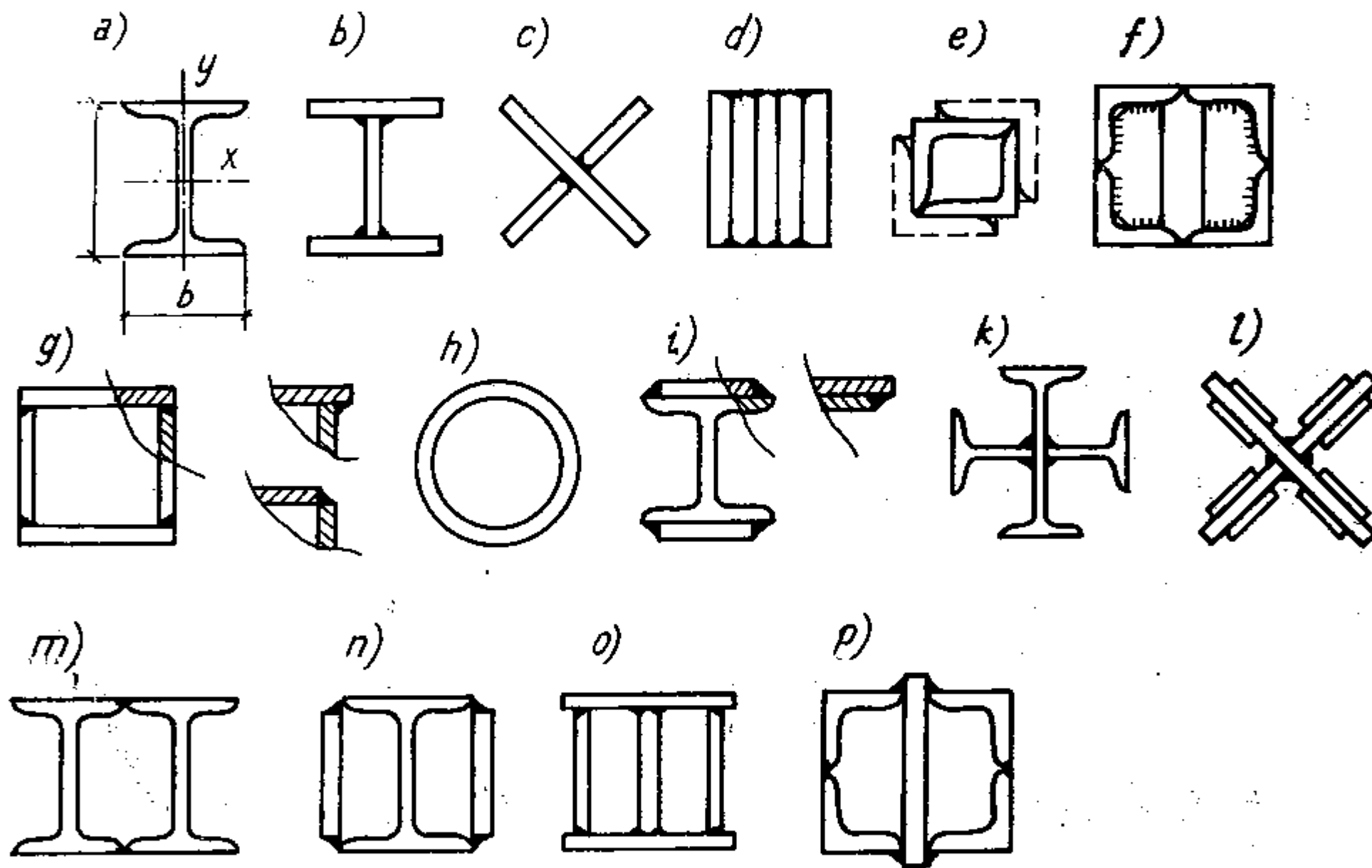
Trong nhà cao tầng thường dùng tiết diện cột đặc tổ hợp hàn. Cột rỗng, do tốn nhiều công chế tạo, lại chiếm không gian lớn nên thường không sử dụng.

Việc chọn dạng tiết diện phụ thuộc vào khá nhiều tham số : giá trị lực nén  $N$ , mômen uốn  $M$  và tỷ lệ  $M/N$  ; cách liên kết cột với xà ngang ; chiều dài tính toán theo các phương  $l_x$ ,  $l_y$  và tỷ lệ  $l_x/l_y$ .

Trên hình 3.25 giới thiệu một số dạng tiết diện cột. Nếu mômen uốn bé, chiều dài cột bằng chiều cao tầng nhà (độ mảnh  $\lambda \approx 30 \div 50$ ) thì nên chọn tiết diện dạng b, e. Khi lực nén bé hơn 80 tấn nên chọn dạng a, e. Trường hợp lực nén lớn (300 - 500t) nên chọn dạng d, o.

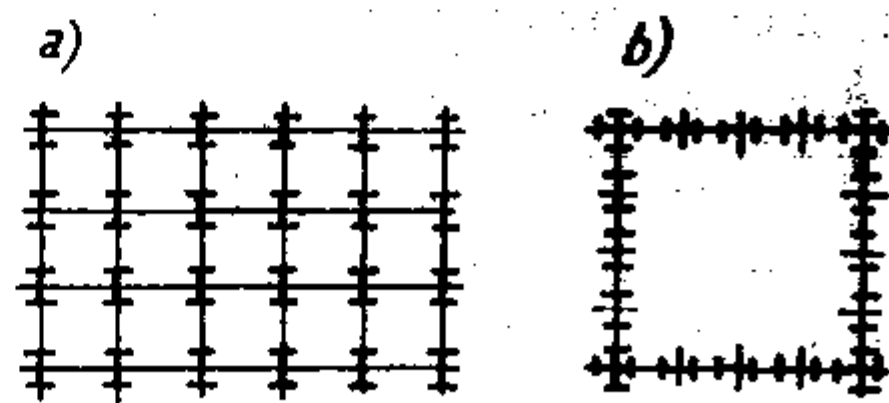
Tiết diện dạng chữ thập từ các thép hình hoặc các thép bản như ở hình 3.25c,k,l dùng cho cột góc nhà hoặc chỗ giao nhau của các khung. Thông thường thì dạng a,b,i được dùng nhiều nhất. Dạng d cho những cột nội lực lớn nhưng chiều dài bé. Dạng g dùng cho cột có chiều dài và nội lực đều lớn.

Chiều dày thép bản trong tiết diện tổ hợp  $\delta \leq 60$  mm. Kích thước  $b, h$  của tiết diện nên chọn sao cho  $(h/l_x) \geq 1/15$  và  $(b/l_y) \geq 1/15$ , (độ mảnh của cột theo các phương  $\lambda \approx 40 \div 60$ ).



Hình 3.25. Các dạng tiết diện cột

Tỷ lệ các kích thước của tiết diện ( $h/b$ ) phụ thuộc vào điều kiện làm việc và phương của tiết diện trên mặt bằng. Cùng là tiết diện dạng chữ H nhưng bản bụng của nó có thể nằm trong mặt phẳng của khung chính hoặc nằm theo chu vi nhà ở hệ hộp (h.3.26).

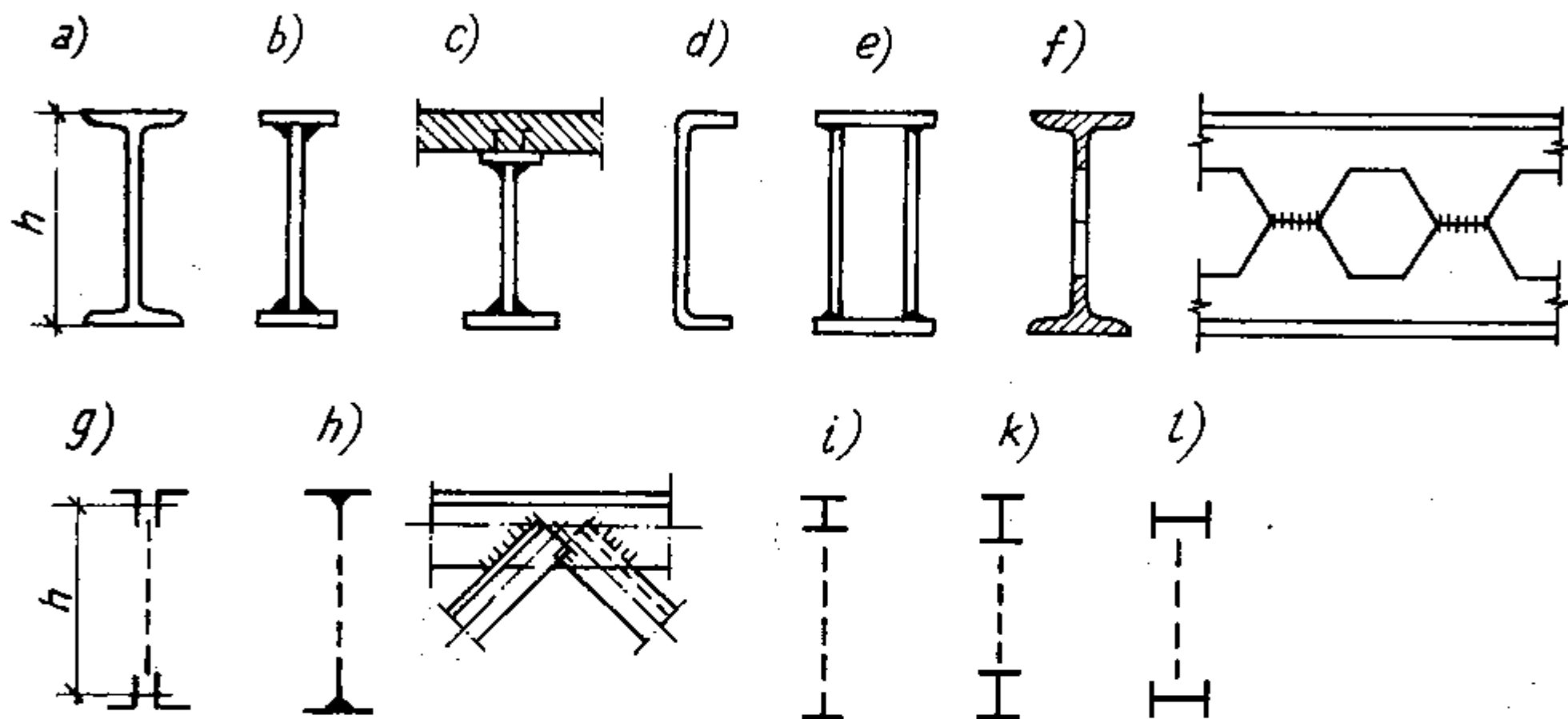


Hình 3.26. Định hướng tiết diện cột trên mặt bằng

## 2. Dầm

Dầm chủ yếu là chịu uốn. Lực dọc chỉ xuất hiện trong dầm khi công trình chịu tác dụng của tải trọng ngang, dầm phải truyền các tải trọng này đến các kết cấu thẳng đứng chịu lực (vách, lõi, cột của khung cứng) hoặc khi cần phải cân bằng với lực cắt trong cột khung. Thông thường lực dọc trong dầm khá bé.

Hình 3.27 giới thiệu một số dạng tiết diện dầm. Khi nhịp nhỏ hơn 12m, tiết diện ngang của dầm có thể dùng thép hình I cán, I tổ hợp hàn. Cũng có thể kết hợp với bản sàn BTCT để tạo thành hệ dầm, sàn liên hợp hai vật liệu. Các dầm biên thường dùng dạng hình U cán nóng hoặc đập nguội. Tiết diện dạng hộp rỗng được dùng khi dầm phải chịu lực cắt lớn hoặc khi cần tăng độ cứng theo phương ngoài mặt phẳng khung.



Hình 3.27. Tiết diện xà ngang (dầm và dàn) đỡ sàn

Khi nhịp lớn hơn 12m, thường dùng rường ngang là các dầm cao thành có khoét lỗ hoặc dùng các dàn. Thanh cánh dàn dùng dạng hai thép góc như dàn thông thường hoặc dạng chữ T không bản mắt, các thanh bụng hàn trực tiếp với hai phía bụng chữ T.

Với các dàn chịu tải lớn (dàn trong sơ đồ kết cấu đỡ kiểu côngxon hoặc kiểu treo) thì thanh cánh thường dùng các thép hình I.

Chiều cao của các dầm, dàn xác định theo điều kiện chịu lực (cường độ và biến dạng), theo chiều cao kiến trúc và các yêu cầu kinh tế khác. Thông thường tỷ số  $h/L$  vào khoảng  $(1/15 - 1/10)$ . Khi cần thiết phải nâng cao độ cứng của toàn hệ, thường dùng tỷ lệ lớn hơn, có thể bằng  $1/3$ . Các dầm đỡ tường, dàn, dầm trên chu vi nhà hệ hộp thường dùng tỷ lệ này.

## 3. Thanh giằng

Tiết diện thanh của hệ giằng thép thường dùng hai thép góc, hoặc dùng dạng hộp rỗng, dạng ống tròn (h.3.28). Khi lực dọc trong thanh lớn, dùng tiết diện là thép hình I hoặc dạng hộp tổ hợp hàn từ các thép bản.



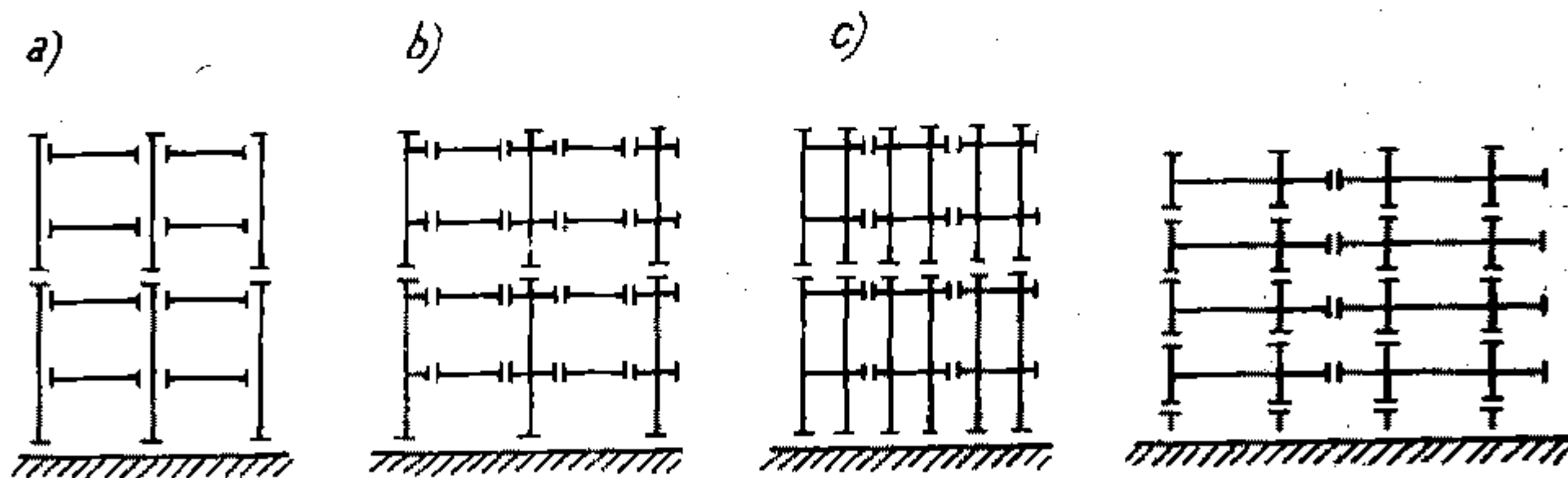
Hình 3.28. Tiết diện thanh giằng

#### 4. Phân chia các cấu kiện chế tạo, lắp ghép

Việc phân chia các cấu kiện lắp ghép nhằm giảm tối đa lao động ngoài công trường ; tăng năng suất lao động nhưng không làm giảm chất lượng của liên kết và khả năng của kết cấu. Các yêu cầu thỏa mãn là :

- ◆ *Về chịu lực* : mỗi nối liên kết các cấu kiện cần bố trí tại vị trí có nội lực nhỏ.
- ◆ *Về thi công* : càng ít mỗi nối công trường thì chất lượng và năng suất càng cao. Trọng lượng một đơn vị lắp ghép không được vượt quá khả năng cấu lắp. Số lượng mỗi nối, số lượng và chủng loại cấu kiện cần ít nhất.

Hình 3.29 giới thiệu một số cách phân chia cấu kiện. Kiểu a có các cấu kiện thẳng và gọn, thuận lợi cho chuyên chở, đóng gói ; nhưng vị trí mỗi nối khớp đầu dầm tại các nút khung chỉ thích hợp với sơ đồ giằng. Khi rường ngang liên kết cứng với cột thì vị trí mỗi nối theo cách này có mômen lớn ; kích thước liên kết vì vậy phải lớn và phức tạp hơn, khó khăn cho thi công và không kinh tế.



Hình 3.29. Các phương án phân chia cấu kiện để lắp ghép, chuyên chở

Cánh chia nhỏ theo kiểu b, không tiện lợi lắm cho lắp ghép, nhưng vì mỗi nối ở vị trí có mômen bé, hợp lý về chịu lực nên thường được áp dụng. Các mối nối ở dầm và ở cột đều được bố trí ở tiết diện cách nút khung 0,6 - 1 m.

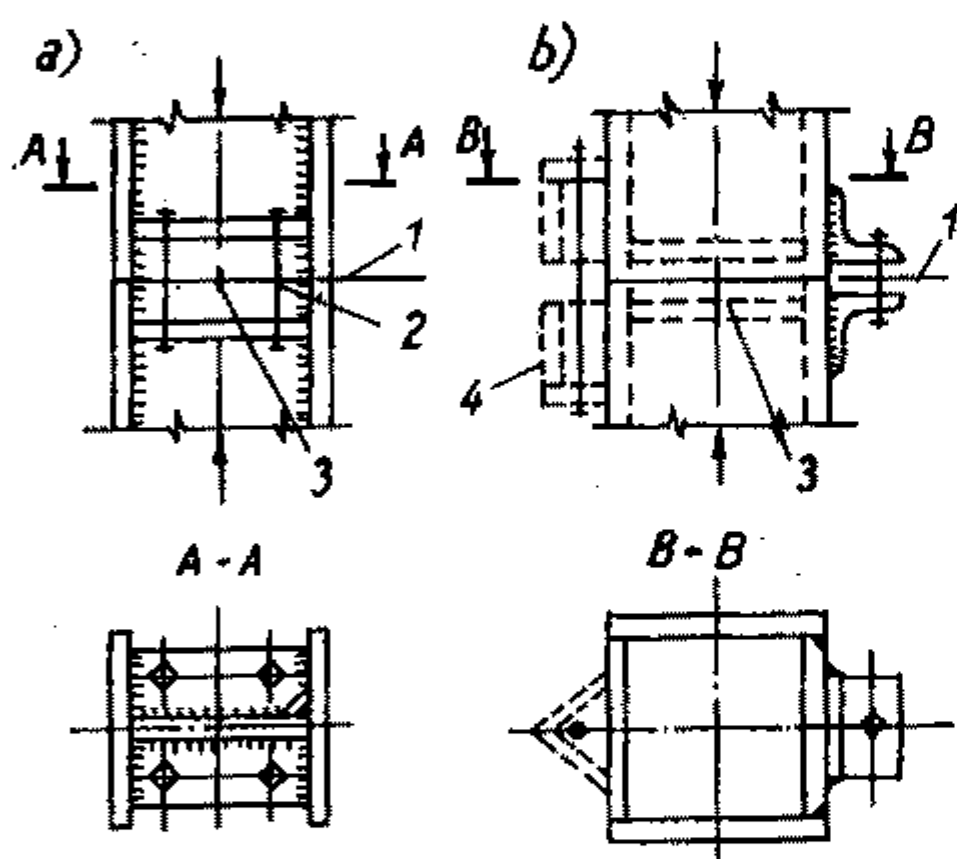
Phương án ở hình 3.29.c,d chuyên chở khá cồng kềnh nhưng lại có ít nhất các mối nối ở công trường, chỉ nên dùng trong điều kiện chuyên chở cho phép.

## § 3.7. CÁC CHI TIẾT VÀ LIÊN KẾT

### 1. NỐI CỘT

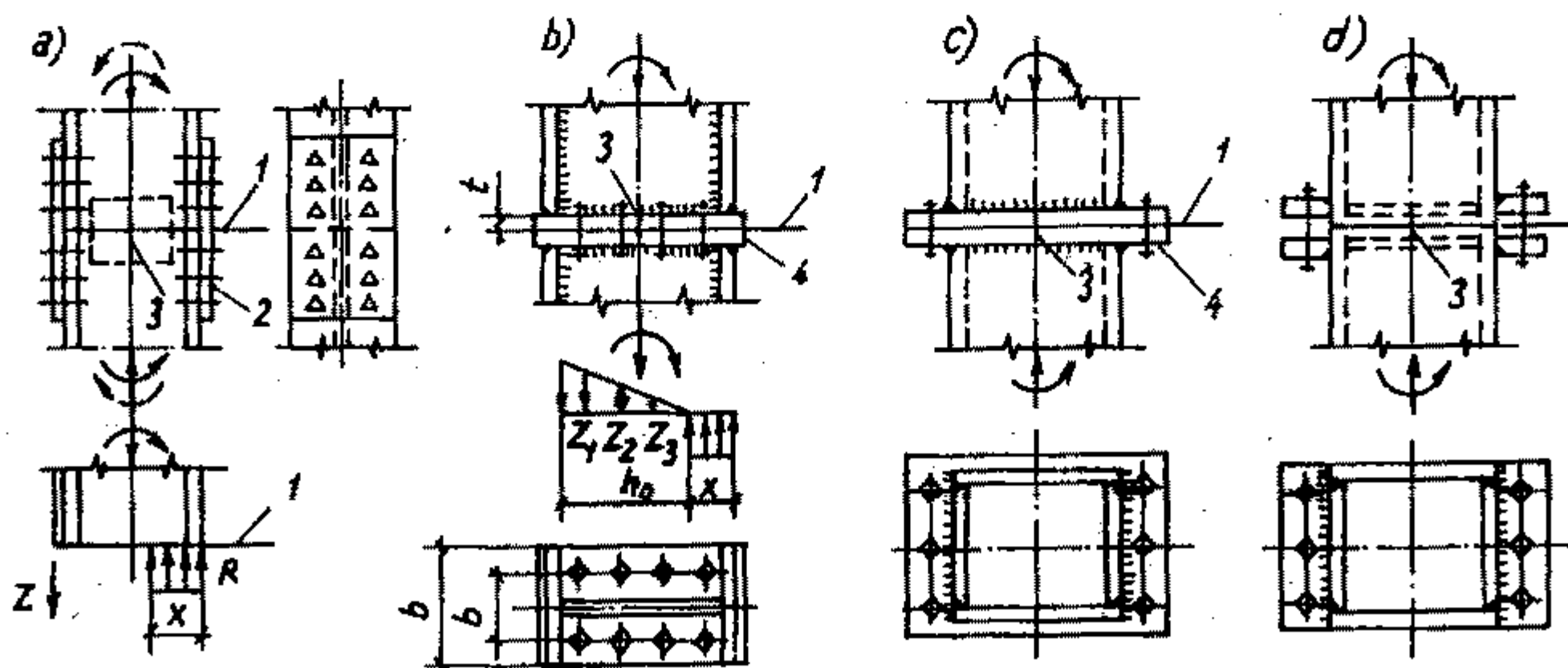
Hình thức mối nối cột được chọn phụ thuộc độ lệch tâm lớn nhất  $e = M/N$  (được tính từ hai trường hợp  $M_{max}$ ,  $N_{tu}$  và  $N_{min}$ ,  $M_{tu}$ ) và bán kính lõi  $\rho = W/A$  của tiết diện nối.

Khi  $e \leq \rho$ , tiết diện cột không tổn tại vùng kéo; mối nối tiến hành như đối với cột chịu nén đúng tâm (h.3.30a,b). Các đầu tiếp xúc được gọt nhẵn để áp lực nén được truyền qua toàn bộ diện tích tiết diện cột. Bulông trong liên kết chỉ dùng để cố định tạm, chịu các tải trọng thi công hoặc chịu gió trong giai đoạn lắp ghép.



Hình 3.30. Mối nối cột khi độ lệch tâm bé

1- khe liên kết; 2- bulông cố định;  
3- tâm định vị; 4- sườn phụ



Hình 3.31. Mối nối cột dùng bulông (khi độ lệch tâm lớn)

1- khe liên kết; 2- bản đệm; 2- tâm định vị; 4- bản bích.

Khi cột có độ lệch tâm lớn ( $e \geq \rho$ ) một số bulông hoặc một phần đường hàn sẽ chịu kéo. Cách nối như ở hình 3.31a dùng cho cột có tiết diện hở. Giải pháp dùng mặt bích như hình 3.31b,c,d khá thông dụng nhưng lại làm bản bụng cột chịu xoắn, biến dạng của mối nối không đều, vì thế làm tăng mômen uốn. Trường hợp này, quan niệm ứng suất nén trong liên kết do mặt bích (hoặc do tiết diện tỳ đầu) chịu, còn các bulông thì chịu ứng suất kéo. Gần đúng xác định giá trị lực kéo  $Z$  và chiều dài vùng nén  $x$  theo điều cân bằng lực theo phương đứng và cân bằng mômen trên tiết diện, với giả thiết rằng trên toàn bộ chiều dài vùng nén  $x$ , ứng suất nén đạt đến giới hạn cường độ  $R$  (h.3.31b).

Chiều dày mặt bích trong mối nối ở hình 3.31c,d xác định bằng điều kiện của bản côngxon chịu uốn bởi các lực  $Z$ ; còn trong hình 3.31b thì  $\delta$  được xác định gần đúng từ điều kiện cân bằng giới hạn của mặt bích khi uốn, lấy giá trị lớn hơn trong các giá trị sau :

$$\delta \approx 1,1 \sqrt{\frac{b_0 Z_1}{2(b + b_0)R}} \quad \text{và} \quad \delta \approx 1,1 \sqrt{\frac{b_0 \sum Z_i}{2(b + b_0)R}} \quad (3.38)$$

trong đó  $b, b_0, h_0$  - xem ký hiệu trên hình vẽ ;

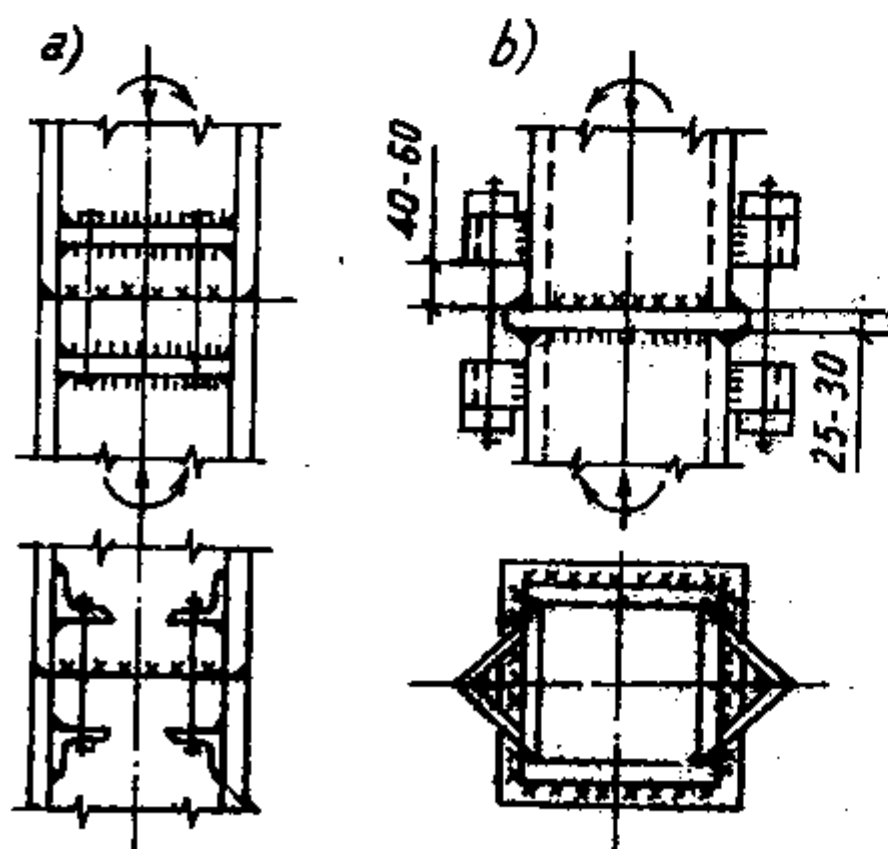
$Z_1$  - lực kéo lớn nhất trong hàng đinh đầu tiên ;

$\sum Z_i$  - tổng lực kéo trong các đinh ;

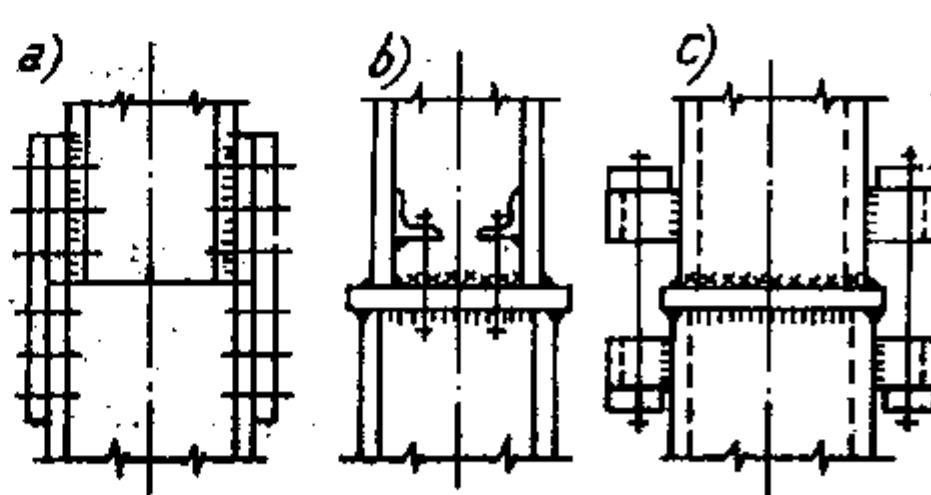
$R$  - cường độ tính toán của vật liệu mặt bích.

Để tăng độ cứng và thu gọn kích thước liên kết, cân bố trí đinh với khoảng cách nhỏ nhất và chiều dày bản bích không nhỏ hơn  $b_0/6$ .

Mối nối hàn như hình 3.32 dùng khi không thể dùng được bulông hoặc số lượng bulông cần thiết theo tính toán quá nhiều. Bulông bố trí chỉ để cố định tạm khi thi công. Mọi đường hàn cần được kiểm tra theo các điều kiện của liên kết hàn.



Hình 3.32. Nối cột bằng phương pháp hàn

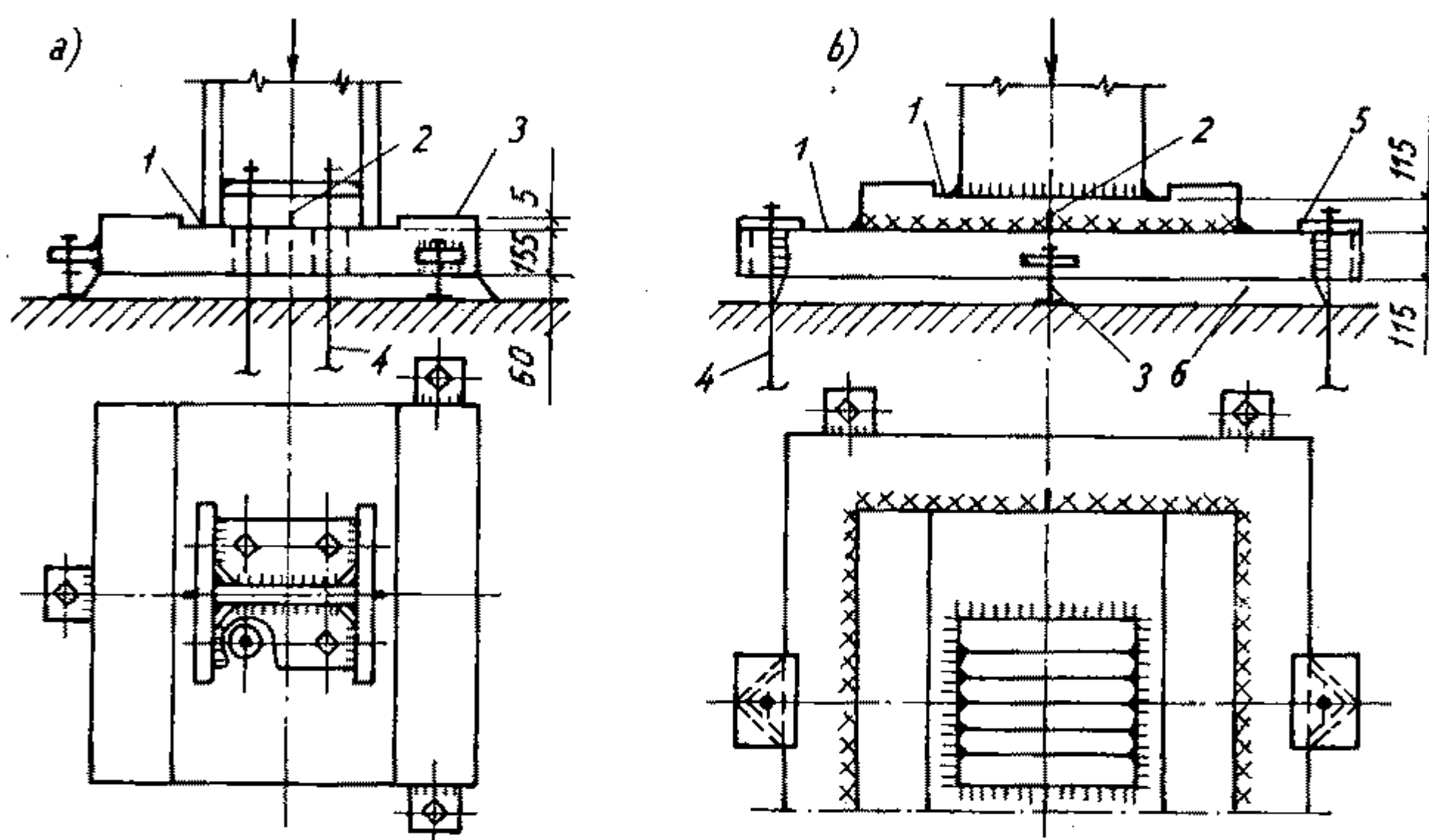


Hình 3.33. Nối tại vị trí tiết diện thay đổi

Giải pháp như hình 3.33. dùng trong trường hợp nối cột tại chỗ đổi tiết diện theo nguyên tắc dùng thêm các bản ốp đứng hoặc thông qua các mặt bích ngang. Khi cột là thanh cánh đứng của một vách giằng thì mối nối có thể chịu kéo, việc kiểm tra bao gồm cả điều kiện đủ khả năng chịu kéo do tổ hợp tải trọng bất lợi gây bởi hoạt tải sử dụng, gió, động đất ... và tải trọng thường xuyên bé nhất (với hệ số tin cậy bằng 0,9) ở các giai đoạn lắp ghép và vận hành công trình.

## 2. Chân cột

Chân cột định vị, cố định với móng và truyền mọi thành phần nội lực từ cột xuống móng. Đế chân cột là một bản thép phẳng hoặc có thể có thêm một số sườn. Bản đế đặt trực tiếp lên mặt móng theo phương của các trục định vị. Sau khi được phay nhẵn mặt tiếp xúc, thân cột liên kết với bản đế bằng các đường hàn ngang, liên kết với móng thông qua các bulông neo.



Hình 3.34. Chân cột

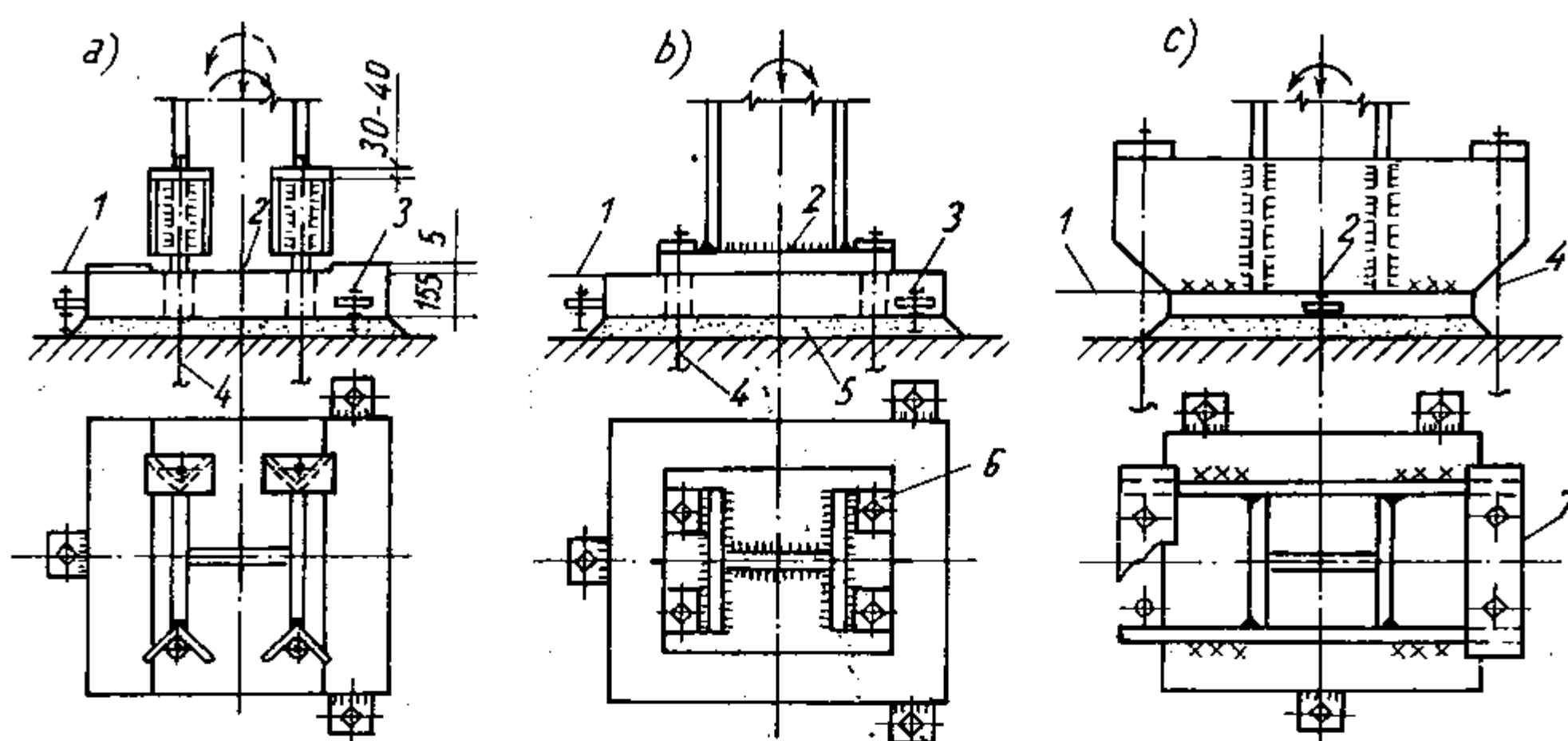
- 1- đầu tiếp xúc; 2- tâm định vị; 3- bulông định vị;  
4- bulông neo; 5- long đen; 6- lớp đệm phẳng.

Khi mômen uốn của tiết diện chân cột bé, lực kéo trong bulông neo nhỏ, chân cột có giải pháp như hình 3.34. Bulông neo có thể liên kết với bản đế hoặc trực tiếp với thân cột thông qua các sườn ngang bằng thép góc.

Khi chiều dày tính toán của bản đế lớn, có thể dùng giải pháp bản đế có chiều dày thay đổi. Diện tích bản đế được chọn từ điều kiện ép cục bộ của bê tông mặt móng. Vì vậy để thu nhỏ kích thước bản đế, cần dùng bê tông mặt móng là bê tông mác cao.

Giải pháp như ở hình 3.35 dùng khi mômen uốn của tiết diện chân cột lớn. Kiểu a và b thích hợp khi giá trị lực kéo không lớn lắm, đường kính bulông neo  $d \leq 42$  mm, đường kính lỗ thường lớn hơn đường kính đinh 20 - 25 mm. Khi

lực kéo lớn hơn, dùng kiểu c, bulông neo liên kết móng với chân cột thông qua các dầm đế. Theo cách này thì do dầm đế khá cứng, biến dạng (xoay và trượt) của nó rất bé nên mức độ ngàm của thân cột vào móng lớn hơn rất nhiều so với cách liên kết trực tiếp bản đế với móng.



**Hình 3.35. Chân cột nén lệch tâm**

1- khe tiếp xúc ; 2- tâm định vị ; 3- bulông định vị ; 4- bulông neo ;  
5- lớp đệm phẳng ; 6- long đen ; 7- bản tựa bulông neo.

Trong hệ thống kết cấu giằng và khung giằng, ngoài trường hợp chịu nén, cần lưu ý đến trường hợp chịu nhổ và chịu trượt của chân cột (của bulông neo) do các trường hợp tải trọng, đặc biệt là tải trọng ngang gây nên cho các tiết diện này.

### 3. Liên kết dầm với cột

Việc lựa chọn giải pháp liên kết dầm với cột được xác định dựa vào sơ đồ kết cấu của công trình. Liên kết khớp (tựa tự do) thích hợp với sơ đồ giằng. Liên kết ngàm dùng cho sơ đồ khung cứng. Với sơ đồ khung - giằng thì dùng liên kết khớp mềm hoặc dùng tổ hợp của các liên kết khác nhau.

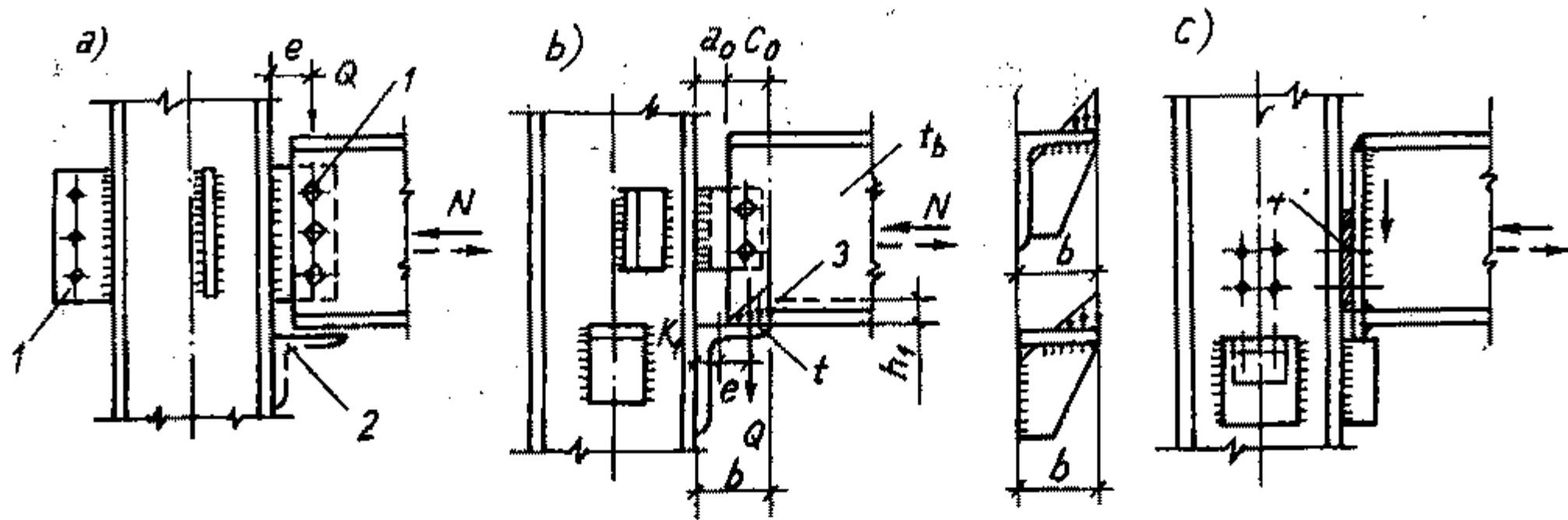
#### a. Dầm gối khớp với cột

Hình 3.36 giới thiệu một số phương án liên kết khớp dầm với cột thép có tiết diện dạng chữ I, cũng có thể áp dụng tương tự với các cột có dạng tiết diện khác. Các giải pháp liên kết này có cấu tạo đơn giản, không yêu cầu độ chính xác lắp ghép cao và vẫn bảo đảm được sự quay tự do của khớp đầu dầm.

Nội lực cơ bản dùng để tính toán liên kết là lực cắt  $Q$  của tiết diện đầu dầm và lực dọc  $N$  khi dầm làm việc như một thanh của kết cấu giằng. Để kể đến ảnh hưởng của mômen rất bé tại nút, khi tính toán liên kết cần tăng giá trị  $Q$  lên bằng việc nhân với hệ số  $1,2 \div 1,3$ .



Trên hình 3.36a, sườn đứng dạng bản được hàn sẵn vào cánh cột và được tính theo lực đứng  $Q$ , mômen  $M = Q e$  và lực dọc  $N$ .



**Hình 3.36. Liên kết khớp dầm với cột**

1- sườn đứng ; 2- gối tựa thi công ;

3- chỗ bắt đầu lượn cong của tiết diện dầm ; 4- bản đệm.

Ở hình 3.36b, độ dày  $t$  của cánh thép góc gối phải thỏa mãn điều kiện chịu uốn của lực  $Q$  đặt lệch tâm so với mép một đoạn  $e$ . Gắn đúng, coi phân lực đầu dầm phân bố theo luật tam giác, khi đó :

$$e = a_0 + \frac{2}{3} c_0 - k_1, \quad (3.39)$$

với  $c_0 \geq \frac{Q}{t_b R} - h_1$ .

Nếu  $e \geq \frac{9}{8} \cdot \frac{Q}{L_g R}$  chiều dày cánh xác định từ điều kiện bền khi uốn, và :

$$t = \sqrt{\frac{6Qe}{LR}} \quad (3.40)$$

Khi không thỏa mãn bất đẳng thức trên, chiều dày  $t$  được xác định theo điều kiện chịu cắt :

$$t = \frac{3Q}{2L_g R_c}, \quad (3.41)$$

trong đó  $L_g$  - chiều dài thép góc gối ;

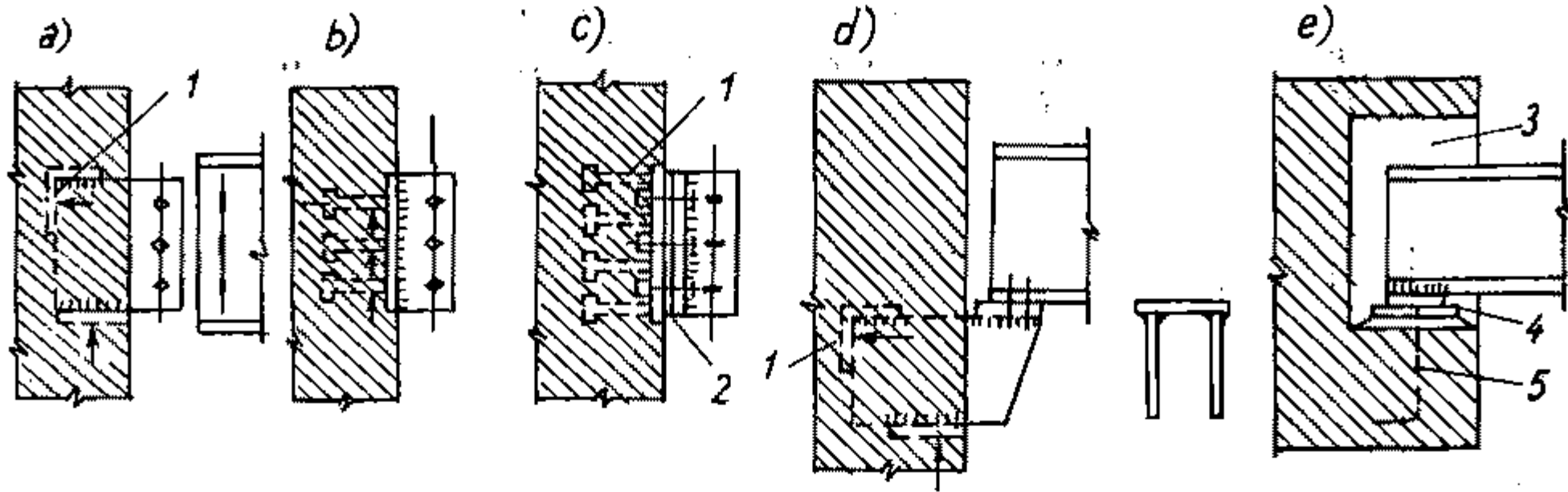
$R_c$  - cường độ chịu cắt của thép.

Khi phân lực gối tựa lớn hơn 150 kN, cần dùng thêm sườn đứng để gia cố cho thép góc gối. Gối đỡ kiểu này được kiểm tra theo phân lực đầu dầm  $Q$  và mômen uốn

$$M = Q \left( b - \frac{1}{3} c_0 \right).$$

Bulông liên kết bụng dầm với sườn đứng hoặc với cánh của thép góc đứng được tính toán theo lực dọc  $N$ .

Giải pháp như ở hình 3.36c khá đơn giản cho nút khung nhưng yêu cầu độ chính xác cao khi khoan lỗ bulông và cần phải gia cường vùng bụng cột có gối tựa của dầm dọc.



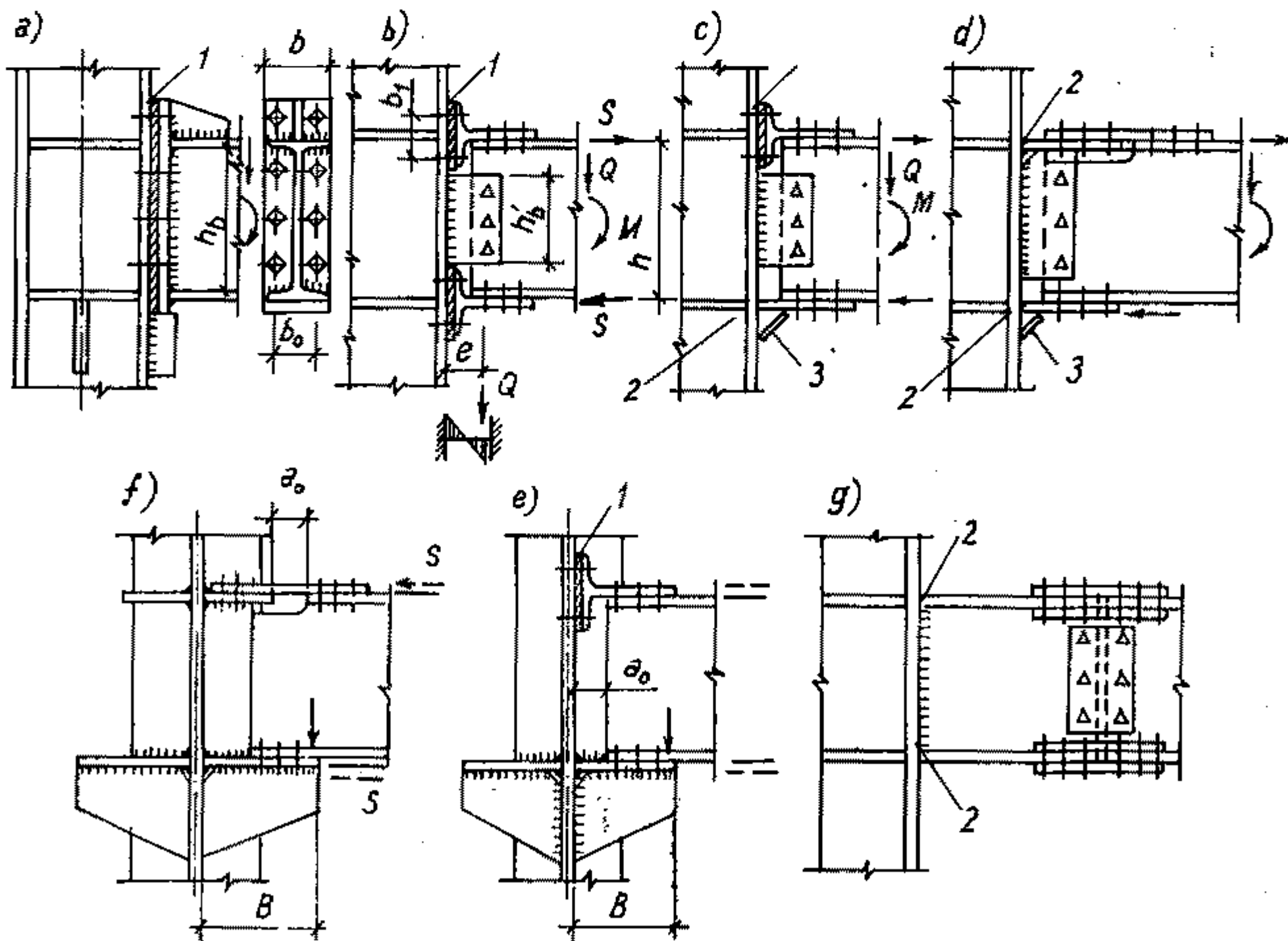
**Hình 3.37. Liên kết khớp dầm thép với tường bê tông cốt thép**

1- neo ; 2- bulông hàn sẵn ; 3- lỗ để sẵn ; 4- bản gối ; 5- bulông neo.

Hình 3.37 giới thiệu một số phương án liên kết khớp dầm thép với tường, vách cứng bê tông cốt thép. Về nguyên tắc chúng giống như các phương án ở hình 3.36. Nhưng để liên kết các sườn đứng các gối đỡ thép cần phải có các chi tiết chôn sẵn trong bê tông là các thép neo, thép chờ hoặc để sẵn các lỗ có kích thước lớn. Sau khi cố định dầm, lỗ này mới được hoàn thiện bằng cách chèn nhồi đầy vữa bê tông mác cao.

### b. Liên kết cứng dầm với cột

Dầm có thể liên kết cứng với cột bằng bulông hoặc bằng hàn. Hình 3.38 giới thiệu một số liên kết dùng bulông, trong đó hình a, b, c, d- dầm liên kết cứng



**Hình 3.38. Liên kết cứng dầm với cột bằng bulông**

1- bản đệm ; 2- đường hàn nhà máy ; 3- gối tạm bằng thép bản.

với cánh cột. Hình e,f- dầm liên kết cứng với bụng cột, và hình g là giải pháp nối cứng mà mối nối nằm trên dầm, cách góc khung một đoạn.

Nội lực cơ bản để tính toán liên kết là lực cắt  $Q$  và mômen uốn  $M$  của tiết diện đầu dầm. Lực dọc trong dầm thường rất bé, có thể bỏ qua khi tính liên kết. Giải pháp nối như ở hình 3.38g có nội lực ở mối nối bé hơn nhưng phức tạp cho thi công ở công trường và công kênh khi vận chuyển cấu kiện.

Trong liên kết, dùng bulông cường độ cao để ép chặt, chống lại sự trượt tương đối giữa các bản liên kết, ngăn cản sự quay tự do của xà ngang. Các sườn đứng đầu dầm truyền lực cắt từ dầm đến cột. Bulông liên kết sườn đầu dầm với cánh cột hoặc liên kết cánh dầm với các thép ghép (thép bản ngang hoặc thép hình T cánh rộng) phải đủ để chịu được mômen đầu dầm.

Trong hình 3.38a đường hàn đứng liên kết gối đỡ vào cánh cột tính theo lực đứng  $Q$ . Lực kéo lớn nhất trong các bulông biến tính theo mômen gối  $M$  với quy ước : tâm quay của liên kết trùng với trục hàng đinh bên phía nén ; lực kéo của các đinh tỷ lệ với khoảng cách từ nó đến tâm quay.

Chiều dày sườn đầu dầm xác định theo điều kiện chịu uốn của bản mỏng :

$$t \approx 1,1 \sqrt{\frac{4b_0}{3(2b + h_b)} \cdot \frac{M}{h_b R}} \quad (3.42)$$

nhưng không bé hơn  $b_0/6$ .

Khi chiều cao sườn đầu dầm lớn hơn chiều cao dầm và hàng đinh bên được bố trí cách mép dầm đoạn bằng  $b_0/2$  thì có thể thu nhỏ giá trị chiều dày  $t$  tính theo công thức (3.42) bằng cách chia cho hệ số  $\sqrt{1 + 4b/h}$ .

Bulông liên kết bản bụng dầm với sườn đứng trong hình 3.38b tính để đủ chịu lực cắt  $Q$  và phần mômen phân phối cho bản bụng dầm :

$$M_{\text{bụng}} = \frac{MJ_b}{J_d} \quad (3.43)$$

Đường hàn liên kết sườn đứng với má cột được kiểm tra theo điều kiện đủ chịu lực cắt  $Q$  và mômen uốn  $M$

$$M = \max(M_1 ; M_2)$$

trong đó  $M_1 = Qe$  ;  $M_2 = M \frac{J_b}{J_d} + Q \frac{e}{2}$

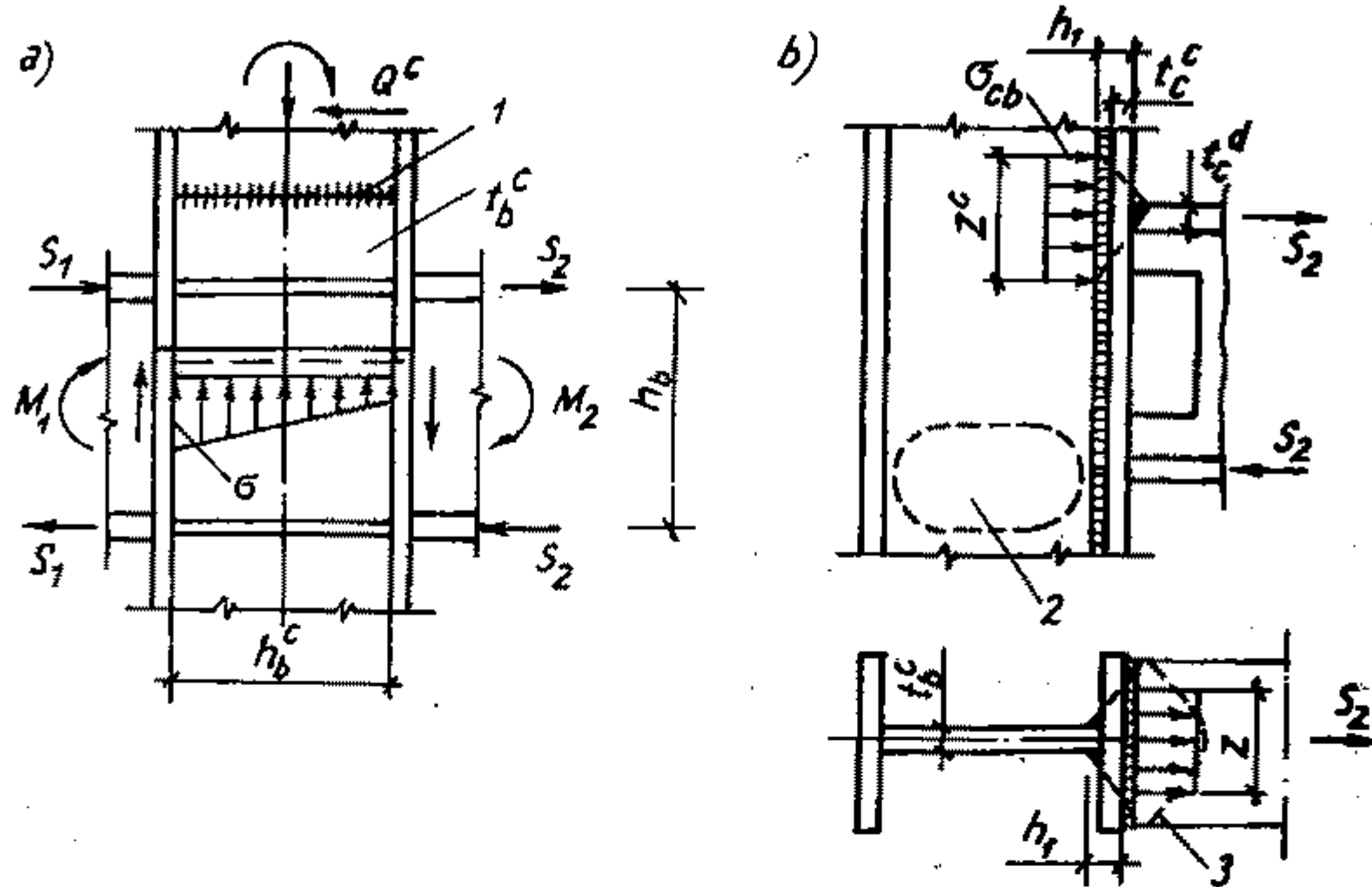
ở đây  $J_b, J_d$  - mômen quán tính của riêng tiết diện bản bụng và của toàn bộ tiết diện dầm đối với trục trọng tâm.

Bulông liên kết gối đỡ (bằng thép chữ T) với cánh dầm hoặc với má cột tính theo lực kéo

$$S = \frac{M}{h}$$

Số hiệu thép hình T chọn theo hai điều kiện :

- Bề dày bản bụng đủ để truyền lực  $S$ .
- Bề dày bản cánh xác định theo điều kiện bên của "dầm" hai đầu ngàm, nhịp  $b_1$  chịu uốn bởi lực  $S$  nhưng không mỏng hơn  $b_1/6$ .



**Hình 3.39. Tính toán nút khung cứng**

- a) nút khung có sườn ngang ; b) bụng cột không có sườn ngang;  
 1- đường hàn ở vị trí đối chiều dày bụng cột ; 2- vùng chịu nén của bụng cột ;  
 3- biểu đồ phân bố thực tế ứng suất hàn.

Với cách phân tích tương tự, việc tính toán cho các giải pháp còn lại cũng được tiến hành theo nguyên tắc trên.

Trường hợp nút giữa của khung cứng có giá trị mômen ở hai đầu dầm bên trái và bên phải khác nhau mà bụng cột có các sườn ngang (h.3.39a) :  $M_1 \neq M_2$  (ví dụ  $M_2 > M_1$ ), khi đó ở bản bụng cột, ứng suất tiếp khá lớn và cần được kiểm tra theo các công thức sau :

$$\tau = \frac{S_2 + S_1 - Q_c}{h_b^c + t_b^c} \leq \gamma R ; \quad (3.44)$$

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \gamma R, \quad (3.45)$$

trong đó  $S_2 = M_2/h$  ;  $S_1 = M_1/h$  ;

$Q_c$  - lực cắt của tiết diện cột ;

$\sigma$  - ứng suất tại mép bản bụng cột.

Nếu một hoặc cả hai điều kiện trên không thỏa mãn, cần tăng chiều dày bụng cột, cách làm này không kinh tế. Do vậy, có thể tăng chiều dày bản bụng cột ở vùng nút và cần kéo dài thêm một đoạn 100 - 150 mm cao hơn mép trên của dầm.

Trường hợp không có sườn ngang (h.3.39b), bản bụng cột cần thỏa mãn điều kiện bên có tính đến ứng suất cục bộ  $\sigma_{cb}$  :

$$\sigma_{cb} = \frac{S_2}{t_b^c z^c} \leq \gamma R ; \quad z^c = t_c^d + 5h_1 ; \quad (3.46)$$

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_{cb}^2 - \sigma\sigma_{cb} + 3\tau^2} \leq \gamma R. \quad (3.47)$$

Trong công thức trên lấy dấu của  $\sigma$  và  $\sigma_{cb}$ .

Theo điều kiện ổn định cục bộ, vùng nén bán bụng cần thỏa mãn tỷ số :

$$\frac{h_b^c}{t_b^c} \leq 30 \sqrt{\frac{2100}{R}} \quad (3.48)$$

Ngoài ra, cần kiểm tra điều kiện bền của đường hàn liên kết cánh dầm (hoặc bản ghép cánh) với má cột, có kể đến sự thu nhỏ chiều dài phần tổ  $z$  so với chiều rộng của cánh dầm :

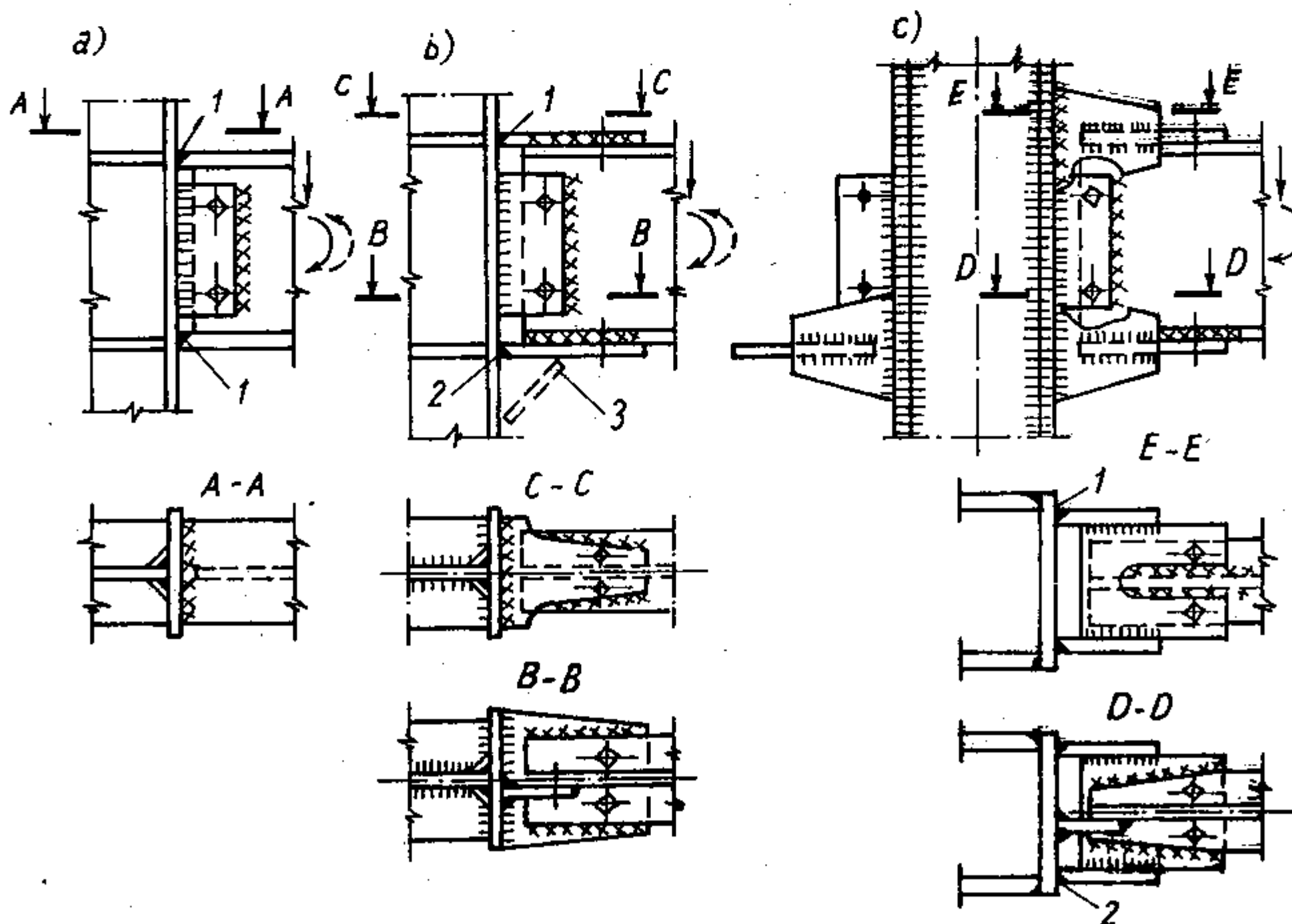
$$\sigma_h = \frac{S_2}{t_c^d z} \leq \gamma R_{han}^{kcc} \quad (3.49)$$

Với  $z = t_b^c + 5h_1$ .

Chiều dày cánh cột cần thỏa mãn điều kiện bền khi uốn :

$$t_c^c \geq 0,4 \sqrt{\frac{S_2}{R}} \quad (3.50)$$

Trên hình 3.40 giới thiệu một số giải pháp liên kết cứng dầm với cột bằng phương pháp hàn. Giải pháp a có số lượng chi tiết ít, tổng chiều dài đường hàn



Hình 3.40. Cấu tạo nút khung cứng bằng phương pháp hàn

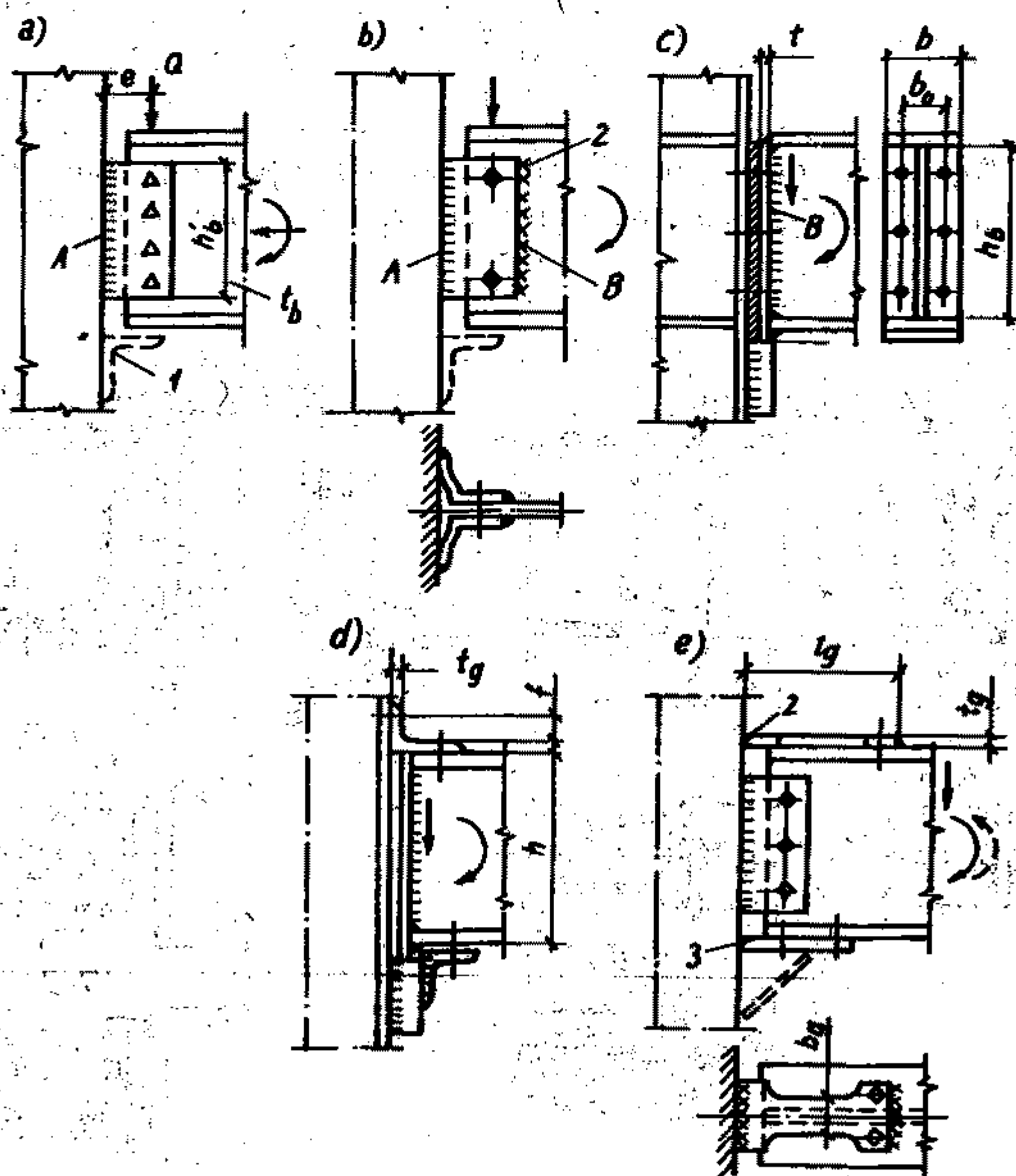
nhỏ nhưng lại buộc phải đạt độ chính xác cao về chế tạo chi tiết và yêu cầu cao về chất lượng đường hàn. Tiết diện nối hàn lại trùng với tiết diện có  $M_{max}$  nên thường phải dùng thêm bản ghép hoặc mở rộng thêm bản gối cánh dầm (h.3.40b). Cách liên kết như ở hình 3.40c có tổng chiều dài đường hàn lớn, dễ hàn nhưng lại có khá nhiều chi tiết nối làm cấu tạo nút khung khá phức tạp, vì vậy chỉ nên dùng cho những nút khung lớn.

Việc xác định nội lực để tính toán liên kết, xác định kích thước các chi tiết nối, kiểm tra bản bụng, bản cánh cột ... được tiến hành tương tự như ở nút cứng dùng bulông.

### c. Liên kết mềm

Trong các liên kết khớp dầm với cột như hình 3.37 mà các bulông được vặn xiết khá chặt chẽ ; hoặc trong các liên kết cứng như ở hình 3.38 mà các sườn đứng đầu dầm (bằng thép bản hoặc thép hình) lại mỏng mảnh ; khi đó liên kết giữa dầm và cột có khả năng truyền không chỉ lực cắt  $Q$ , mà còn cả mômen  $M$  tuy rằng không lớn lắm.

Hình 3.41 giới thiệu một số nút liên kết mềm. Ở nút a sườn đứng đủ khả năng truyền tải trọng thường xuyên. Khi các bulông được xiết chặt, chúng có thể



Hình 3.41. Các hình thức liên kết mềm dầm với cột

chịu được một lượng mômen uốn tuy không lớn lắm. Nếu thay sườn đứng dạng bản bằng các thép góc và bổ sung thêm dướng hàn công trường như ở nút b thì khả năng chịu mômen sẽ lớn hơn. Giải pháp như ở nút c, e, d có khả năng chịu mômen gối khá lớn.

Để tính toán liên kết mềm cần biết mômen dẻo giới hạn của nút. Giá trị này xác định rất khó vì phụ thuộc khá nhiều yếu tố như độ phức tạp của nút, biến dạng của sườn đầu dầm, độ mảnh của thép góc gối ... Vì vậy thường được bổ sung các điều kiện để đơn giản hóa.

Với nút a, b chiều dày sườn đứng phải lớn hơn chiều dày bụng dầm. Khi đó mômen dẻo lấy theo khả năng của phần bản bụng có chiều cao  $h_b$

$$M_{\text{deco}} = \frac{t_b h_b^2}{4} k R, \quad (3.51)$$

trong đó  $k = k_{\min} = 1$ .

Với nút c lấy chiều dày sườn  $t \geq (8 \div 14)$  mm ; xuất phát từ sơ đồ gắn đúng của trạng thái cân bằng giới hạn khi uốn bản sườn này, nhận được :

$$M_{\text{deco}} = \frac{3}{4} \frac{2b + h_b}{h_o} t^2 k R. \quad (3.52)$$

Với nút d xuất phát từ điều kiện chịu uốn của bản thép góc ghép ở cánh trên, có chiều dày  $t_g = (10 \div 16)$  mm, có chiều dài  $l_g$  với giả thiết bulông có khả năng chịu lực lớn, ta có :

$$M_{\text{deco}} = \frac{l_g h t_g^2}{2f} k R. \quad (3.53)$$

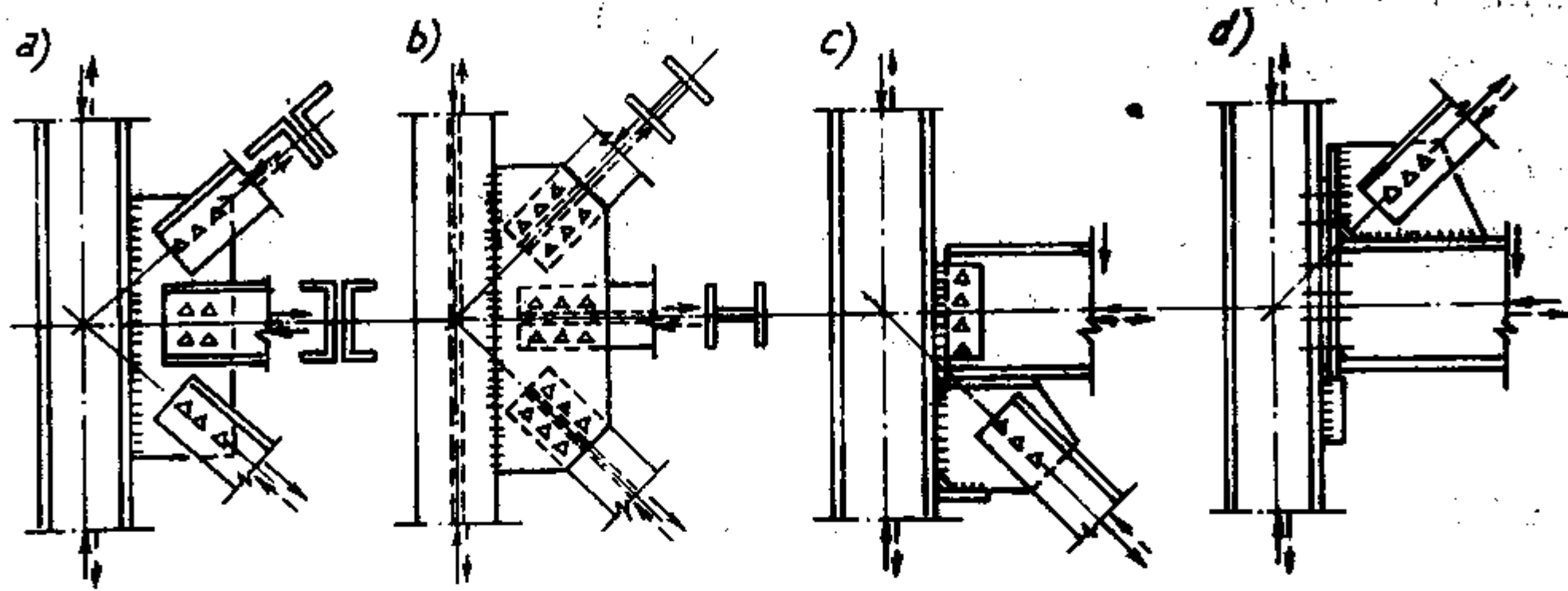
Nút e cần chọn trước kích thước bản ghép  $b_g$  và  $t_g$  , ví dụ như theo điều kiện ổn định cục bộ  $t_g > \frac{l_g}{25} \sqrt{\frac{2100}{R}}$  , nhận được :

$$M_{\text{deco}} = t_g b_g h k R. \quad (3.54)$$

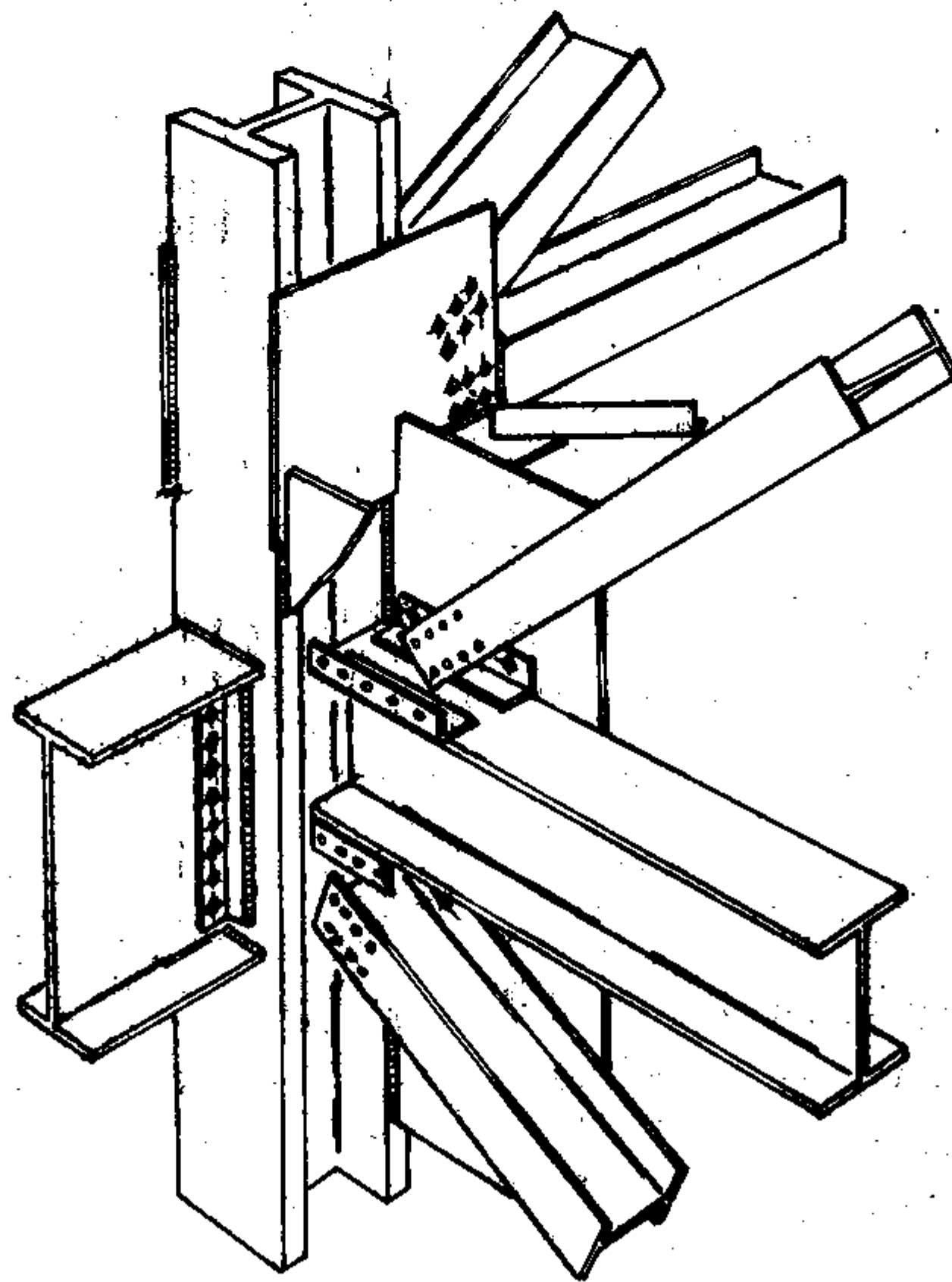
Thường thì giá trị mômen dẻo bằng khoảng 10 ÷ 15% mômen của tiết diện dầm. Nghĩa là, tuy các sàn ngang hoặc các kết cấu giằng (vách, lõi) chưa đủ cứng để truyền tải trọng ngang thì nút khung cũng có khả năng nhất định để không chỉ chịu tải đứng mà còn có thể truyền một lượng mômen nào đó. Điều này làm cơ sở để tính toán cho phép trong giai đoạn dựng lắp khi có gió nhẹ vẫn có thể lắp ghép các cấu kiện dạng thanh (cột, dầm) thông liên 3, 4, 5 tầng rồi mới tiến hành lắp sàn ; hoặc là khi các vách, lõi bê tông cốt thép chưa đủ tuổi, đủ cường độ thì bản thân khung thép cũng có thể truyền lực được (tất nhiên là với số lượng tầng hạn chế).

#### 4. Liên kết thanh bụng của hệ giằng đứng với cột và dầm

Các dầm thép phẳng hoặc không gian trong hệ kết cấu giằng và khung giằng được tạo thành từ các cột, dầm (dạng thanh tổ hợp hoặc dầm ngang) và các thanh bụng xiên. Thanh bụng được liên kết với nút thông qua các chi tiết trung gian là bản mặt. Độ phức tạp của nút phụ thuộc vào hình dạng nút, dạng tiết diện các thanh, độ lớn các thanh ... Hình 3.42 giới thiệu một số dạng cơ bản.



Hình 3.42. Liên kết các thanh giằng cột và dầm



Hình 3.43. Cấu tạo một nút khung không gian



Khi thanh xiên chỉ tồn tại ở một phía, có thể liên kết trước nó với riêng cột hoặc với riêng dầm (h.3.42c,d).

Bulông liên kết thanh xiên với bản mắt nên dùng bulông cường độ cao và cần được xiết chặt để hạn chế biến dạng trượt khi dãn làm việc.

Khi không thể chế tạo đủ độ chính xác cần thiết, và để thuận tiện cho lắp ghép, có thể dùng các lỗ đỉnh lớn hơn đường kính đỉnh 5 - 6 mm hoặc dùng các lỗ ô van, nhưng sau khi cố định, xiết các êcu đủ chặt thì cần hàn bổ sung các đường hàn công trường.

Số lượng bulông, chiều dài đường hàn cần thiết để liên kết thanh xiên với bản mắt hoặc bản mắt với má cột, má dầm ... được tính toán theo giá trị, dấu và phương của nội lực xuất hiện trong các phân tố do các tổ hợp tải trọng bất lợi gây ra.

Hình 3.43 giới thiệu một nút khung không gian thông thường. Nguyên tắc cấu tạo, cách tính của nút khung này cũng tương tự như các nút khung giằng đã trình bày trước đây. Tuy nhiên trong thi công cần chọn trình tự lắp ghép hợp lý để có thể lắp được đủ chặt mọi bulông mà vẫn không gây ứng suất phụ trong nút khung.

## KẾT CẤU THÉP BẢN

### § 4.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU THÉP BẢN

#### 1. Phạm vi dùng, phân loại

Kết cấu thép bản là những kết cấu được làm từ các bản thép, dùng để chứa, vận chuyển hoặc gia công chất lỏng, chất khí hoặc vật liệu hạt.

Kết cấu thép bản gồm các loại sau : bể chứa chất lỏng (sản phẩm dầu, nước hoặc các chất lỏng khác) ; bể chứa và phân phối khí ; bunke và xilô dùng để chứa và tải vật liệu hạt (than, cát, xi măng, ...) ; ống dẫn có đường kính lớn ( $D \geq 0,6m$ ) để tải nước, khí, sản phẩm dầu mỏ, ... Kết cấu thép bản đặc biệt dùng trong công nghiệp hóa dầu, luyện kim... như lò cao, lò đốt nóng không khí, lò hút bụi, ống khói. ...

#### 2. Đặc điểm làm việc và cấu tạo của kết cấu thép bản

- ◆ Điều kiện làm việc của kết cấu thép bản rất khác nhau : về vị trí có thể chôn ngầm dưới mặt đất hoặc ở trên mặt đất ; chịu áp lực bên trong hoặc chân không ; tác dụng của nhiệt độ thay đổi ; ăn mòn của môi trường bên ngoài hoặc của sản phẩm được chứa bên trong; chịu tải trọng tĩnh hoặc động, ...
- ◆ Ngoài sự chịu lực như kết cấu thông thường khác, kết cấu thép bản còn cần phải kín, có tính chống thấm vì vậy chủ yếu dùng liên kết hàn. Tổng đường hàn trong kết cấu thép bản lớn hơn 2 - 3 lần so với các kết cấu thép khác.
- ◆ Kết cấu thép bản thường xuyên làm việc ở trạng thái ứng suất lớn (gần với cường độ tính toán của đường hàn liên kết), chỗ nối giữa thân và đáy này sinh ứng suất cục bộ lớn. Kể đến các điều kiện làm việc trên, khi tính toán kết cấu thép bản theo điều kiện bền dùng hệ số điều kiện làm việc  $\gamma = 0,8$ .
- ◆ Về vật liệu, khi chiều dày tấm  $\delta \leq 4$  mm dùng thép cán nguội dạng cuộn, khi  $\delta = 4 + 10$  mm dùng thép cuộn cán nóng. Đối với các công trình như : ống dẫn nước chính, bể chứa chuyên dụng, vỏ lò luyện kim,

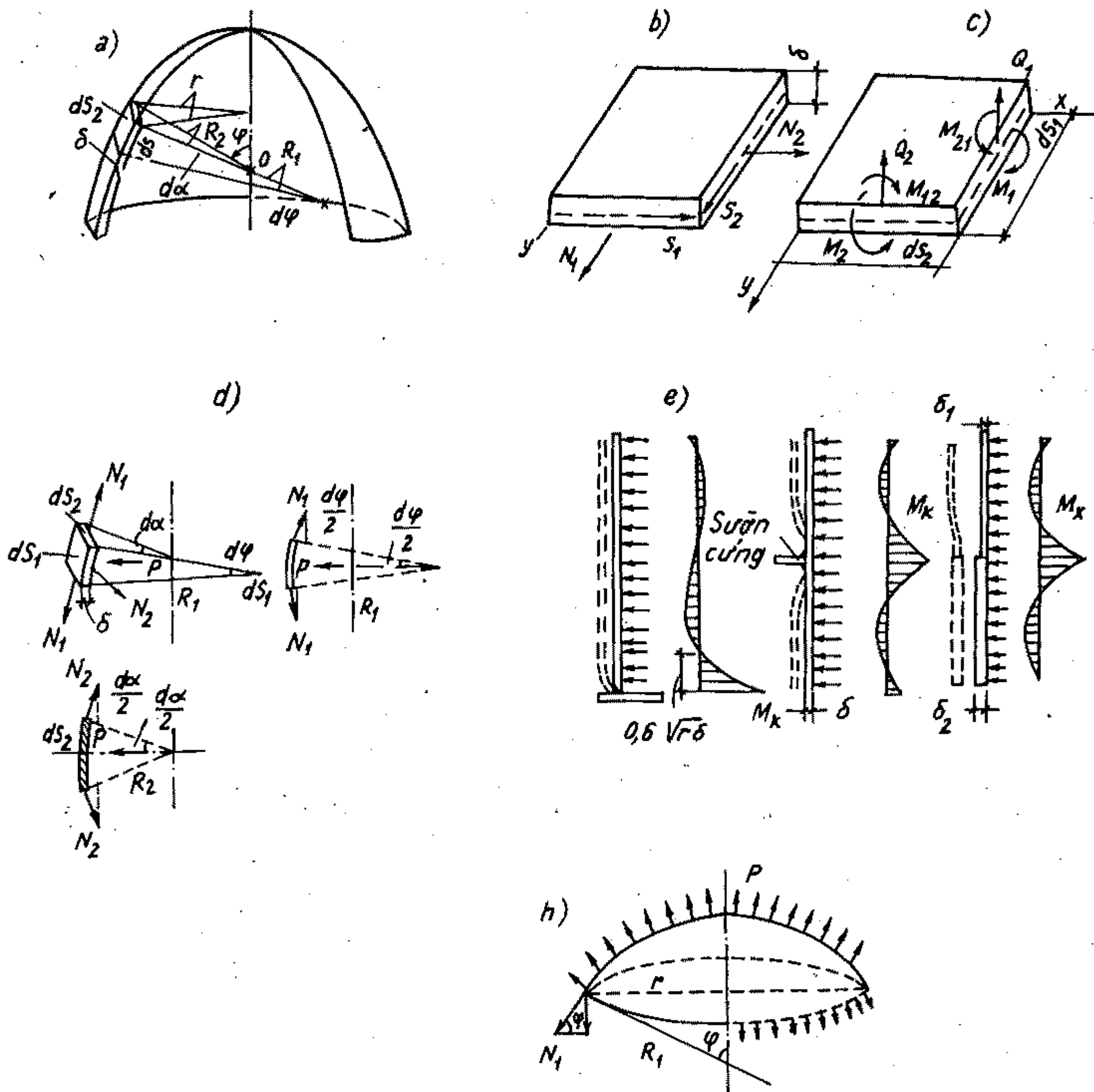
vỏ lò đốt nóng khí có quy định dùng thép riêng. Các bể chứa các chất lỏng ăn mòn được làm bằng hợp kim nhôm hoặc mặt ngoài bằng thép thường, mặt trong phủ kim loại không gỉ.

## § 4.2. TÍNH TOÁN VỎ MỎNG TRÒN XOAY

Vỏ mỏng tròn xoay có một trục đối xứng và hai bán kính cong :

$R_1$  - bán kính kinh tuyến, là đường sinh cong của vỏ ;

$R_2$  - bán kính tròn của vỏ tròn xoay, có tâm O nằm trên trục đối xứng (h.4.1a).



**Hình 4.1.** Sơ đồ tính toán vỏ tròn xoay

a) dạng chung; b) phân tố vỏ với nội lực ở mặt trung bình; c) phân tố vỏ ở trạng thái ứng suất mômen; d) trạng thái cân bằng của phân tố vỏ; e) hiệu ứng biên.

Vì chiều dày  $\delta$  của vỏ rất nhỏ với các kích thước khác nên các thông số hình học của vỏ lấy theo mặt trung bình. Kết cấu thép bản phần lớn thuộc dạng vỏ mỏng tròn xoay.

Tùy theo trạng thái ứng suất của vỏ tròn xoay mà chia làm hai cách tính chính :

- ◆ *Tính theo lý thuyết mômen* : khi ngoài các lực pháp tuyến  $N_1, N_2$ , các lực trượt  $S_1, S_2$ , sự cân bằng của vỏ còn được xác định theo các mômen uốn  $M_1, M_2$ , mômen xoắn  $M_{12}, M_{21}$  và các lực cắt  $Q_1, Q_2$  (h.4.1c).
- ◆ *Tính theo lý thuyết phi mômen* : khi sự cân bằng của vỏ chỉ xác định theo các lực pháp tuyến  $N_1, N_2$  (gây nên các ứng suất pháp  $\sigma_1, \sigma_2$  phân bố đều theo chiều dày vỏ), và các lực trượt  $S_1, S_2$  (h.4.1b).

Tính theo lý thuyết phi mômen chỉ dùng cho loại vỏ có  $\delta/R < 1/30$  và ở những chỗ xa vùng có hiệu ứng biên (chỗ nối vỏ, nơi vỏ có chiều dày thay đổi...), tại đây nảy sinh mômen uốn cục bộ (h.4.1e). Kết cấu thép bản luôn thỏa mãn các điều kiện trên nên chỉ cần tính theo lý thuyết phi mômen và kiểm tra thêm theo trạng thái hiệu ứng biên ở những nơi cần thiết. Dưới đây là cách tính vỏ mỏng tròn xoay theo lý thuyết phi mômen.

Xét vỏ mỏng tròn xoay (h.4.1a), tách ra một phần tử  $dS_1, dS_2$  (xa nơi có hiệu ứng biên) bằng hai mặt phẳng kinh tuyến và hai mặt phẳng hướng tâm theo  $R_1$ . Trên phần tử có tải trọng bề mặt phân bố đều  $p$  tác dụng theo phương pháp tuyến  $n$  của mặt  $dS_1 dS_2$ , các lực dọc kinh tuyến  $N_1$  và lực vòng  $N_2$  theo phương tiếp tuyến với mặt trung bình của vỏ (bỏ qua các vi phân bậc hai) là :

$$N_1 = \sigma_1 dS_2 \delta ; N_2 = \sigma_2 dS_1 \delta. \quad (4.1)$$

Viết phương trình cân bằng hình chiếu của các lực lên phương pháp tuyến  $n$  (h.4.1d) :

$$pdS_1 dS_2 = 2N_1 \sin \frac{d\varphi}{2} + 2N_2 \sin \frac{d\alpha}{2}. \quad (4.2)$$

Vì các góc  $d\varphi/2; d\alpha/2$  rất nhỏ nên :

$$\sin \frac{d\varphi}{2} \approx \frac{d\varphi}{2} ; \sin \frac{d\alpha}{2} \approx \frac{d\alpha}{2}.$$

$$d\varphi = \frac{dS_1}{R_1} ; d\alpha = \frac{dS_2}{R_2}.$$

Thay các đại lượng trên vào (4.2) ta có :

$$p = \frac{N_1}{R_1 dS_2} + \frac{N_2}{R_2 dS_1}. \quad (4.3)$$

Thay  $N_1, N_2$  theo (4.1) ta nhận được :

$$\frac{p}{\delta} = \frac{\sigma_1}{R_1} + \frac{\sigma_2}{R_2} \quad (4.4)$$

Phương trình (4.4) - phương trình Laplace - chứa hai ẩn số  $\sigma_1$  và  $\sigma_2$ . Để tìm được các ẩn số ta lập thêm phương trình nữa, bằng cách cắt vò theo mặt phẳng ngang và viết phương trình cân bằng của các lực lên phương của trục đối xứng (h.4.1h) :

$$\frac{N_1}{dS_2} \sin\varphi 2\pi r = p\pi r^2 \quad (4.5)$$

Vì  $R_2 = \frac{r}{\sin\varphi}$  (h.4.1a) và  $N_1 = \sigma_1 dS_2 \delta$  nên :

$$\sigma_1 = \frac{pR_2}{2\delta} \quad (4.6)$$

Thay (4.6) vào (4.4) ta có :

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left( 2 - \frac{R_2}{R_1} \right) \quad (4.7)$$

Đối với vò trụ, có  $R_1 = \infty$ , từ (4.4) có ứng suất vòng :

$$\sigma_2 = \frac{pR_2}{\delta} \quad (4.8)$$

Đối với vò cầu  $R_1 = R_2 = r$ , trạng thái ứng suất ở từng điểm theo mọi hướng đều như nhau :

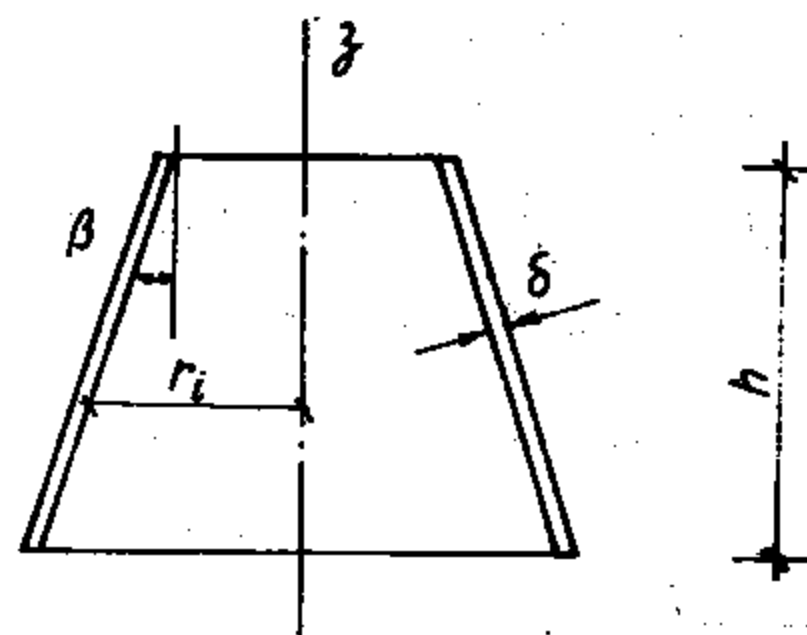
$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2\delta} \quad (4.9)$$

Với vò nón (h.4.2),  $R_1 = \infty$ , ứng suất theo phương kinh tuyến và phương vòng tại điểm ứng với  $r_i$  là :

$$\sigma_1 = \frac{pr_i}{2\delta \cos\beta} ; \quad (4.10)$$

$$\sigma_2 = \frac{pr_i}{\delta \cos\beta} \quad (4.11)$$

trong đó  $\beta$  - góc của đường sinh với trục  $z$ .



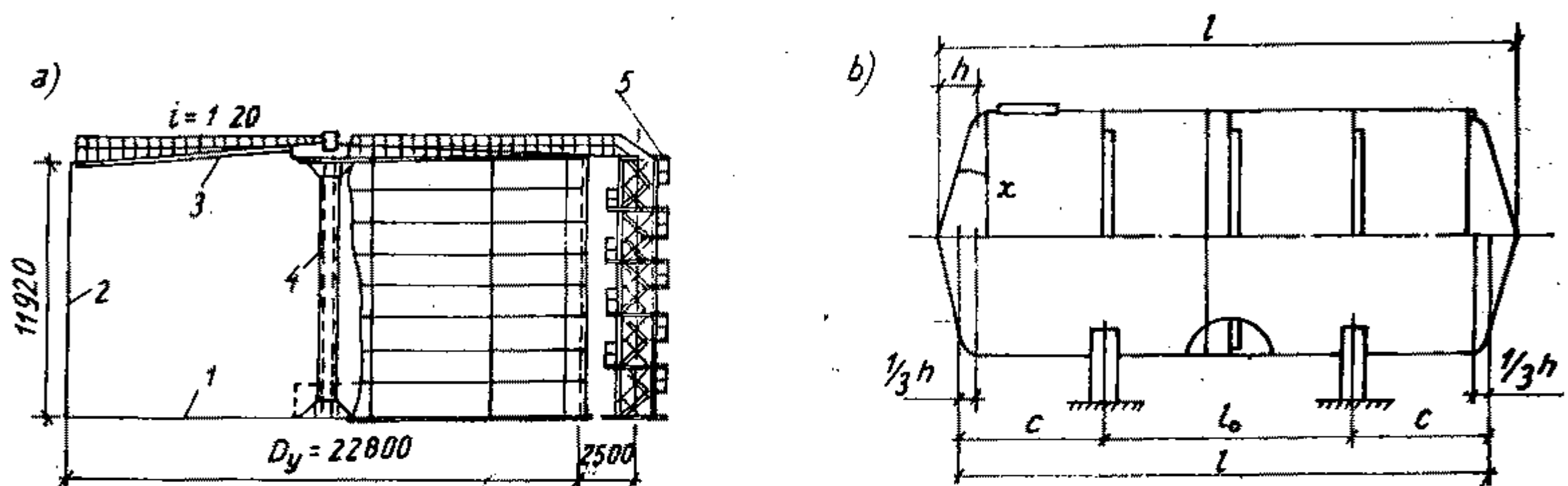
Hình 4.2. Vò nón tròn xoay

## § 4.3. BỂ CHỨA CHẤT LỎNG

### 1. Phạm vi dùng, phân loại

Bể chứa dùng để chứa các sản phẩm dầu (xăng, dầu hỏa, ...), khí hóa lỏng, nước, axit, cặn công nghiệp, ...

Tùy theo hình dạng của bể mà chia ra : bể chứa hình trụ (trụ đứng, trụ ngang h.4.3a,b), bể hình cầu, hình giọt nước, ... (h.4.4a, b). Tùy theo vị trí trong không gian chúng có thể đặt cao hơn mặt đất (trên gối tựa), đặt trên mặt đất, ngầm hoặc nửa ngầm dưới đất hoặc dưới nước.



Hình 4.3. Bể chứa hình trụ

a) trụ đứng ; b) trụ ngang ;

1- dáy ; 2- thân ; 3- mái ; 4- cột trung tâm ; 5- cầu thang.

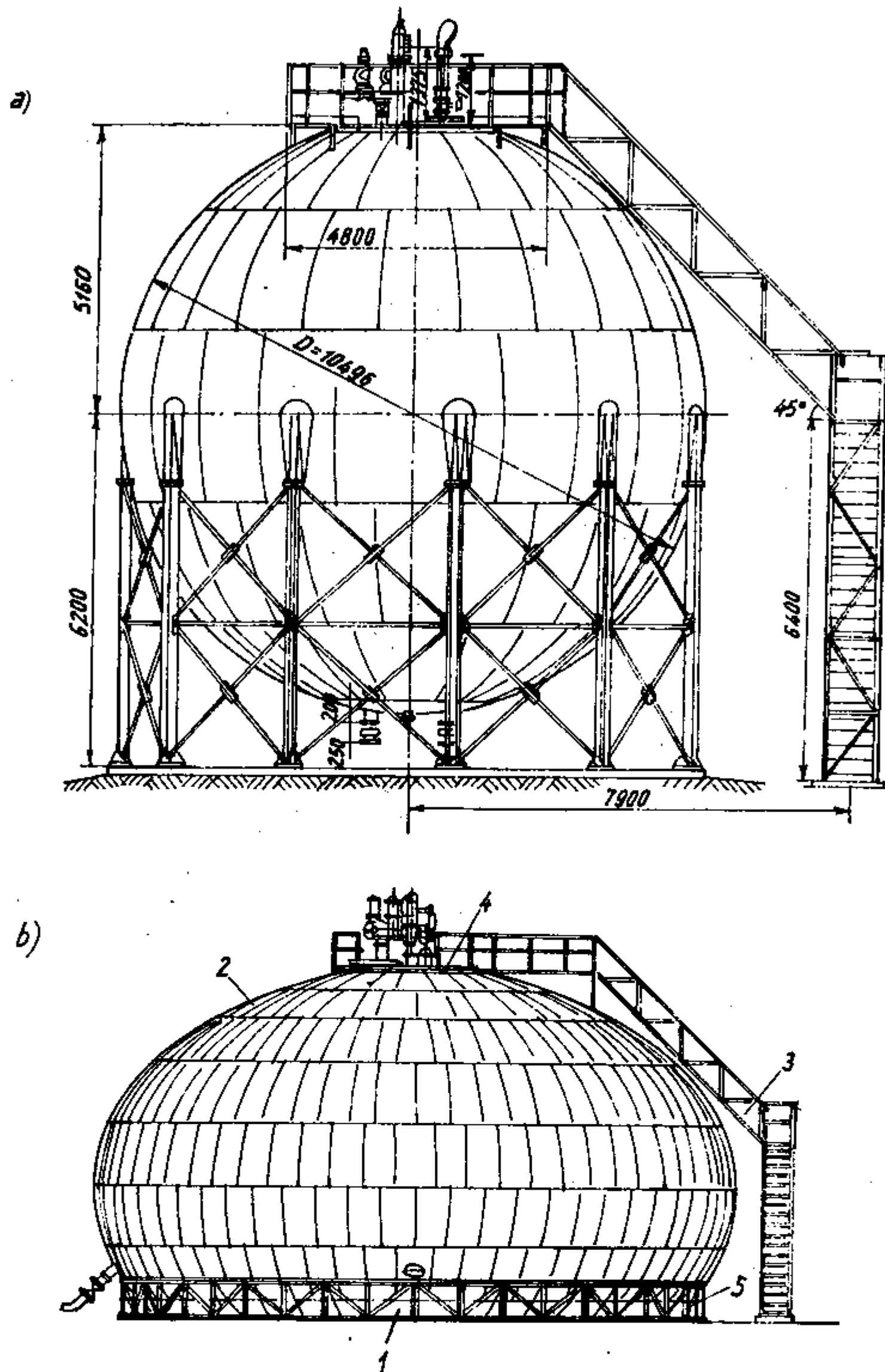
Bể chứa có thể tích không đổi (mái tĩnh - cố định) hoặc thể tích thay đổi (mái phao - ngoài mái cố định có phao nổi trên mặt chất lỏng ; hoặc mái nổi - bản thân mái là phao).

Tùy theo áp lực dư (do chất lỏng bay hơi) trong không gian hơi giữa mặt thoáng của chất lỏng và mái bể mà chia ra :

- Bể chứa áp lực thấp : khi áp lực dư  $p_d \leq 0,002 \text{ MPa}$  ( $0,02 \text{ kG/cm}^2$ ) và áp lực chân không (khi xả hết chất lỏng)  $p_o \leq 0,00025 \text{ MPa}$  ( $0,0025 \text{ kG/cm}^2$ )

- Bể chứa áp lực cao : khi áp lực dư  $p_d > 0,002 \text{ MPa}$ .

Lựa chọn hình dạng bể chứa phụ thuộc vào tính chất của chất lỏng được giữ, thể tích bể, chế độ sử dụng, điều kiện khí hậu của vùng xây dựng. Phổ biến hơn cả là bể chứa trụ đứng và trụ ngang vì đơn giản khi chế tạo và lắp ghép. Bể trụ đứng mái tĩnh dùng khi vòng quay sản phẩm ít (10 - 12 lần/năm), bể có phao hoặc mái nổi dùng khi số vòng quay lớn (không có không gian hơi nên giảm mất mát sản phẩm do bay hơi). Bể chứa cầu dùng để chứa khí hóa lỏng ( $p_d = 0,25 \div 1,8 \text{ MPa}$ ) bể chứa hình giọt nước để chứa xăng có hơi đàn hồi cao ( $p_d = 0,03 \div 0,05 \text{ MPa}$ ).



**Hình 4.4.** Các loại bể chứa hình cầu (a) hình giọt nước (b)  
 1- đáy ; 2- thân ; 3- cầu thang ; 4- chỗ đặt thiết bị ; 5- vành gối.

## 2. Bể chứa trụ đứng áp lực thấp

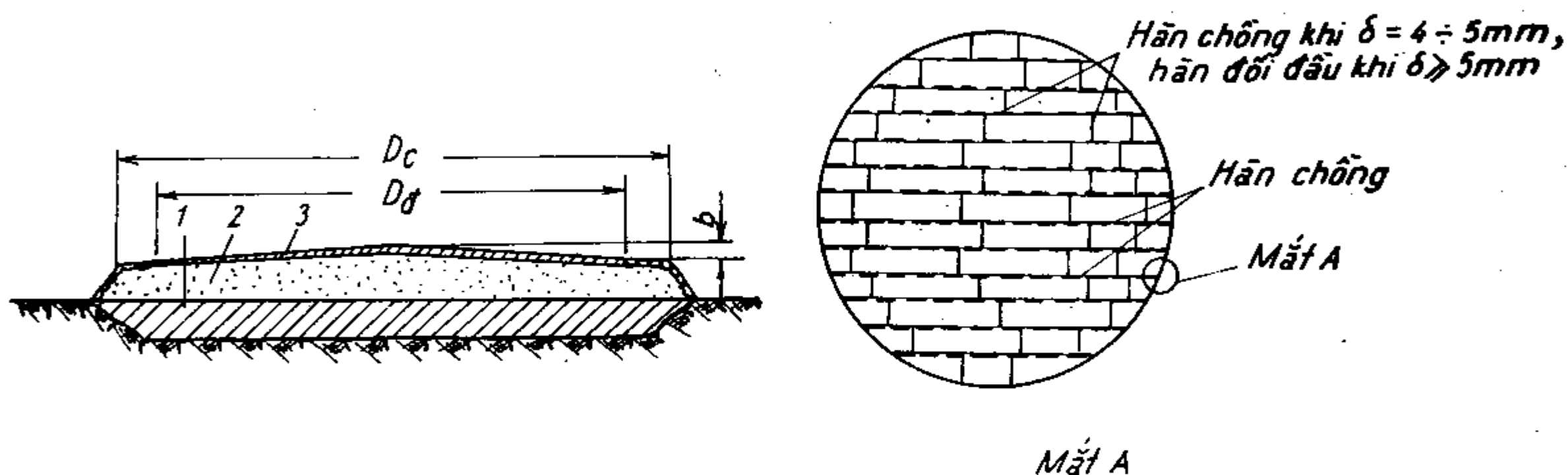
### a. Cấu tạo

Bể chứa trụ đứng mái tĩnh thường dùng để chứa các sản phẩm dầu mỏ có hơi đàn hồi áp lực thấp. Thể tích có thể rất khác nhau, từ 100 đến 20000 m<sup>3</sup> (chứa xăng), thậm chí tới 50 000 m<sup>3</sup> (chứa dầu mazút, ...)

Các bộ phận chính của bể gồm thân, đáy và mái bể (h.4.3a). Đáy bể đặt trên nền cát đầm chặt có phủ lớp cách nước (h.4.5). Ngoài ra còn các bộ phận phụ khác như : ống để nạp và xả chất lỏng ; cầu thang ; trên mái đặt thiết bị đo mức chất lỏng, lỗ nhìn, van an toàn, lan can, ...

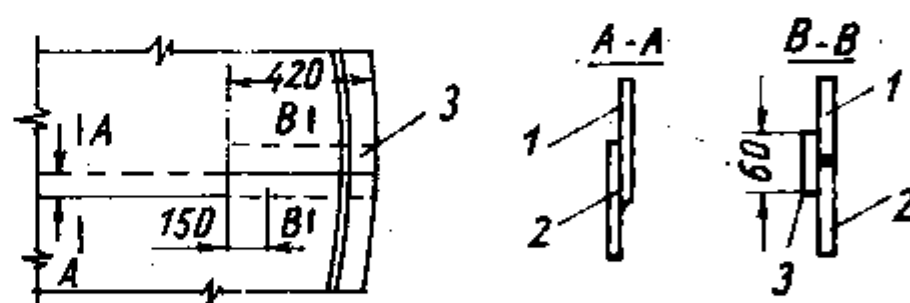
### • Cấu tạo đáy bể

Đáy bể tựa trên nền cát và chịu áp lực chất lỏng. Ứng suất tính toán trong đáy không đáng kể nên chiều dày của đáy được chọn theo các yêu cầu cấu tạo khi hàn và chống ăn mòn (h.4.6). Phần chính của đáy (khu giữa) gồm các tấm thép có kích thước lấy theo định hình sản xuất thép tấm, ví dụ với bể có thể tích  $V < 5000 \text{ m}^3$  dùng tấm  $1500 \times 6000 \text{ mm}$ . Chiều dày tối thiểu của đáy  $\delta_{\text{dmin}} = 4 \text{ mm}$  (khi  $V \leq 1000 \text{ m}^3$ ). Khi  $V$  lớn hơn dùng  $\delta_d = 5 \text{ mm}$  hoặc  $\delta_d = 6 \text{ mm}$  (khi đường kính đáy  $D_d > 25 \text{ m}$ ). Khi thể tích bể  $V \geq 2000 \text{ m}^3$  chiều dày các tấm biên của đáy lớn hơn chiều dày các tấm giữa 1 - 2 mm. Đường hàn cạnh ngăn giữa các tấm dùng đường hàn đối đầu, đường hàn giữa các cạnh dài là đường hàn góc, liên kết chồng (các bản chồm lên nhau 30 - 60 mm), khi  $\delta_d = 6 \text{ mm}$  có thể hàn đối đầu. Để nâng cao chất lượng đường hàn, tăng tính công nghiệp hóa khi lắp ghép bể, các tấm đáy được hàn tại nhà máy sau đó cuộn lại để dễ vận chuyển. Tại công trường, dùng máy trải phẳng cuộn thép trên vị trí xây dựng bể. Tùy theo thể tích bể, khả năng thi công có thể chia đáy thành nhiều cuộn lắp ghép.



Hình 4.5. Nền dưới bể

- 1- nền đất đắp ;
- 2- đệm cát ;
- 3- lớp cách nước ;
- $D_c$  - đường kính đệm cát ;
- $D_d$  - đường kính đáy bể.



Hình 4.6. Đáy bể

Khi hàn trực tiếp tấm đáy trên nền cát của bể (phương pháp bán tấm) cho phép hàn đối đầu một phía và để giảm biến hình hàn, trình tự hàn như sau : hàn các tấm giữa đáy ; hàn các tấm vành biên ; hàn thân bể với vành biên ; hàn khu giữa với vành biên.

Để thân bể tì sát trên đáy, tại vành biên đáy chuyển liên kết chồng giữa các tấm thành liên kết đối đầu như sau (h.4.6) : cắt thép tấm 1, đập phẳng mép hai tấm 1 và 2, hàn đối đầu trên bản lót 3 (cắt từ tấm 1).

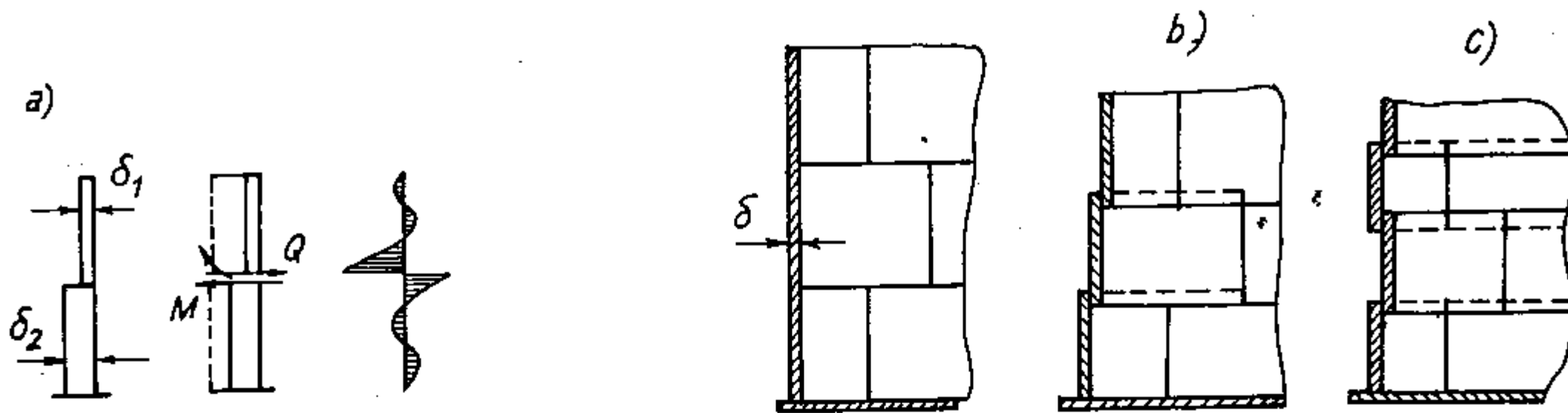
Đường kính đáy  $D_d$  lớn hơn đường kính thân  $D$  khoảng 100 mm.

### • Cấu tạo thân bể

Thân bể là bộ phận chịu lực chính, gồm nhiều đoạn khoang thép tấm hàn lại. Chiều cao mỗi đoạn thân chính bằng chiều rộng của tấm thép định hình,

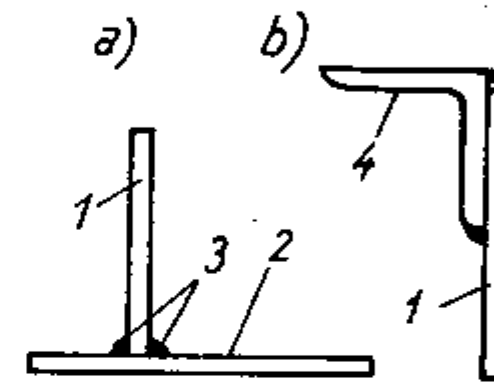


thường dùng thép tấm  $1500 \times 6000$  mm. Đường hàn thẳng đứng nối các tấm thép trong cùng một đoạn thân là đường hàn đối đầu, liên kết giữa các đoạn thân (đường hàn vòng) dùng đường hàn đối đầu (khi chiều dày thép  $\delta \geq 6$ mm) hoặc liên kết chông (h.4.7).



**Hình 4.7. Nối các tấm thân bể**  
a) nối đối đầu ; b) nối, lồng; c) nối dạng bậc.

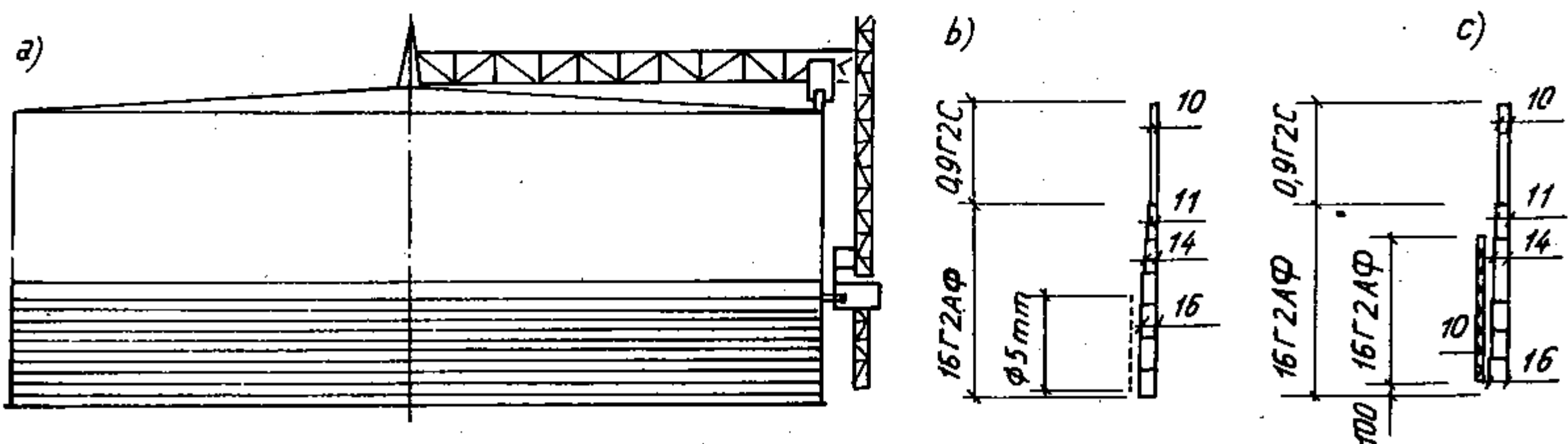
Khi dùng liên kết chông, các đoạn thân có thể lồng vào nhau (h.4.7b) hoặc thành các bậc (h.4.7c). Đường hàn vòng phía ngoài là đường hàn chịu lực, đường hàn phía trong gián đoạn (dài 100 mm, cách nhau 300 mm) để dựng lắp, khi yêu cầu chống gỉ cao thì cả hai đường hàn đều liên tục. Chiều dày tối thiểu của thân bể  $\delta_{\min} = 4$  mm. Nối thân và đáy bể dùng đường hàn góc (h.4.8).



**Hình 4.8. Đường hàn góc nối thân bể với đáy bể và thân bể với vành mái**

- a) nối thân với đáy ;  
b) nối thân với thép góc vành mái ;  
1- thân ; 2- đáy ;  
3- đường hàn góc nối thân với đáy ;  
4- thép vành đỡ mái.

Khi hàn phải tuân theo các yêu cầu gia công mép bản thép được quy định theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép. Thân bể có thể sản xuất tại nhà máy theo phương pháp cuộn (như đáy) hoặc hàn từng tấm trên công trường. Trong trường hợp sau các đường hàn đứng bố trí lệch nhau. Lắp ráp bể theo phương pháp cuộn thép giảm thời gian xây dựng 1,7 - 2 lần, giá thành chung giảm 30%.

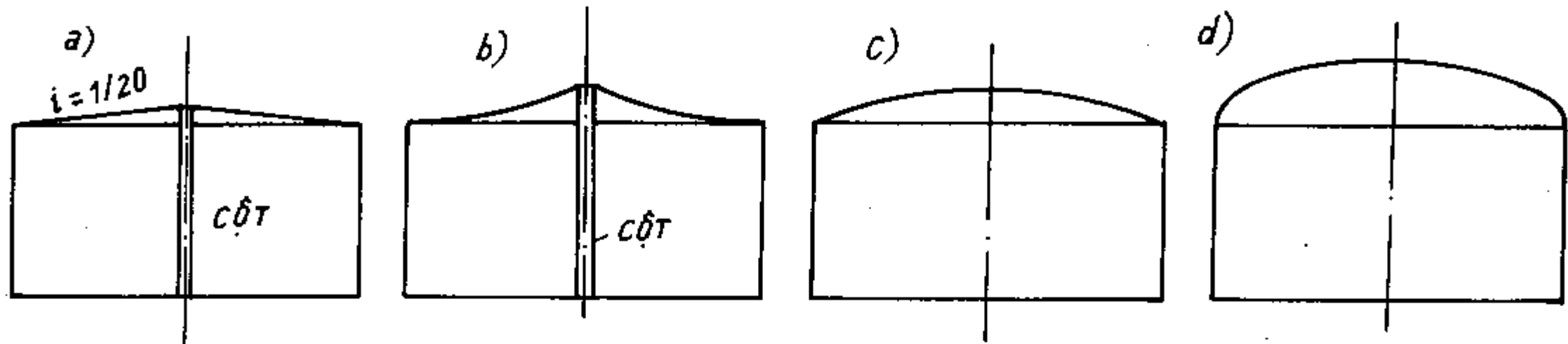


**Hình 4.9. Tăng cường thân bể chứa**  
a) sơ đồ ứng suất trước với máy quấn dây ;  
b) tăng cường bằng thép sợi cường độ cao ; c) thân hai lớp.

Thi công theo phương pháp cuộn chỉ thực hiện được khi chiều dày bê  $\delta \leq 17 \text{ mm}$ . Với bể chứa thể tích lớn ( $V \geq 50\,000 \text{ m}^3$ ) để vẫn dùng được phương pháp cuộn, thân bể được tăng cường bằng thép sợi cường độ cao, băng thép hoặc bê hai lớp (h.4.9).

● **Cấu tạo mái bê**

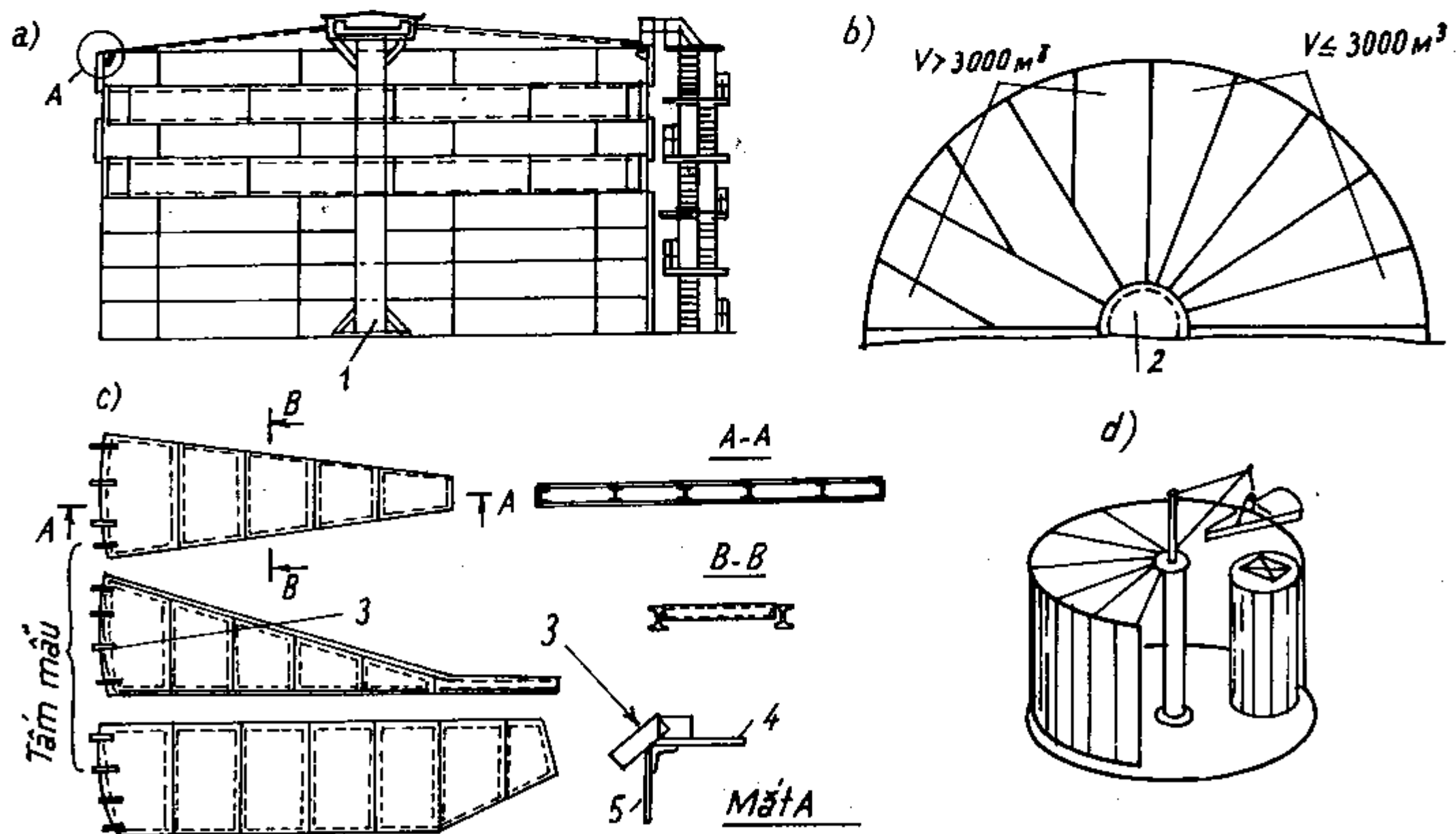
Mái bê chứa trụ đứng có một số dạng chính sau : mái nón, mái treo, mái cầu, mái trụ cầu (h.4.10).



**Hình 4.10. Các dạng mái bê chứa**

a) mái nón ; b) mái treo ; c) mái cầu ; d) mái trụ cầu.

Việc chọn hình dạng mái phụ thuộc chiều tác dụng của tải trọng mái và thể tích bể. Khi chiều tải trọng hướng từ trên xuống (trong lượng mái, các lớp cách nhiệt, chân không) và thể tích bể  $V \leq 5\,000 \text{ m}^3$  dùng mái nón, mái treo. Khi  $V$  lớn hơn dùng mái cầu. Khi chiều tải trọng hướng từ dưới lên (áp lực dư lớn) dùng mái cầu hoặc mái trụ cầu.

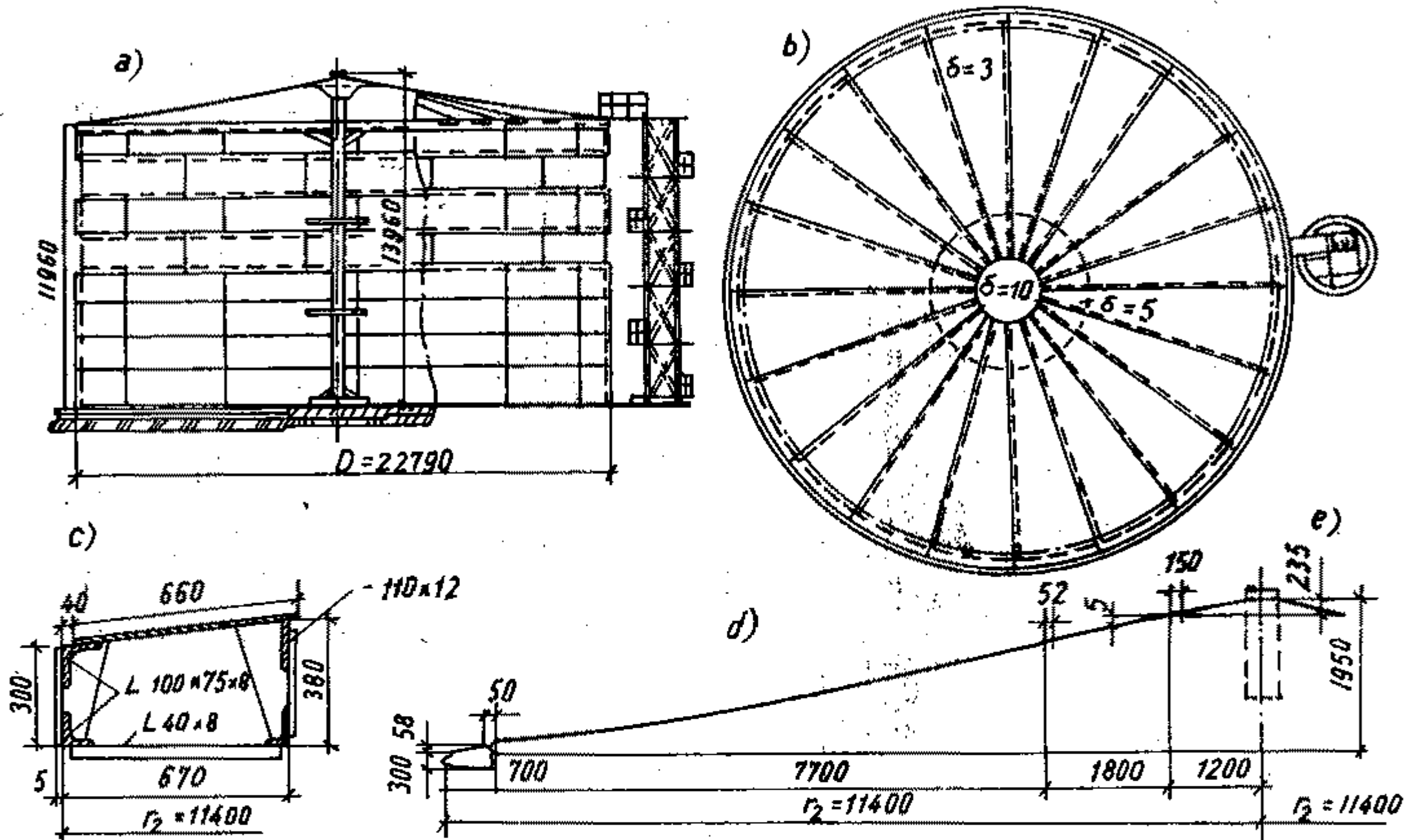


**Hình 4.11. Mái định hình bê trụ đứng**

a) hình dạng chung bể trụ đứng; b) cách chia tấm mái; c) tấm mái định hình; d) cách lắp tấm mái khi thi công bể.

1- cột trung tâm ; 2- tấm trung tâm ; 3- tấm tựa khi lắp mái ; 4- mái ; 5- thân bể.

Mái nón có độ dốc  $i = 1/20$ , được lắp ghép từ các tấm chế tạo sẵn. Một đầu tấm tựa lên tấm mũ tròn của cột trung tâm, một đầu tấm tựa lên thân bể. Tùy theo độ lớn của mái mà hình dạng và số lượng các tấm mái khác nhau (h.4.11). Tấm mái gồm thép bản dày 2,5 - 3 mm hàn lên khung chịu lực là các thép hình I, [ . Khi thi công theo phương pháp cuộn, các tấm mái được lắp đặt đồng thời với thân bể, rất tiện lợi cho việc định vị thân (h.4.11d). Cột trung tâm thường làm bằng thép ống (khi  $V = 1000 + 5000 \text{ m}^3$ ) hoặc thép góc (khi  $V < 1000 \text{ m}^3$ ).

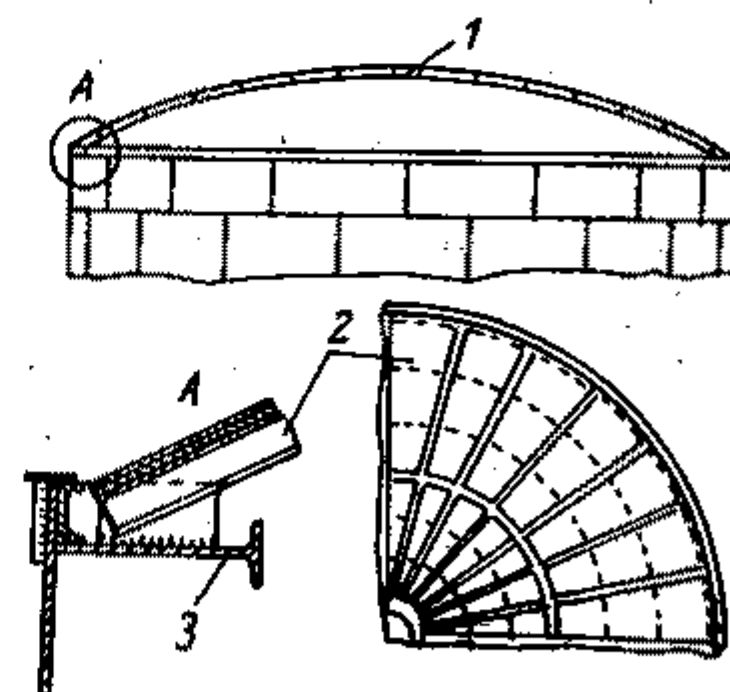


**Hình 4.12.** Mái treo của bể có thể tích  $V = 5000 \text{ m}^3$

a) dạng chung ; b) mặt bằng mái ; c) vành cứng ;  
d) sơ đồ mái ; e) dù trung tâm.

Mái treo (h.4.12) gồm các dải thép tấm một đầu liên kết với mũ cột trung tâm (hình dù), đầu kia vào vành hình hộp ở thân bể (h.4.12c). Khi chịu tải trọng đứng mặt mái không có mômen, chỉ chịu kéo nên mái treo nhẹ hơn mái tấm 10 - 15%. Lực kéo tăng dần từ ngoài vào nên các tấm biên có chiều dày ( $\delta = 3 \text{ mm}$ ) nhỏ hơn khu giữa ( $\delta = 5 \text{ mm}$ ).

Khi thể tích bể  $V > 5000 \text{ m}^3$  mái treo sẽ không kinh tế nữa. Với  $V = 10\ 000 + 20\ 000 \text{ m}^3$  dùng mái cầu hợp lý hơn. Mái cầu có kết cấu dạng cupôn sườn vòng, được lắp ghép từ các tấm định hình (h.4.13) với bản thép dày 2,5 - 4 mm. Một đầu tấm tựa lên vành



**Hình 4.13.** Sơ đồ mái cầu lắp ghép từ các tấm định hình

1- vành trung tâm ; 2- tấm mái ;  
3- vành ngoài.

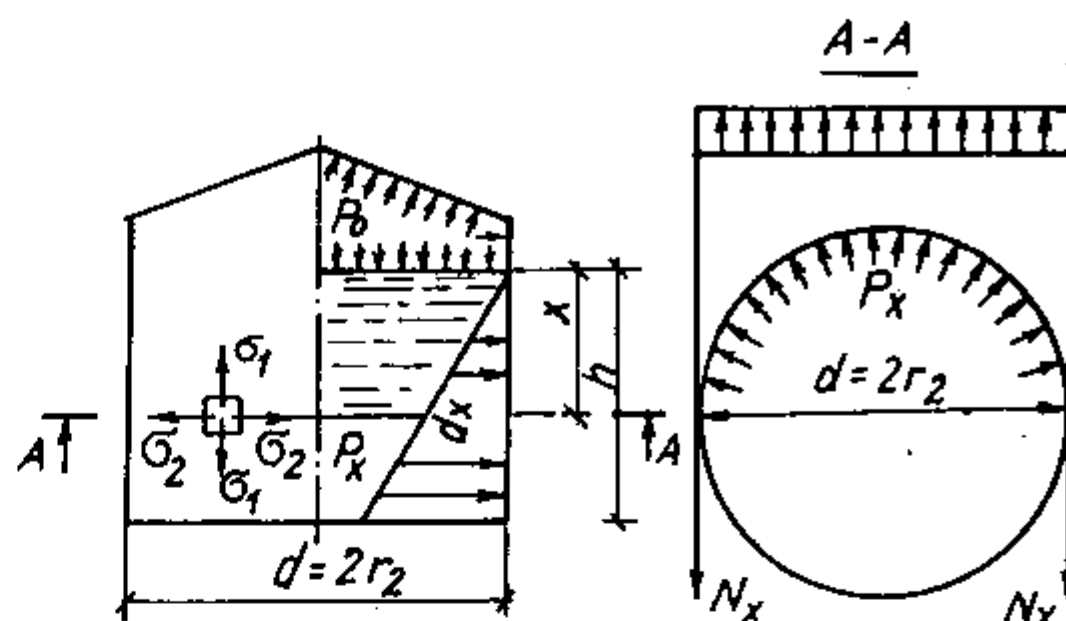
ngoài, đầu kia tựa lên vành trong. Cột trung tâm để đỡ vành trong chỉ dùng trong quá trình lắp ghép các tấm.

### b. Tính toán bể chứa trụ đứng áp lực thấp

#### • Tính toán thân bể theo điều kiện bền

##### - Tính theo lý thuyết phi mômen

Khi tính bền thân bể theo lý thuyết phi mômen do tác dụng của áp lực thủy tĩnh và áp lực dư trong không gian hơi (h.4.14), thân bể sẽ chịu ứng suất kinh tuyến  $\sigma_1$  và ứng suất kéo vòng  $\sigma_2$ .



Áp lực tính toán ở độ sâu cách mặt thoáng chất lỏng đoạn  $x$  là

Hình 4.14. Sơ đồ tính toán bể chứa trụ đứng

$$p_x = \gamma_1 x n_1 + p_d n_2, \quad (4.12)$$

trong đó  $\gamma_1$  - tỷ trọng chất lỏng chứa trong bể, với xăng, dầu  $\gamma_1 = 0,0009 \text{ daN/cm}^3$ ;  
 $h$  - chiều cao tối đa của chất lỏng ;

$n_1, n_2$  - các hệ số vượt tải của áp lực thủy tĩnh và áp lực dư,

$$n_1 = 1,1 ; n_2 = 1,2 ;$$

$p_d$  - áp lực dư trong không gian hơi.

Vì ứng suất kéo vòng  $\sigma_2$  lớn gấp hai lần ứng suất theo phương đường sinh  $\sigma_1$  nên từ công thức (4.8) có thể xác định chiều dày cần thiết của thân bể tại độ sâu  $x$  theo  $\sigma_2$  dựa theo cường độ tính toán của đường hàn đối đầu các bản thép trong cùng một đoạn thân :

$$\delta = \frac{p_x r}{\gamma R_{kh}}, \quad (4.13)$$

trong đó  $r = r_2$  - bán kính bể ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 0,8$  ;

$R_{kh}$  - cường độ tính toán của đường hàn đối đầu khi chịu kéo.

Khi thiết kế thường tính chiều dày cho từng đoạn thân,  $x$  lấy từ mặt thoáng chất lỏng đến điểm cách đường hàn vòng mép dưới của đoạn thân 30 cm vì gần đường hàn vòng ảnh hưởng của hiệu ứng biên làm giảm ứng suất kéo vòng.

##### - Tính toán chỗ nối thân và đáy bể (tính theo hiệu ứng biên).

Tại vùng nối thân và đáy bể, biến dạng theo phương đường kính của thân bị đáy cản trở nên nảy sinh mômen uốn và lực cắt cục bộ. Để tìm các nội lực cục bộ trên có thể dùng phương pháp lực với sơ đồ tính và hệ cơ bản gồm hai ẩn số  $X_1$  và  $X_2$  như trên hình 4.15 ( $X_1$  - mômen uốn theo đường sinh ;  $X_2$  - lực cắt).

Khi tính giả thiết rằng giải phẳng bề rộng một đơn vị tách từ thân và đáy bể làm việc như dầm trên nền đàn hồi với các hệ số nền tương ứng của thân và đáy. Hệ phương trình chính tắc có dạng :

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} = 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} = 0, \end{cases} \quad (4.14)$$

trong đó  $\delta_{11}$ ;  $\delta_{12} = \delta_{21}$  - các chuyển vị đơn vị do  $X_1 = X_2 = 1$  gây ra ;

$\Delta_{1P}$ ,  $\Delta_{2P}$  - các chuyển vị theo phương  $X_1$ ,  $X_2$  do tải trọng gây ra ;

$p_x$ ,  $p_0$ ,  $g$  - các áp lực tính toán tại thân, đáy bể và trọng lượng bể trên một đơn vị độ dài theo phương vòng.

Tất cả các chuyển vị trên đều gồm tổng của chuyển vị thân và đáy, ví dụ :

$$\delta_{11} = \delta_{11}^t + \delta_{11}^d; \quad \Delta_{1P} = \Delta_{1P}^t + \Delta_{1P}^d.$$

Nếu coi đáy tuyệt đối cứng khi làm việc chịu kéo và không biến dạng trong mặt phẳng ngang (mặt phẳng đáy) khi chịu tải trọng ta có :

$$\delta_{12}^d = \delta_{21}^d = \delta_{22}^d = \Delta_{2p_0}^d = \Delta_{2g}^d = 0.$$

Hệ phương trình (4.14) còn lại :

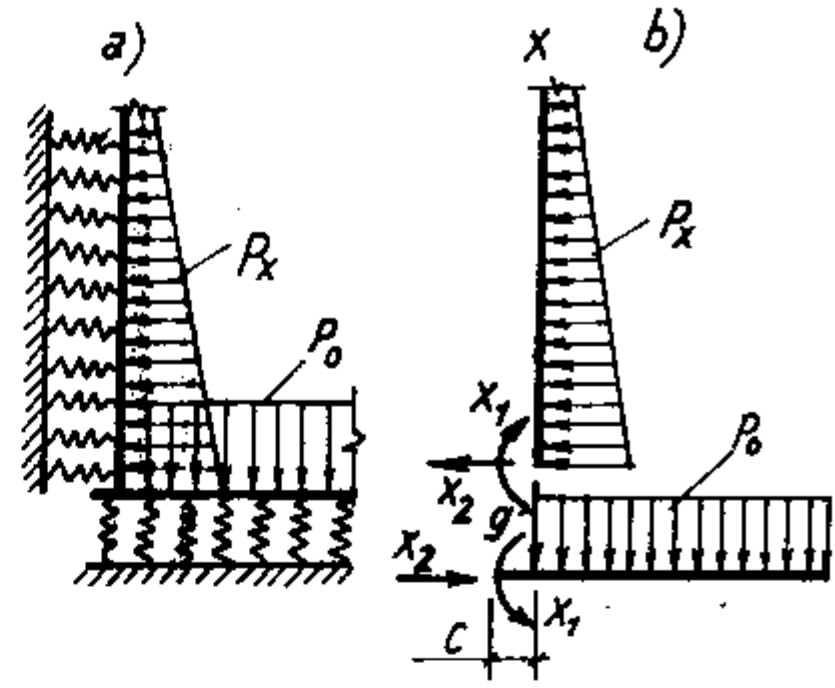
$$\begin{cases} (\delta_{11}^t + \delta_{11}^d)X_1 + \delta_{12}^t X_2 + \Delta_{1p_x}^t + \Delta_{1p_0}^d + \Delta_{1g}^d = 0; \\ \delta_{21}^t X_1 + \delta_{22}^t X_2 + \Delta_{2p_x}^t = 0. \end{cases} \quad (4.15)$$

Các hệ số của hệ phương trình (4.15) được xác định từ phương trình vi phân khi uốn của thân và đáy giống như lời giải của dầm bán vô hạn trên nền đàn hồi, có những công thức riêng để tính. Sau khi có các hệ số, giải hệ phương trình (4.15) tìm được mômen uốn  $X_1$  và lực cắt  $X_2$ . Mômen uốn cục bộ  $X_1$  bằng không tại điểm cách đáy đoạn  $x = 0,6\sqrt{r\delta}$  (xem hình 4.1e). Trong giới hạn khoảng cách này biến dạng vòng bị hạn chế nên ứng suất kéo vòng nhỏ đi so với vùng bên cạnh do đó trong tính toán không cần kể đến lực vòng do hiệu ứng biên. Việc kiểm tra bể chỉ tính với  $X_1$  theo công thức (4.18).

Để đơn giản, có thể xác định mômen uốn cục bộ lớn nhất tại đáy do hiệu ứng biên bằng các công thức gần đúng sau :

+ Khi coi liên kết giữa thân với đáy là ngàm cứng, bể chứa đầy chất lỏng, hệ số Poisson  $\mu = 0,3$ , mômen uốn theo phương đường sinh tính trên dải rộng 1 cm :

$$M = 0,3(n_1\gamma_1 h + n_2 p_d)r\delta, \text{ daNcm/cm.} \quad (4.16)$$



Hình 4.15. Mặt nối thân với đáy bể  
a) sơ đồ tính ; b) hệ cơ bản.

+ Khi coi liên kết giữa thân với đáy là ngàm đàn hồi :

$$M = 0,1(n_1\gamma_1 h + n_2 p_d) r \delta, \text{ daNcm/cm.} \quad (4.17)$$

Ứng suất lớn nhất theo phương đường sinh ở phía dưới của thân kể đến hiệu ứng biến :

$$\sigma_1 = \frac{g}{\delta} + \frac{6M}{\delta^2} \leq \gamma R. \quad (4.18)$$

Trong công thức (4.18) hệ số điều kiện làm việc  $\gamma = 1,6$  kể đến cho phép phát triển biến dạng dẻo tại chỗ nối thân và đáy khi tính đến hiệu ứng biến.

● **Tính toán thân bể theo ổn định**

Thân bể có thể mất ổn định do tác dụng của ứng suất nén dọc theo phương đường sinh  $\sigma_1$ , do ứng suất nén đều theo phương bán kính  $\sigma_2$  hoặc do tác dụng đồng thời của  $\sigma_1$  và  $\sigma_2$ .

◆ *Ổn định của thân bể do ứng suất nén đều theo phương đường sinh.*

Điều kiện ổn định :

$$\sigma_1 \leq \gamma \sigma_{thl}, \quad (4.19)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc khi tính thân bể theo ổn định,  $\gamma = 1$ ;

$\sigma_{thl}$  - ứng suất nén tới hạn theo phương đường sinh. Khi biên vỏ trụ không có chuyển vị theo phương bán kính,  $\sigma_{thl}$  lấy giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị :

$$\sigma_{thl} = \psi R \quad (4.20)$$

và 
$$\sigma_{thl} = \frac{CE\delta}{r}, \quad (4.21)$$

ở đây  $R$  - cường độ tính toán của thép thân bể ;

$$\psi = 0,97 - \left(0,00025 + 0,95 \frac{R}{E}\right) \frac{r}{\delta}; \quad (4.22)$$

$E$  - môđun đàn hồi của thép ;

$C$  - hệ số phụ thuộc tỉ số  $r/\delta$ , lấy theo bảng 4.1

**Bảng 4.1. Giá trị của hệ số  $C$**

| $r/\delta$ | 100  | 200  | 300  | 400  | 600  | 800  | 1000 | 1500 | 2500 |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $C$        | 0,22 | 0,18 | 0,16 | 0,14 | 0,11 | 0,09 | 0,08 | 0,07 | 0,06 |

$\sigma_1$  - tổng các ứng suất nén dọc trục gây bởi các tải trọng sau :

+ Trọng lượng của mái và các thiết bị đặt trên mái

$$G_m = g_m n_1, \quad (4.23)$$

trong đó  $n_1$  - hệ số vượt tải,  $n_1 = 1,1$  ;

$g_m$  - trọng lượng của mái và các trang thiết bị, có thể lấy theo bảng 4.2 phụ thuộc vào thể tích  $V$  của bể.

Bảng 4.2. Trọng lượng mái  $g_m$

|                            |     |      |      |      |      |      |
|----------------------------|-----|------|------|------|------|------|
| $V$ (1000 m <sup>3</sup> ) | 1   | 5    | 10   | 20   | 30   | 50   |
| $g$ (kN/m <sup>2</sup> )   | 0,3 | 0,35 | 0,45 | 0,55 | 0,60 | 0,65 |

Trọng lượng lớp cách nhiệt trên mái

$$G_{cn} = g_{cn} n_c, \quad (4.24)$$

trong đó  $n_{cn}$  - hệ số vượt tải,  $n_{cn} = 1,2$  ;

$g_{cn}$  - trọng lượng lớp cách nhiệt (kN/m<sup>2</sup>) có giá trị tùy loại vật liệu (ximăng amiăng, vật liệu nhẹ không cháy, ...).

- Áp lực chân không

$$P_o = p_o n_o, \quad (4.25)$$

trong đó  $n_o$  - hệ số vượt tải,  $n_o = 1,2$  ;

$p_o$  - áp lực chân không tiêu chuẩn,  $p_o = 0,00025$  MPa.

- Tải trọng gió tác dụng theo hướng vuông góc với thân bể tạo nên áp lực gió hút lên mái bể.

$$P_g = W_o C_2 n_g \quad (4.26)$$

trong đó  $W_o$  - áp lực tốc độ tiêu chuẩn của gió (kN/m<sup>2</sup>) lấy theo quy phạm phụ thuộc vùng xây dựng bể ;

$C_2$  - hệ số khí động đối với mái,  $C_2 = 0,8$  ;

$n_g$  - hệ số vượt tải đối với gió hút,  $n_g = 0,8$ .

- Trọng lượng của thân bể và lớp cách nhiệt quanh thân nằm trên mức khảo sát

$$G_t = \gamma_t i \delta_i h_i n_1 + g_{cn} i h_i n_{cn} \quad (4.27)$$

trong đó  $\gamma_t$  - tỉ trọng thép,  $\gamma_t = 7850$  kG/m<sup>3</sup> ;

$i$  - số đoạn thân bể nằm trên mức khảo sát ;

$h_i$  - chiều cao mỗi đoạn thân nằm trên mức khảo sát ;

$\delta_i$  - chiều dày các đoạn thân nằm trên mức khảo sát.

Như vậy ứng suất dọc  $\sigma_1$  được tính theo công thức :

$$\sigma_1 = [G_m + G_{cn} + n_c(P_o - P_g)] \frac{r}{2\delta} + \frac{G_t}{\delta} \quad (4.28)$$

trong đó  $n_c$  - hệ số tổ hợp,  $n_c = 0,9$ .

◆ Ổn định của thân bể do ứng suất nén đều theo phương vòng

Điều kiện ổn định :  $\sigma_2 \leq \gamma \sigma_{th2}, \quad (4.29)$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 1$ .

$\sigma_{th2}$  - ứng suất nén tới hạn theo phương vòng xác định như sau :

- Khi  $0,5 \leq \frac{l}{r} \leq 10$

$$\sigma_{th2} = 0,55E \frac{r}{l} \left( \frac{\delta}{r} \right)^{3/2} \quad (4.30)$$

- Khi  $\frac{l}{r} \geq 20$

$$\sigma_{th2} = 0,17E \left( \frac{\delta}{r} \right)^2 \quad (4.31)$$

- Khi  $10 < \frac{l}{r} < 20$  giá trị  $\sigma_{th2}$  nội suy theo hai trường hợp trên.

$l$  - chiều dài vỏ trụ khảo sát (chiều cao của thân bể hoặc khoảng cách giữa các sườn vòng) ;

$\sigma_2$  - ứng suất nén đều theo phương bán kính gây bởi các tải trọng sau :

+ Tải trọng gió coi như phân bố đều xung quanh thân bể và quy đổi thành áp lực chân không quy ước :

$$P_{go} = 0,5W_o n_g k, \quad (4.32)$$

trong đó  $n_g$  - hệ số vượt tải với tải trọng gió,  $n_g = 1,2$  ;

$k$  - hệ số kể đến sự thay đổi tốc độ gió theo chiều cao.

+ Tải trọng chân không tính theo (4.25)

Tổng ứng suất nén vòng  $\sigma_2$

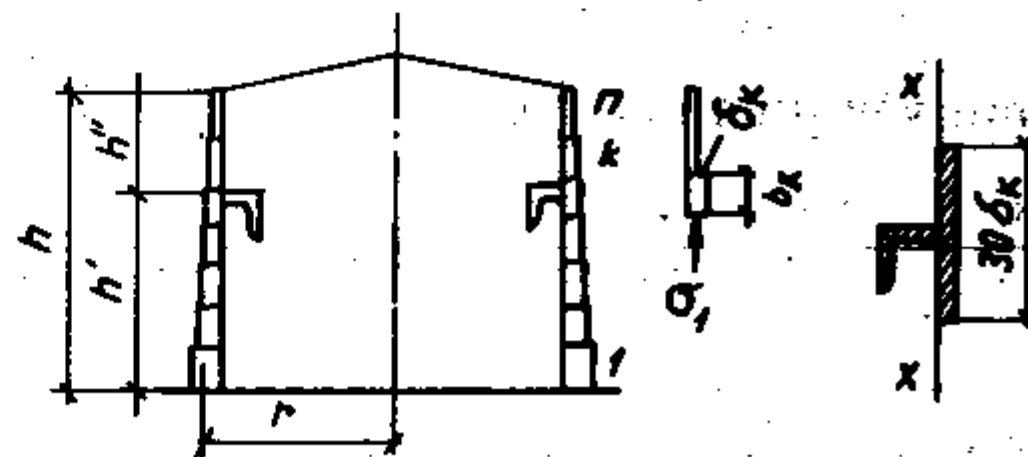
$$\sigma_2 = (P_{go} + P_o) \frac{n_c r}{\delta}, \quad (4.33)$$

trong đó  $n_c$  - hệ số tổ hợp,  $n_c = 0,9$ .

◆ Kiểm tra ổn định của thân bể do tác dụng đồng thời của ứng suất nén theo phương đường sinh  $\sigma_1$  và nén đều theo phương bán kính  $\sigma_2$  :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{th1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{th2}} \leq 1. \quad (4.34)$$

Khi điều kiện (4.34) không thỏa mãn phải tăng chiều dày vỏ. Nếu chiều dày phải tăng nhiều, thì hợp lý hơn nên tăng cường thân bằng các vành cứng trung gian (từ 1 đến 3 vành, h.4.16) nhằm tăng ứng suất tới hạn  $\sigma_{th2}$ . Khi đó trong công thức (4.30),



Hình 4.16. Sơ đồ tăng cường thân bể chứa bằng vành cứng



(4.31) thay  $l$  và  $\delta$  bằng chiều dài và chiều dày tương ứng của các đoạn vỏ giữa các sườn vòng  $h'$ ,  $h''$  (h.4.16), nếu chiều dày thay đổi thì dùng chiều dày trung bình  $\delta$ .

Vành cứng thường làm bằng thép góc, liên kết hàn vào thân. Diện tích của nó được xác định theo điều kiện ổn định khi nén đều theo phương bán kính vành theo công thức :

$$\frac{3EJ_x}{r^2} \geq (P_{g0} + P_0)an_c r, \quad (4.35)$$

trong đó  $a = \frac{h' + h''}{2}$  ;

$J_x$  - mômen quán tính so với phương thẳng đứng của tiết diện gồm vành cứng và phần vỏ có chiều rộng  $30\delta_k$  ( $\delta_k$  - chiều dày vỏ chỗ bố trí sườn vòng).

Sau khi có  $J_x$  theo (4.35) suy ra định hình thép góc vành.

#### • Nguyên tắc tính toán mái bệ

Mái bệ trụ đứng áp lực thấp được tính theo hai tổ hợp tải trọng.

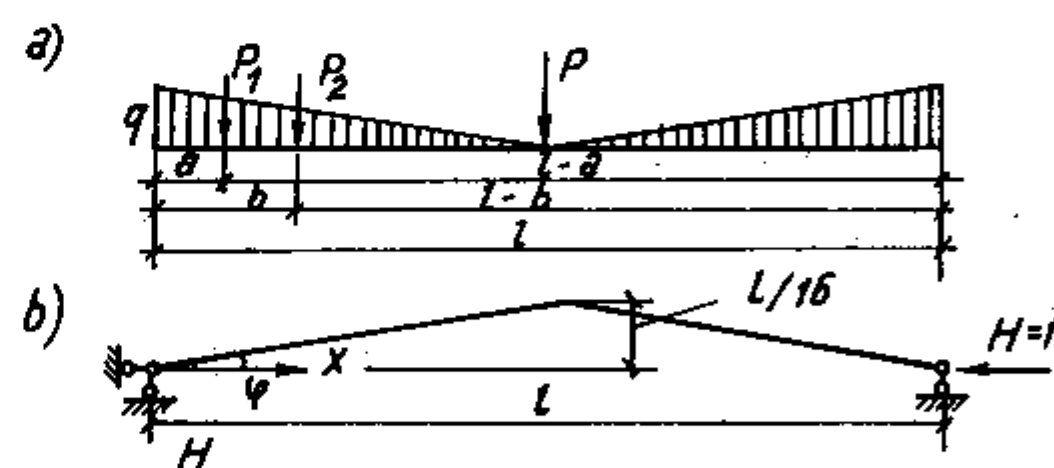
- Tổ hợp các tải trọng tác dụng lên mái có chiều từ trên xuống gồm : trọng lượng kết cấu mái, các lớp cách nhiệt, chân không.

$$p \downarrow = n_g g_m + n_{cn} g_{cn} + n_o p_o, \text{ daN/m}^2. \quad (4.36)$$

- Tổ hợp các tải trọng tác dụng có chiều từ dưới lên gồm : áp lực dư trong không gian hơi, gió hút và trọng lượng kết cấu mái.

$$p \uparrow = (n_2 p_d + n_g W_o C_2) n_c - n_1 g_m, \text{ daN/m}^2. \quad (4.37)$$

Với loại mái nón ghép từ các tấm, các dầm hướng tâm (sườn chịu lực của các tấm h.4.11) được tính như các dầm đơn giản kê lên thành bệ và cột trung tâm, có diện tích chịu tải tam giác hoặc hình thang. Dầm ngang của các tấm cũng tính như dầm đơn giản tựa lên các dầm hướng tâm.



Hình 4.17. Tính mái nón không có cột trung tâm

a) sơ đồ tính ; b) hệ cơ bản

Loại mái nón không có cột trung tâm, sườn hướng tâm của các tấm tính như dầm gẫy hai đầu tựa lên thành bệ, sơ đồ tính là hệ siêu tĩnh với một ẩn số là lực xô ngang  $H = X$  (h.4.17) chịu các tải trọng phân bố dạng tam giác hay hình thang và các lực tập trung  $P, P_1, P_2$  do các trang thiết bị trên mái.

Trong kết cấu mái treo (h.4.18a), ngoài hiệu ứng ở vùng chu vi ngoài và khu trung tâm, mặt mái làm việc như vỏ mỏng phi mômen. Dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều thẳng đứng  $p$ , phương trình mặt trung bình của mái có dạng :

$$y = \frac{h}{2p} \left( \frac{x^3}{r^3} - \frac{3x}{r} + 2 \right), \quad (4.38)$$

trong đó  $r$  - bán kính mái, tính đến mép trong của vành biên ;

$h$  - độ cao giữa mái ;

$p$  - tải trọng trên đơn vị diện tích mặt bằng mái do  $G_{mp}$ ,  $G_{cn}$  và  $P_o$ .

Lực kéo theo phương kinh tuyến ở biên dưới của mái :

$$N_o = \frac{pr^2}{3(h - rtg\varphi)}, \quad (4.39)$$

trong đó  $\varphi$  - góc của tiếp tuyến với đường cong kinh tuyến ở điểm biên dưới với phương ngang (thường dùng  $\varphi = 5^\circ$ ).

Lực kéo theo phương kinh tuyến tại tọa độ  $x$  :

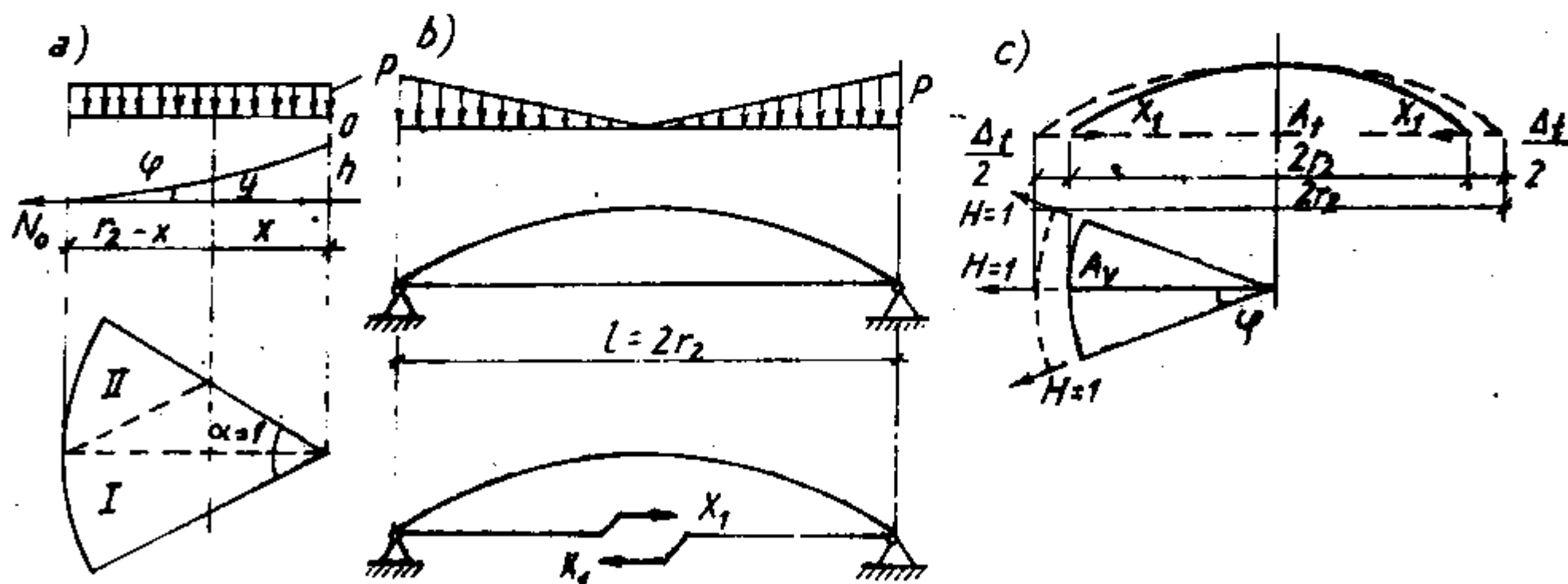
$$N_x = \frac{pr^3}{3x} (h - rtg\varphi). \quad (4.40)$$

Lực dọc trục lên cột trung tâm :

$$A = \pi r^2 p. \quad (4.41)$$

Đối với các loại mái cứng (mái nón)  $A = \frac{1}{3}\pi r^2 p$ , hai phần ba tải trọng mái tác dụng lên thân bệ.

Loại mái cầu ghép từ các tấm có các sườn cứng hướng tâm và vành cứng ở biên ngoài (h.4.13) được tính toán như cupôn sườn. Với tải trọng theo phương đứng, tách hệ thành những cặp sườn phẳng theo phương đường kính, sơ đồ tính như vòm với thanh cằng giả tưởng (h.4.18b, c).



**Hình 4.18.** Sơ đồ tính mái treo, mái cầu  
a) mái treo ; b) vòm hai khớp với thanh cằng quy ước ;  
c) vòm để xác định diện tích thanh cằng.

Diện tích thanh cằng giả tưởng  $A_t$  xác định theo điều kiện biến dạng của vành biên và của thanh cằng theo phương đường kính là như nhau :

$$A_1 = \frac{2\pi A_v}{n},$$

trong đó  $A_v$  - diện tích vành biên ;

$n$  - số lượng sườn theo phương bán kính cupôn.

Sau khi có  $A_1$ , giải bài toán siêu tĩnh vòm có thanh căng với một ẩn số là lực căng trong thanh  $X_1 = H$ , từ đó tìm được nội lực của hệ mái.

### c. Kích thước tối ưu của bể chứa

Theo nghiên cứu của B.G. Sukhốp thì bể chứa trụ đứng có chiều dày thân không đổi có trọng lượng thép nhỏ nhất khi trọng lượng của đáy và mái bằng nửa trọng lượng của thân ; bể chứa có chiều dày thân thay đổi có trọng lượng thép nhỏ nhất khi trọng lượng của đáy và mái bằng trọng lượng của thân. Điều này được chứng minh như sau :

#### • Đối với bể chứa có chiều dày thân không đổi

Thể tích thép của bể :

$$A = \pi DH\delta + \frac{\pi D^2}{4} \Delta, \quad (4.42)$$

trong đó  $D$  - đường kính bể ;

$\Delta = \delta_d + \delta_m$  - tổng chiều dày của đáy và mái ;

Thể tích bể :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} H.$$

Từ đó :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}. \quad (4.43)$$

Thay  $D$  theo (4.43) vào (4.42) ta có :

$$A = 2\delta \sqrt{\pi V H} + \frac{V\Delta}{H}. \quad (4.44)$$

Đạo hàm (4.44) theo  $H$  và đặt bằng không :

$$\frac{dA}{dH} = \delta \sqrt{\frac{\pi V}{H}} - \frac{V\Delta}{H^2} = 0 \quad (4.45)$$

Từ (4.45) rút ra chiều cao lợi nhất  $H_{ln}$  cho ta thể tích thép tối thiểu :

$$H_{ln} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \left(\frac{\Delta}{\delta}\right)^2}. \quad (4.46)$$

Thay  $H_{ln}$  vào (4.43) có đường kính lợi nhất :

$$D_{ln} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \frac{\delta}{\Delta}}. \quad (4.47)$$

Từ (4.45) có 
$$\delta \sqrt{\frac{\pi V}{H}} = \frac{V \Delta}{H^2}$$

hoặc 
$$\delta \sqrt{\pi \frac{\pi D^2}{4} H^2} = \frac{\pi D^2 H \Delta}{4H}$$
 ;

$$\frac{\pi D}{2} H \delta = \frac{\pi D^2}{4} \Delta \quad (4.48)$$

Vế trái của (4.48) là nửa thể tích thép thân, vế phải là thể tích thép đáy và mái.

• **Đối với bể chứa có chiều dày thân thay đổi**

Cách chứng minh tương tự như đối với bể chứa có chiều dày thân không đổi. Khi tính toán theo trạng thái tới hạn, trong công thức (4.46) thay

$$V = \pi r^2 H ; \delta = \frac{n_1 \gamma_1 H r}{\gamma R_{k,h}}$$

ta tính được chiều cao lợi nhất :

$$H_{ln} = \sqrt{\frac{\gamma R_{k,h} \Delta}{n_1 \gamma_1}} \quad (4.49)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc ;

$R_{k,h}$  - cường độ tính toán của đường hàn đối đầu khi chịu kéo ;

$n_1$  - hệ số vượt tải ;

$\gamma_1$  - tỉ trọng chất lỏng chứa trong bể.

Theo (4.49) khi  $\Delta$  thay đổi ít thì  $H_{ln}$  không thay đổi mấy, vì vậy với bể chứa có  $V = 2000 \div 5000 \text{ m}^3$  thường lấy  $H_{ln} = 12\text{m}$ .

Theo điều kiện kinh tế, bể chứa có chiều dày thân không đổi ( $\delta = 4 \div 5\text{mm}$ ) chỉ dùng khi thể tích  $V \leq 1000 \text{ m}^3$ .

## § 4.4. CÁC LOẠI BỂ CHỨA ĐẶC BIỆT ĐỂ GIỮ DẦU THỎ, XĂNG VÀ KHÍ HÓA LỎNG

### 1. Các biện pháp giảm sự mất mát sản phẩm dầu mỏ trong bể chứa

Sự mất mát sản phẩm dầu mỏ trong bể chứa là do hiện tượng bay hơi của sản phẩm trong quá trình chứa cũng như khi nạp và tháo sản phẩm. Để giảm sự mất mát này có thể dùng các biện pháp sau :

- Chứa sản phẩm dầu mỏ dưới áp lực cao (do hơi của sản phẩm được nén lại trong khoảng không của bể chứa). Đây là biện pháp hiệu quả nhất. Khi làm

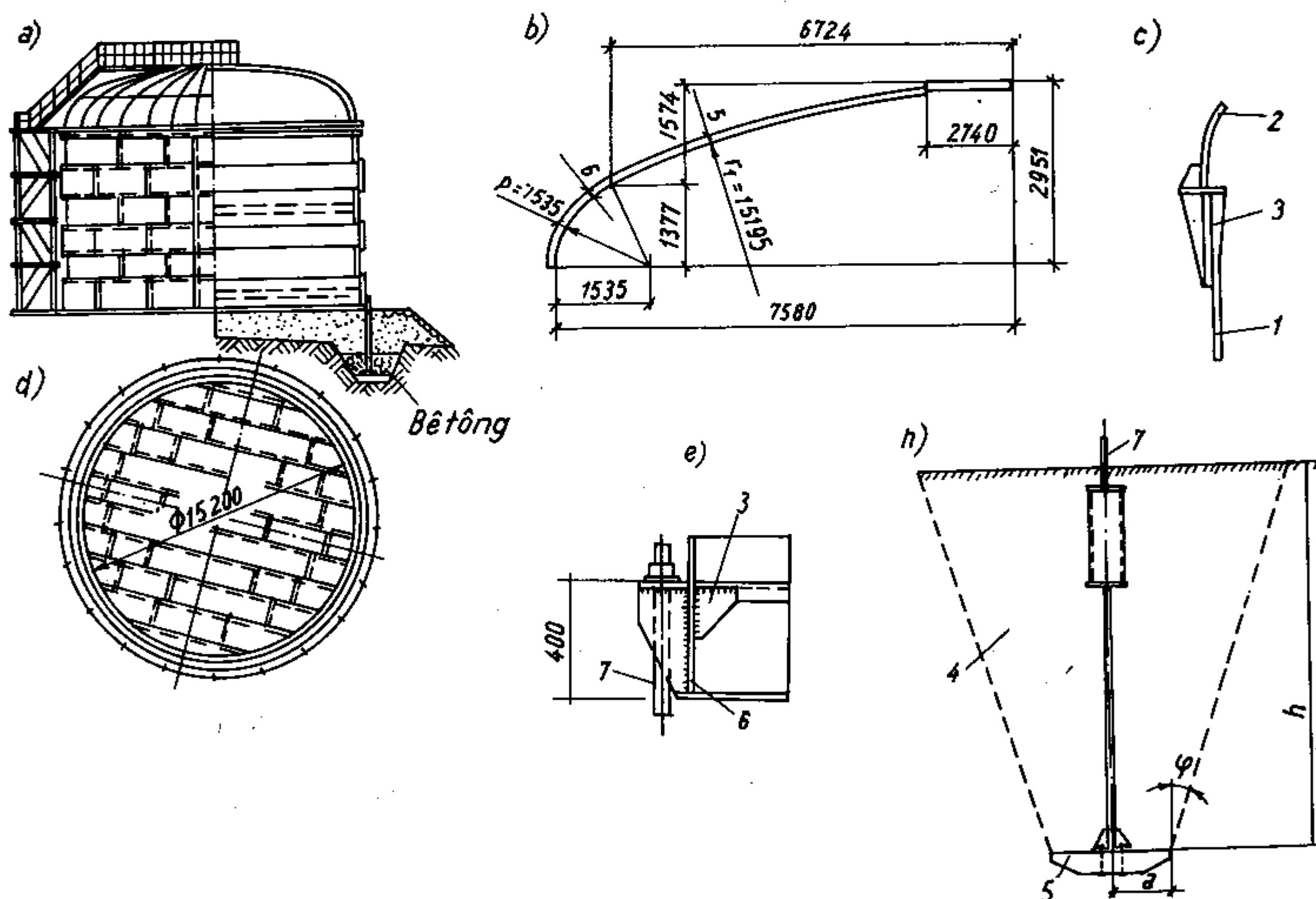
việc dưới áp lực cao ( $p_d > 0,002$  MPa), các loại mái nón, mái treo, mái cầu không dùng được nữa (do điều kiện bền và ổn định của mái). Các loại mái này được thay thế bằng mái trụ cầu, phồng cầu hoặc dùng loại bể chứa trụ ngang, bể hình giọt nước. Riêng hơi hóa lỏng dùng loại bể chứa hình cầu.

- Dùng mái tính cơ phao hoặc mái nổi để triệt không gian hơi.
- Giảm biên độ dao động nhiệt trên bề mặt bể bằng cách phủ sơn trắng hay sơn nhôm, hoặc chôn bể dưới đất (sâu 0,5 - 0,7m).

## 2. Bể chứa trụ đứng mái trụ cầu

### a. Cấu tạo

Loại bể này dùng để chứa sản phẩm dầu nhẹ (xăng) dưới áp lực dư  $P_d = 0,01 \div 0,07$  MPa ( $0,1 \div 0,7$  kG/cm<sup>2</sup>). Mái gồm các tấm cong chỉ theo phương kinh tuyến (h.4.19b) với bán kính cong  $r_1$  bằng đường kính thân bể, đoạn nối với thân có bán kính cong nhỏ hơn và bằng  $0,1r_1$ . Mái trụ cầu dễ sản xuất hơn mái phồng cầu vì các tấm mái chỉ uốn cong theo một phương (mái phồng cầu các tấm uốn cong theo hai phương).



**Hình 4.19. Bể trụ đứng áp lực cao mái trụ cầu**

- 1- khoang trên của thân ; 2- mái ; 3- sườn cứng ; 4- tháp đất nền giữ neo ;  
5- tấm bê tông neo ; 6- thân bể ; 7- bulông neo.

Ở mặt bằng, biên các tấm có dạng đa giác, được liên kết vành cứng (tấm thép ngang có sườn) uốn cong (h.4.19c). Các tấm được nối với nhau bằng liên kết chống với đường hàn góc. Ở trọng tâm mái là vỏ cầu thoai để đặt các thiết bị kỹ thuật.

## b. đặc điểm tính toán

### • Tính mái trụ cầu theo lý thuyết phi mômen

Mái được chia làm hai phần để tính

◆ Phần ở giữa ứng với bán kính cong  $r_1$  có dạng gần với mặt cầu nên tính theo các công thức của mái cầu thoải. Theo điều kiện bền :

$$\sigma = \frac{n_2 p_d r_1}{2 \delta_m} \leq \gamma R_{gh} \quad (4.50)$$

Theo điều kiện ổn định :

$$\sigma \leq \gamma \sigma_{th} \quad (4.51)$$

trong đó  $\sigma$  - tính theo (4.50) nhưng thay  $p_d$  bằng áp lực chân không  $p_0$ , trọng lượng mái và các lớp cách nhiệt với các hệ số vượt tải tương ứng ;

$$\sigma_{th} - \text{ứng suất tối hạn của mái cầu, } \sigma_{th} = \frac{0,1 E \delta_m}{r_1};$$

$\delta_m$  - chiều dày mái.

◆ Phần nối với thân có bán kính  $0,1r_1 = \rho$  tính theo lý thuyết vỏ tròn xoay với các bán kính cong  $\rho$  và  $r$  (bán kính thân). Ứng suất theo phương đường sinh do áp lực dư :

$$\sigma_1 = \frac{n_2 p_d \rho}{2 \delta_m} \leq \gamma R_{kh} \quad (4.52)$$

Ứng suất theo phương vòng tính theo (4.7) :

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left( 2 - \frac{r}{\rho} \right) \leq \gamma R_{gh} \quad (4.53)$$

trong đó  $R_{kh}$  ;  $R_{gh}$  - cường độ tính toán của đường hàn đối đầu chịu kéo và của đường hàn góc.

### • Tính bulông neo bệ

Khi trong bệ ít chất lỏng (chiều cao cột nước khoảng 300 mm), dưới tác dụng của áp lực dư lớn, phần xung quanh đáy có thể bị uốn, nâng lên cùng thân bệ, vì vậy phía dưới bệ cần bố trí các bulông neo quanh chu vi thân (h.4.19e). Lực nhổ tác dụng vào một bulông :

$$Z = \frac{n_2 p_d \pi r^2 - n_3 Q}{n} \quad (4.54)$$

trong đó  $Q$  - trọng lượng mái, thân bệ và một phần viền quanh đáy (chiều rộng khoảng 0,5 - 1m);

$n_3$  - hệ số vượt tải,  $n_3 = 0,9$  ;

$n$  - số lượng bulông.

Từ lực  $Z$  tính được diện tích bulông, kích thước tấm bulông neo và chiều dày lớp đất nền. Lực neo của bulông vào nền đất tính bằng công thức :

$$G = n_4 \gamma_d A_b h \left( 1 + \frac{h}{a} \operatorname{tg} \varphi \right) , \quad (4.55)$$

trong đó  $n_4$  - hệ số vượt tải,  $n_4 = 0,4$  ;

$\gamma_d$  - tỷ trọng lớp đất nền chặt ;

$A_b$  - diện tích tấm bê tông neo ;

$h$  - chiều sâu chôn tấm bê tông neo (h. 4.19h) ;

$a$  - bán kính tấm bê tông neo (hình tròn) hoặc một nửa cạnh của tấm (h.4.19h) ;

$\varphi$  - góc nội ma sát của đất nền.

Yêu cầu  $Z \leq G$ .

### 3. Bể chứa trụ ngang

#### a. Các đặc điểm chính và cấu tạo

Bể chứa trụ ngang dùng để chứa các sản phẩm dầu mỏ dưới áp lực dư  $p_d \leq 0,2$  MPa ( $2 \text{ kG/cm}^2$ ) và hơi hóa lỏng có  $p_d \leq 1,8$  MPa ( $18 \text{ kG/cm}^2$ ), áp lực chân không  $p_o < 0,1$  MPa. Thể tích bể  $V \leq 100 \text{ m}^3$  với các sản phẩm dầu và  $V \leq 300 \text{ m}^3$  đối với hơi hóa lỏng. Đường kính bể  $D = 1,4 + 4 \text{ m}$ , chiều dài bể  $l = 2 + 30 \text{ m}$ . Đường kính lợi nhất của bể như sau :

$$D_{\text{in}} = 0,8 \sqrt[3]{V} \quad \text{khi } p_d \leq 0,07 \text{ MPa} ;$$

$$D_{\text{in}} = 0,6 \sqrt[3]{V} \quad \text{khi } p_d > 0,07 \text{ MPa}.$$

Khi có  $V$ , từ  $D_{\text{in}}$  chọn ra chiều dài bể.

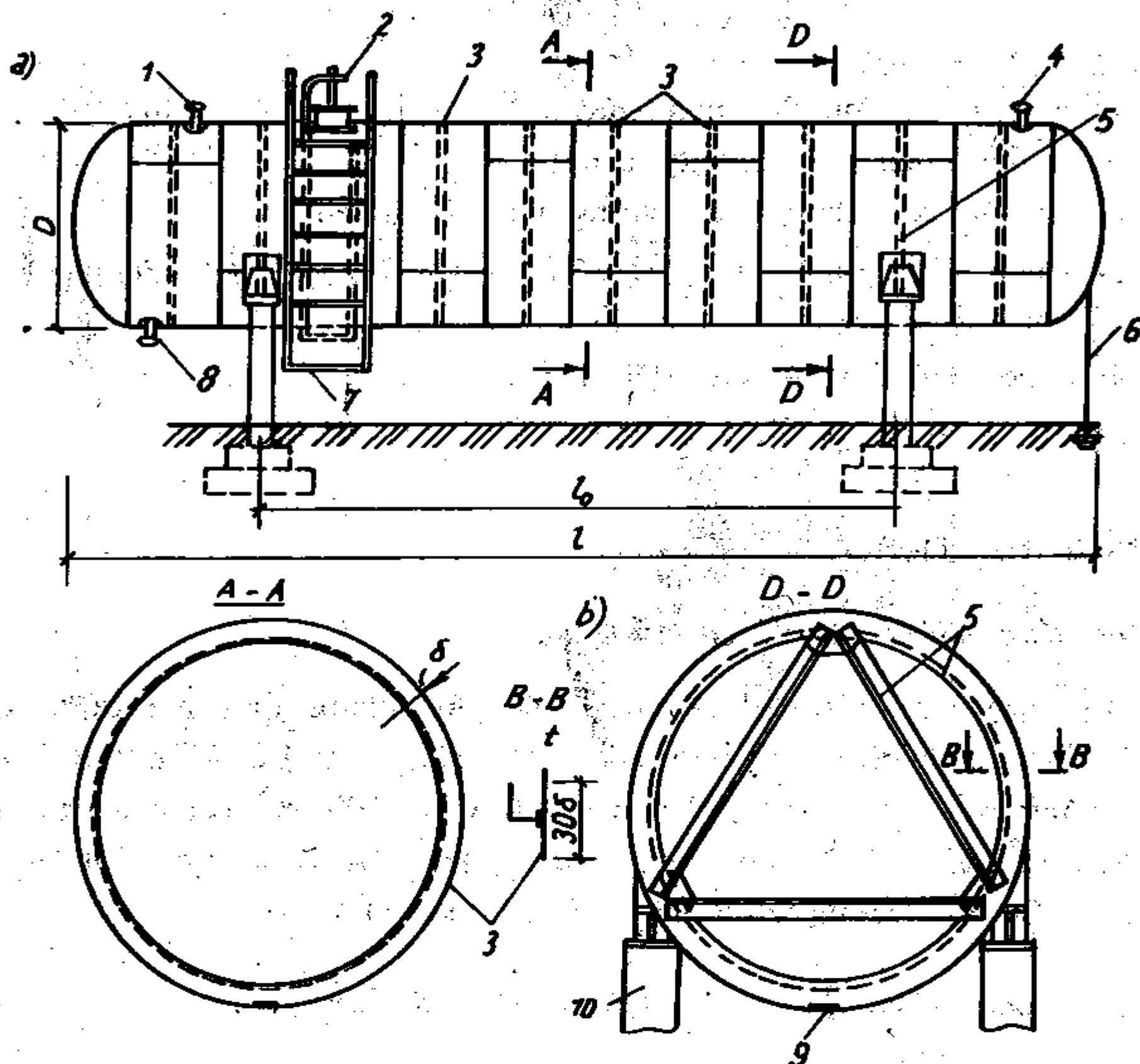
Bể chứa trụ ngang có các ưu điểm chính sau : hình dạng đơn giản, dễ chế tạo ; có khả năng chế tạo tại nhà máy rồi vận chuyển đến nơi xây dựng, có thể tăng đáng kể áp lực dư so với bể trụ đứng. Nhược điểm chính của nó là phải chi phí để xây dựng các gối tựa.

Bể trụ ngang gồm ba bộ phận chính : thân, đáy và gối tựa. thân bể bằng thép tấm có chiều dày  $\delta = 3 + 36 \text{ mm}$ , gồm nhiều khoang (h.4.20a). Các tấm thép trong cùng khoang và các khoang hàn với nhau bằng đường hàn đối đầu. Chiều rộng khoang bằng chiều rộng thép tấm định hình từ 1,5 đến 2m.

Để bảo đảm độ cứng của các khoang trong quá trình vận chuyển, lắp ráp và khi chịu áp lực chân không, nếu  $r/\delta > 200$  thì bên trong mỗi khoang phải đặt vành cứng bằng thép góc hàn vào thân bể (h.4.20b). Nếu  $r/\delta \leq 200$  thì chỉ cần đặt vành cứng tại các gối tựa.

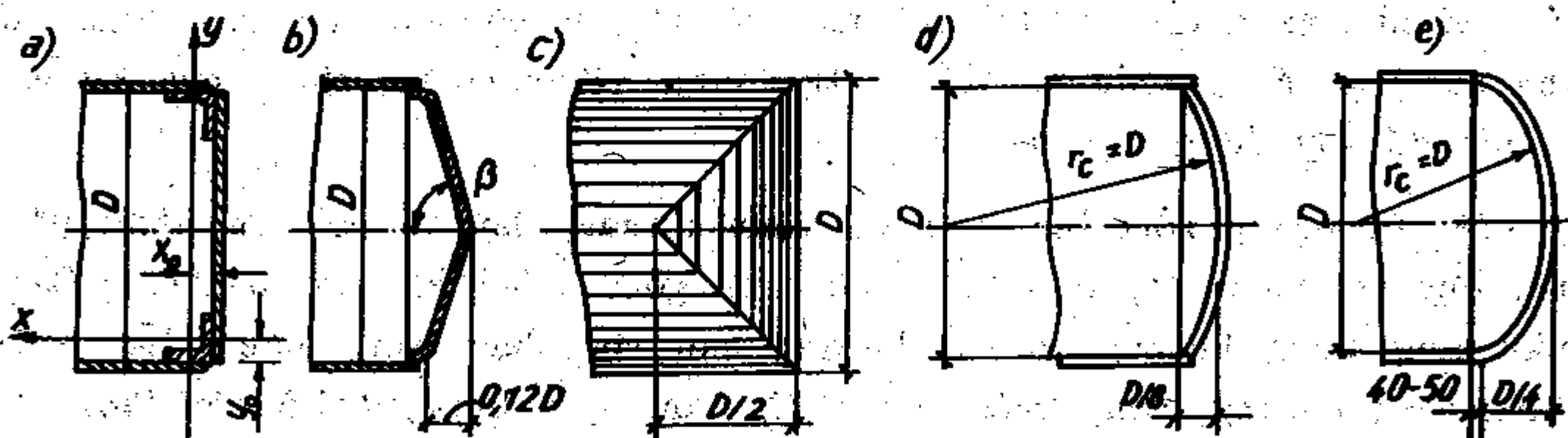
Đáy bể trụ ngang có hình dạng khác nhau : phẳng, nón, trụ, cầu, elip (h.4.21). Việc chọn dạng đáy phụ thuộc thể tích bể và giá trị của áp lực dư  $p_d$ .

Khi  $V \leq 100 \text{ m}^3$ ,  $p_d \leq 0,04 \text{ MPa}$  thì dùng đáy phẳng, nếu  $p_d \leq 0,05 \text{ MPa}$  dùng đáy nón. Khi  $V = 75 \div 150 \text{ m}^3$ , nếu  $p_d = 0,07 \div 0,15 \text{ MPa}$  thì dùng đáy trụ, nếu  $p_d \leq 0,2 \text{ MPa}$  dùng đáy cầu hoặc êlíp (chỗ nối thân và đáy có ứng suất cục bộ nhỏ nhất).



**Hình 4.20. Bể chứa trụ ngang**

1- ống nạp ; 2- lỗ quan sát ; 3- vành cứng ; 4- lỗ thông gió ; 5- sườn gối ;  
6- dây tiếp đất ; 7- cầu thang ; 8- lỗ hút ; 9- khe ở trên thép góc ; 10- gối đỡ.

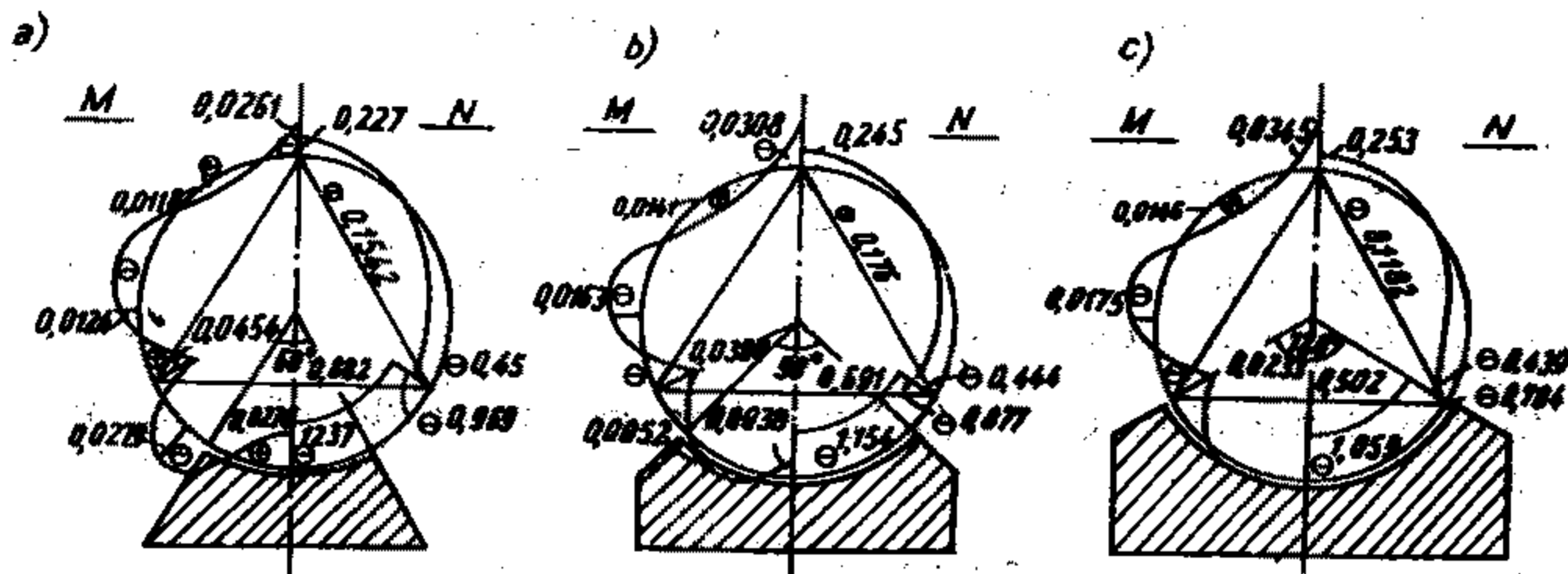


**Hình 4.21. Các loại đáy bể trụ ngang**

a) phẳng ; b) nón ; c) trụ ; d) cầu ; e) êlíp.

Bể chứa trên mặt đất tựa lên hai gối hình cong lõm (h.4.22) bằng bê tông, đá hộc xây, gạch xây hoặc gối tựa dạng thanh đứng (h.4.20b). Góc mở của gối tựa từ  $60^\circ$  đến  $120^\circ$ . Tại gối tựa nhất thiết phải đặt vành cứng bằng thép góc có các thanh chống dạng tam giác (h.4.20b).





Hình 4.22. Biểu đồ  $M$  và  $N$  trong vành cứng tại gối hình yên ngựa khi góc mở của gối bằng  $60^\circ$ ;  $90^\circ$  và  $120^\circ$ .

### b. Tính toán bể chứa trụ ngang

#### • Xác định vị trí gối tựa

Dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều  $q$  do trọng lượng bể và chất lỏng, bể làm việc như dầm mút thừa. Khoảng cách  $l_0$  giữa hai gối tựa xác định từ điều kiện sao cho mômen uốn ở gối và ở nhịp bằng nhau :

$$M_g = -\frac{qc^2}{2}; \quad M_{nh} = q\left(\frac{l_0^2}{8} - \frac{c^2}{2}\right), \quad (4.56)$$

trong đó  $c$  - độ nhô của côngxon ;

$$q = n_1\left(\frac{G}{l} + \gamma_1 \pi r^2\right);$$

$G$  - trọng lượng bể ;

$$l - \text{chiều dài tính toán của bể, } l = \frac{V}{\pi r^2}.$$

Cân bằng giá tuyệt đối của  $M_g$  và  $M_{nh}$  có  $l_0 = 0,586 l$ .

#### • Kiểm tra bên thân bể

#### ◆ Ứng suất dọc theo phương đường sinh :

$$\sigma_1 = \sigma_1' + \sigma_1'' \leq \gamma R, \quad (4.57)$$

trong đó  $\gamma = 0,8$  ;

$R$  - cường độ tính toán của thép ;

$\sigma_1'$  - ứng suất do uốn bể, tính như dầm đơn giản ;

$$\sigma_1' = \frac{M_{nh}}{W} = \frac{n_1\left(\frac{G}{l} + \gamma_1 \pi r^2\right)\left(\frac{l_0^2}{8} - \frac{c^2}{2}\right)}{\pi r^2 \delta}; \quad (4.58)$$

$\sigma_1''$  - ứng suất do áp lực dư và áp lực thủy tĩnh tác dụng lên đáy bể gây ra,

$$\sigma_1'' \approx \frac{\pi r^2 (n_2 p_d + n_1 \gamma_1 r)}{2\pi r \delta} = \frac{(n_2 p_d + n_1 \gamma_1 r)r}{2\delta}; \quad (4.59)$$

$W$  - mômen kháng của thiết diện bể,  $W = \pi r^2 \delta$ .

Công thức (4.59) là gần đúng vì coi như áp lực thủy tĩnh tác dụng lên đáy bể là đều và lấy giá trị trung bình.

- ◆ Ứng suất kéo vòng do áp lực thủy tĩnh và áp lực dư tại vùng dưới của bể :

$$\sigma_2 = \frac{(n_2 p_d + n_1 \gamma_1 2r)r}{\delta} \leq \gamma R \quad (4.60)$$

- ◆ Công thức kiểm tra bền: Thân bể có trạng thái ứng suất phẳng nên ngoài các điều kiện (4.57), (4.60) còn kiểm tra bền theo ứng suất tương đương  $\sigma_{td}$

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leq \eta \varphi_h R, \quad (4.61)$$

trong đó  $\eta$  - hệ số tăng độ tin cậy do kể đến đặc tính dễ cháy và dễ nổ của sản phẩm,  $\eta = 0,9$ ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 0,8$ ;

$\varphi_h$  - hệ số độ bền của liên kết hàn đối đầu khi hàn tự động có hàn đáy hai phía (các loại đường hàn khác không được dùng trong loại bể chứa này),  $\varphi_h = 1$ , ( $\varphi_h = \frac{R_{kh}}{R}$ ).

#### • Kiểm tra ổn định thân bể

Do tác động của áp lực chân không  $p_o$  khi tháo chất lỏng khỏi bể hoặc do nhiệt độ môi trường hạ thấp, bể có thể mất ổn định. Kiểm tra ổn định thân bể theo công thức (4.34) trong đó

$$\sigma_1 = \frac{n_o p_o r}{2\delta}; \quad \sigma_2 = \frac{n_o p_o r}{\delta} \quad (4.62)$$

Các ứng suất tới hạn  $\sigma_{th1}, \sigma_{th2}$  xác định giống như đối với bể trụ đứng.

#### • Tính đáy bể

- ◆ Tính đáy phẳng. Áp lực dư gây kéo trong đáy và nén trong vành gối (h.4.21a). Ứng suất kéo tại trọng tâm đáy là :

$$\sigma_d = \frac{T_d}{\delta_d}; \quad T_d = \frac{p_d d_d^2}{16f_o}, \quad (4.63)$$

trong đó  $f_o$  - độ võng tại trọng tâm đáy xác định theo kết quả thí nghiệm

$$f_o = \frac{d_d}{4} \sqrt[3]{3p_d \left[ \frac{(1-\mu)d_d}{2E\delta_d} + \frac{d_d^2}{4EA_v} \left( 1 + \frac{A_v y_o^2}{J_x} \right) \right]}; \quad (4.64)$$

ở đây  $d_d$  - đường kính đáy ;  
 $A_v$  - diện tích thép góc vành đáy ;  
 $J_x$  - mômen quán tính thép góc vành với trục  $x$  ;  
 $x_o, y_o$  - tọa độ mặt ngoài thép góc vành (h.4.21a) với  $x, y$  là các trục  
tọa độ qua trọng tâm thép góc vành.

◆ *Đáy nón* khi chịu tác dụng của áp lực dư, các ứng suất pháp tính theo công thức :

+ Ứng suất theo phương đường sinh

$$\sigma_1 = \frac{n_2 p_d r}{2\delta_d \cos\beta} \quad (4.65)$$

+ Ứng suất theo phương vòng

$$\sigma_2 = \frac{n_2 p_d r}{\delta_d \cos\beta} \quad (4.66)$$

trong đó  $r$  - bán kính bề ;

$\beta$  - góc của đường sinh với trục ngang của bề (h.4.21b).

Kiểm tra ổn định của đáy nón do tác dụng của áp lực chân không và lực dọc theo phương đường sinh (h.4.2) theo công thức :

$$\frac{N}{N_{th}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{th2}} \leq \gamma \quad (4.67)$$

trong đó  $N$  - lực nén dọc trục bề do áp lực chân không tác dụng vào đáy bề  
gây nên :  $N \leq \gamma N_{th}$  ;  $N = \pi r_1^2 n_o p_o$  ;

$N_{th}$  - lực nén tới hạn dọc trục,  $N_{th} = 2\pi r' \delta_d \sigma_{th1} \cos^2\beta$  ;

$$r' = \frac{0,9r_1 + 0,1r_o}{\cos\beta} ;$$

$\sigma_{th1}$  - tính theo (4.21) khi thay  $r = r'$  ;

$r_1, r_o$  - bán kính đáy và đỉnh nón,  $r_1 = r$  ;

$\sigma_2$  - ứng suất vòng do áp lực  $p_o$  ,  $\sigma_2 = \frac{n_o p_o r^2}{\delta_d}$  ;

$$\sigma_{th2} = 0,55E \frac{r'}{h} \left( \frac{\delta_d}{r'} \right)^{3/2} ; \quad (4.68)$$

$h$  - chiều cao vỏ nón (h.4.2).

◆ *Đáy cầu* có bán kính cong bằng đường kính thân bề, ứng suất do áp lực dư là :

$$\sigma = \frac{n_2 p_d r_c}{2\delta_d} \quad (4.69)$$

trong đó  $r_c$  - bán kính đáy cầu (thường  $r_c = 2r$  ;  $r$  - bán kính thân).

Ổn định của đáy cầu do áp lực chân không kiểm tra theo công thức :

$$\sigma \leq \gamma \sigma_{th}, \quad (4.70)$$

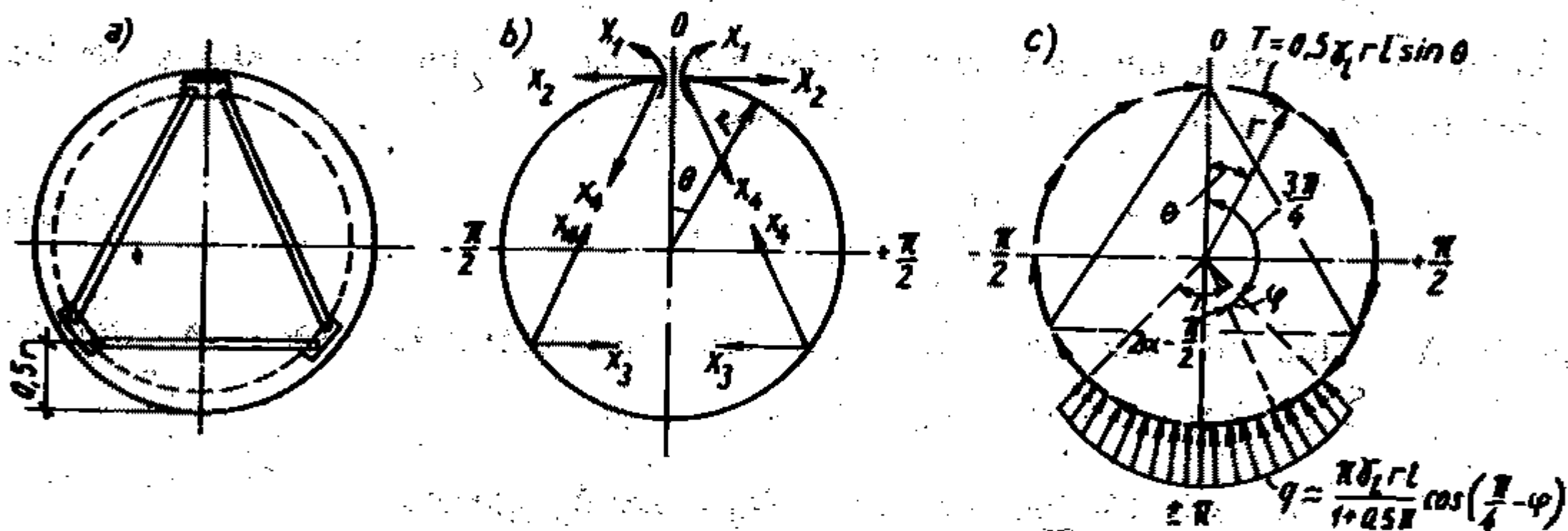
trong đó  $\sigma = \frac{n_0 p_0 r_c}{2\delta_d}$  ;

$\sigma_{th}$  - ứng suất tới hạn của vỏ cầu,  $\sigma_{th} = 0,1 \frac{E\delta_d}{r_c} \leq R$  ;

( $R$  - cường độ tính toán của thép).

• Tính toán vành gối

Vành gối có nội lực lớn nhất khi bể chứa đầy chất lỏng. Vành gối chịu tác dụng của lực trượt  $T$  từ vỏ truyền lên (do áp lực thủy tĩnh của chất lỏng và trọng lượng bản thân vỏ) và phản lực của gối tựa dạng cong lõm hay cột chống đứng. Hình 4.23c là sơ đồ lực trượt phân bố  $T$  trong vành và phản lực gối dạng cong lõm cho trường hợp chỉ có tác dụng của áp lực thủy tĩnh.



Hình 4.23. Sơ đồ tính vành gối

Hệ cơ bản để tính vành có thanh chống dạng tam giác như trên hình 4.23b. Tính theo phương pháp lực bài toán gồm bốn ẩn số. Kết quả giải thể hiện như trên sơ đồ nội lực quy đổi (h.4.22) đối với ba trị số của góc mở của gối tựa :  $60^\circ$  ;  $90^\circ$  và  $120^\circ$ . Muốn tìm giá trị mômen của vành trong một bể nào đó chỉ việc lấy trị số của biểu đồ  $M$  (nửa trái) nhân với lượng

$$n_1 \gamma_l r^3 + \frac{n_1 G r}{\pi} \quad (G - \text{trọng lượng bể}).$$

Để tìm lực dọc trong vành và trong các thanh chống ta nhân trị số biểu đồ  $N$  (nửa phải) với lượng  $n_1 \gamma_l r^2 + n_1 G / \pi$ .

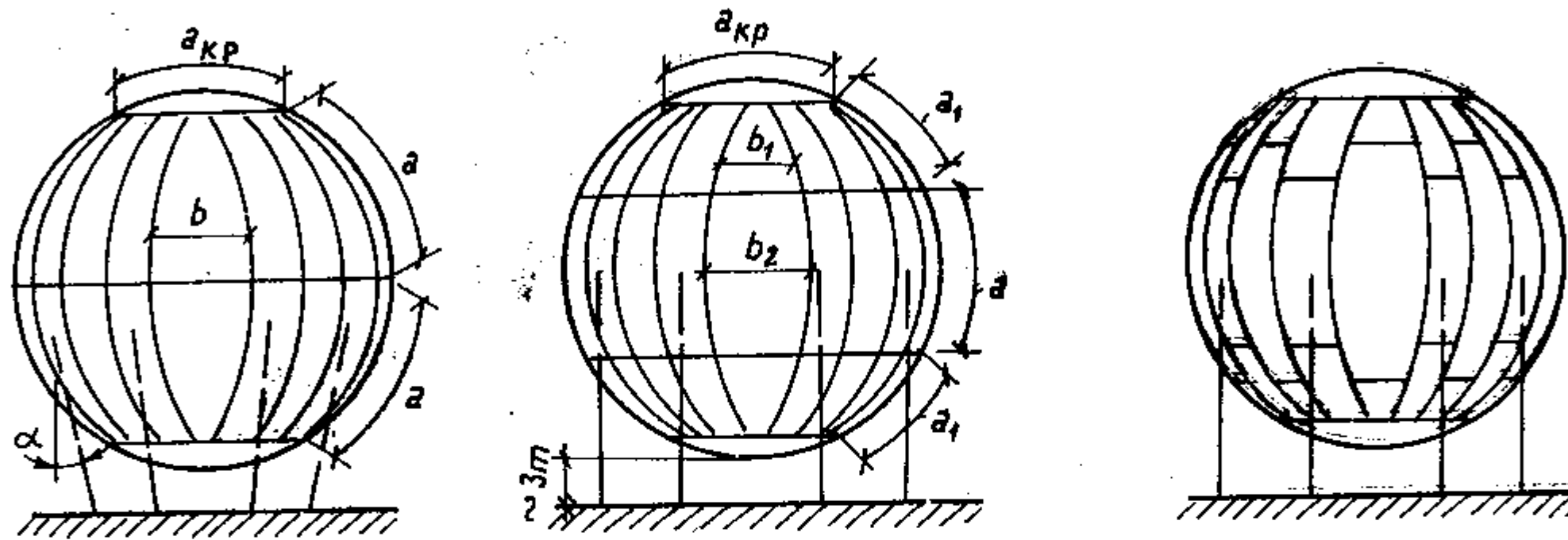
Tiết diện tính toán của vành gối gồm tiết diện thép góc cộng với phần bản rộng 305 (h.4.20b).

## 4. Bể cầu

### a. Đặc điểm chính và cấu tạo

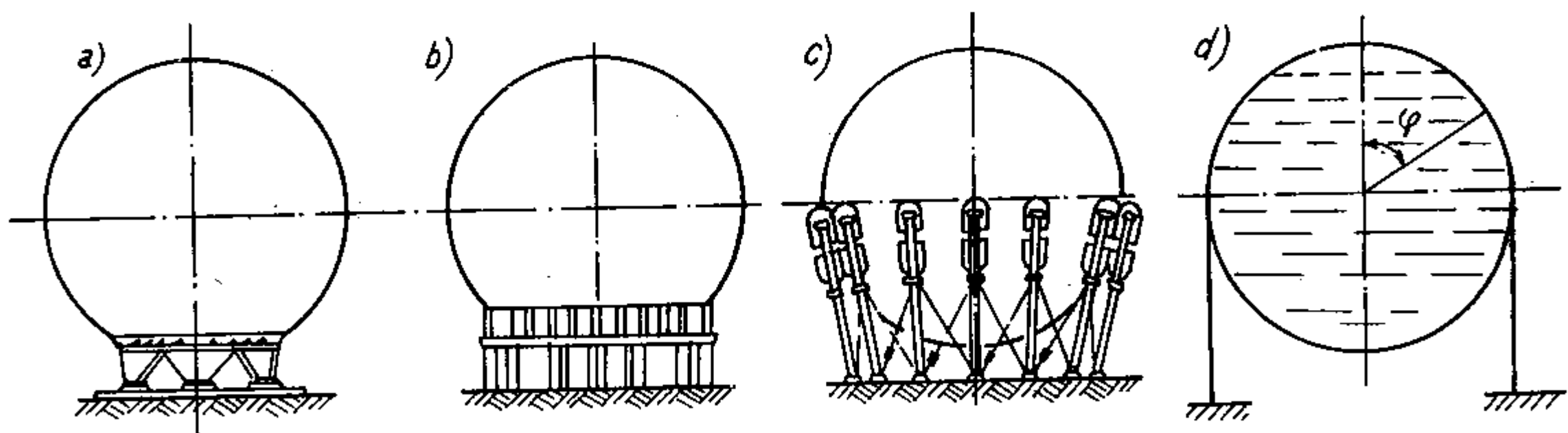
Bể cầu dùng để chứa hơi hóa lỏng với áp lực dư  $p_d = 0,25 + 1,8 \text{ MPa}$  ( $2,5 + 18 \text{ kG/cm}^3$ ), thể tích bể  $V = 600 + 4000 \text{ m}^3$ .

Chế tạo bể cầu phức tạp hơn nhiều so với bể trụ. Bể ghép từ các tấm cong hai chiều được chế tạo bằng cách cán nguội hoặc dập nóng (khi chiều dày lớn). Các tấm (có chiều dày  $\delta \leq 36 \text{ mm}$ ) được hàn với nhau bằng đường hàn đối đầu. Cách chia các tấm trên mặt cầu có nhiều dạng khác nhau: múi kinh tuyến với các mạch nối song song hoặc so le (h.4.24).



Hình 4.24. Các dạng chia tấm của bể cầu

Bể được cấu tạo trên gối dạng vành hay thanh chống bằng thép ống hoặc thép I (h.4.25). Dùng thanh chống bảo đảm được biến dạng nhiệt tự do cho bể. Các thanh chống nên tiếp xúc với mặt bể (để giảm ứng suất cục bộ) và không tỳ vào đường hàn nối các tấm của vỏ bể.



Hình 4.25. Gối tựa của bể cầu

a; b; c) - các dạng gối bể cầu; d) - sơ đồ tính ứng suất thân bể.

### b. Tính toán thân bể theo điều kiện bền

Thân bể tính theo áp lực dư và áp lực thủy tĩnh khi đầy chất lỏng, các ứng suất:

$$\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{[n_2 p_d + n_1 \gamma_1 (1 - \cos \varphi) r] r}{2\delta} \leq \gamma R, \quad (4.71)$$

trong đó  $\varphi$  - góc xác định mức của điểm khảo sát (h.4.25d)

Chiều dày thân bể tại điểm thấp nhất tính theo công thức :

$$\delta = \frac{[n_2 p_d + n_1 \gamma_1 (1 - \cos \varphi) r] r}{2\gamma \gamma_n R_{kh}} \quad (4.72)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 0,7$ ;

$\gamma_n$  - hệ số độ tin cậy đối với tính dễ nổ cháy của vật liệu,  $\gamma_n = 0,9$ ;

$n_1 = 1,1$  ;  $n_2 = 1,2$ .

Chiều dày thân thường tăng lên 2 mm kể đến sự dãn mỏng khi cán hoặc dập tấm thép.

### c. Tính toán ổn định thân bể

Khi nhiệt độ hạ thấp, trong bể xuất hiện áp lực chân không, nếu  $r/\delta \leq 750$  bể được kiểm tra ổn định theo điều kiện (4.70).

### d. Tính thanh đứng gối bể

Thanh đứng đỡ bể được tính với trọng lượng, các trang thiết bị, nước đầy bể và gió. Khi kể đến sự nén lún của một trong số các thanh đứng khi nén lún không đều, nội lực trong một thanh sẽ tăng lên  $n/(n - 1)$  lần ( $n$  - số lượng thanh đứng), khi đó giá trị lực nén trong một thanh là :

$$N = \frac{n}{(n - 1) \cos \alpha} \left( 1,3.4 \pi r^2 \delta \gamma_1 n_1 + V \gamma_1 n_1 + c q_0 \pi r^2 n_g \frac{2H}{nr} \right), \quad (4.73)$$

trong đó  $n_1, n_g$  - các hệ số vượt tải trọng lượng bể, trọng lượng chất lỏng và gió,  $n_1 = 1,1$  ,  $n_g = 1,2$  ;

$\gamma_v, \gamma_l$  - tỷ trọng của thép và chất lỏng;

$c$  - hệ số khí động của gió,  $c = 0,5$  ;

$q_0$  - áp lực tốc độ tiêu chuẩn của gió ;

$H$  - khoảng cách từ mặt đất đến trọng tâm diện tác dụng của gió.

## § 4.5. BỂ CHỨA KHÍ

### 1. Phạm vi dùng, phân loại

Bể chứa khí dùng để chứa, pha trộn các loại khí hoặc điều chỉnh áp lực trong mạng khí.

Bể chứa khí thường dùng trong nhà máy luyện kim, nhà máy hóa chất, hóa dầu hoặc cấp khí đốt cho thành phố.

Theo cấu tạo và đặc tính sử dụng chia làm hai loại : bể chứa có thể tích thay đổi (ướt hoặc khô); bể chứa có thể tích không đổi.

Bể chứa có thể tích thay đổi là loại bể áp lực thấp, áp lực dư

$$p_d = 0,004 \div 0,005 \text{ MPa } (0,04 \div 0,05 \text{ kG/cm}^2).$$

Bể chứa có thể tích không đổi là bể áp lực cao

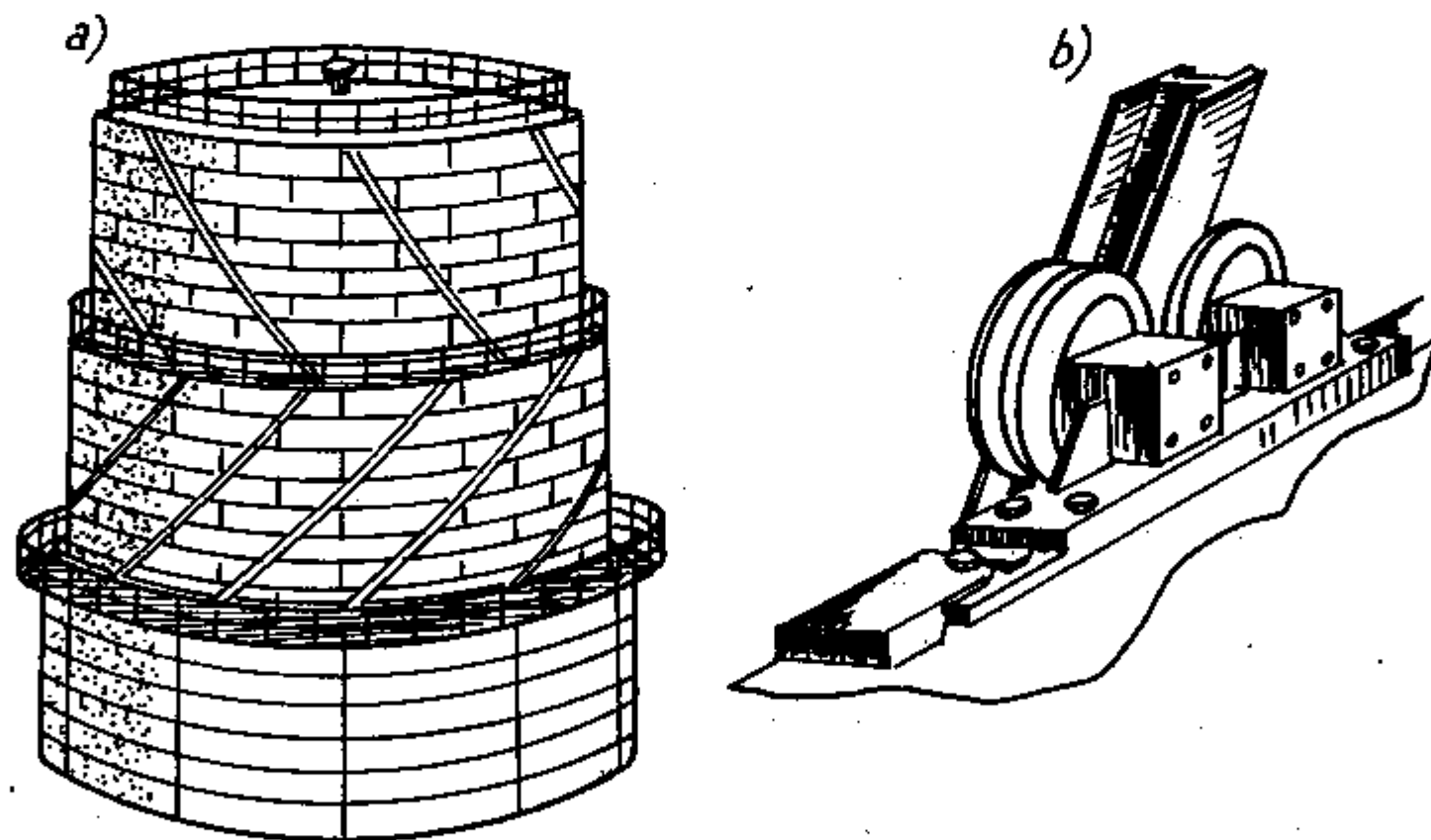
$$p_d = 0,25 \div 2 \text{ MPa } (2,5 \div 20 \text{ kG/cm}^2).$$

## 2. Bể chứa có thể tích thay đổi

### a. Bể ướt (h.4.26)

#### • Cấu tạo

Bể ướt có thể tích  $V = 100 \div 30\,000 \text{ m}^3$ . Bể gồm bốn bộ phận chính : dưới cùng là bể trụ đứng cố định, chứa đầy nước ; trên cùng là ống mái dáy dưới hở, phía trên có mái dạng cầu thoải ; giữa ống mái và bể trụ là các ống lồng có thể chuyển động lên xuống theo các trụ định hướng. Trụ định hướng có thể dạng thẳng đứng cố định (h.4.27a) hoặc xoắn ốc (các thanh có bánh xe gắn ở hai đầu, nâng chéo lên cùng với các ống lồng h.4.26). Ngoài ra còn các bộ phận khác như : cầu thang, sàn công tác, móng vòng, ống nhận và cấp khí.



Hình 4.26. Dạng chung bể ướt

a) trụ định hướng xoắn ốc ; b) con lăn định hướng.

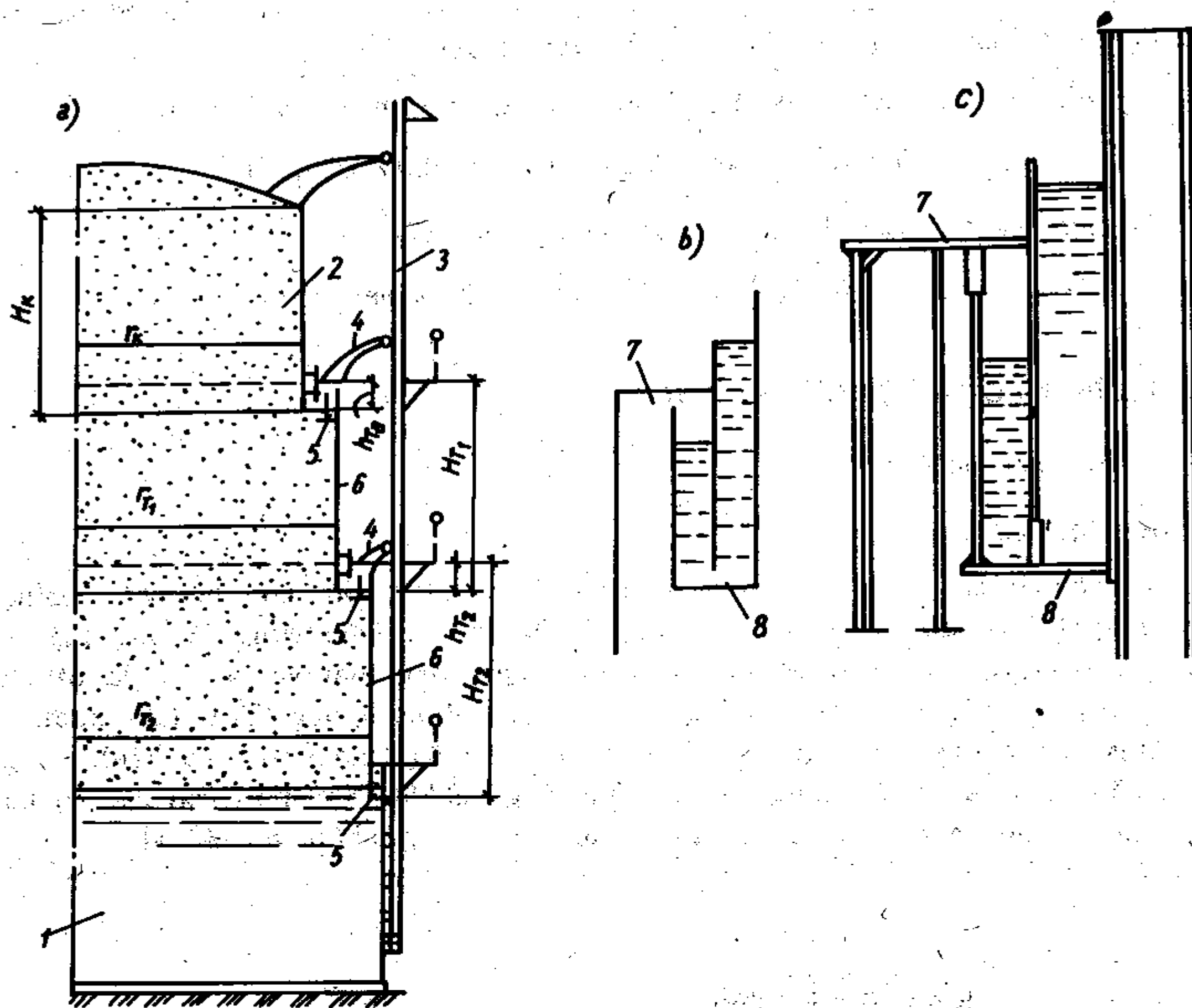
Cấu tạo bể chứa, thân ống mái và ống lồng giống bể chứa trụ đứng (xem §4.2). Kích thước lợi nhất của bể ướt lấy theo điều kiện :

$$D \approx H \tag{4.74}$$

trong đó  $D$  - đường kính trung bình của bể ;

$H$  - chiều cao của bể khi ống mái ở vị trí cao nhất.

Khi thể tích bể  $V < 10\ 000\ m^3$  thì không cần ống lồng (chỉ có bể trụ và ống mái).



Hình 4.27. Sơ đồ bể nổi

- 1- bể nước ; 2- ống mái ; 3- thanh định hướng ; 4- con lăn định hướng trên ;  
 5- con lăn định hướng dưới ; 6- ống lồng ; 7- máng trên ; 8- máng dưới

Để bảo đảm tính kín, liên kết giữa các ống lồng, ống mái là van nước gồm hai máng lồng vào nhau (h.4.27 b,c). Khi bể chứa đầy khí, áp lực khí nâng ống mái lên, máng dưới của ống mái chứa đầy nước (lấy ở bể dưới) cũng nâng lên, móc vào máng trên của ống lồng và kéo ống lồng lên theo. Nước trong hai máng bảo đảm tính kín của bể. Để không chế áp lực hơi trong bể, trên chu vi mái và trong các ống lồng cần đặt các vật nặng (bê tông, gang).

#### • Tính toán bể nổi

Áp lực dư trong bể đạt giá trị lớn nhất  $p_{dmax}$  khi ống mái ở vị trí trên cùng là :

$$p_{dmax} = \frac{4}{\pi D^2} \left[ Q - \frac{V_i}{\gamma_i} - V(\gamma_{tk} - \gamma_k) \right], \quad (4.75)$$



trong đó  $p_{dmax}$  - áp lực dư lớn nhất đối với bể chứa hơi,  $p_{dmax} = 0,1 \text{ MPa}$  ;

$D$  - đường kính ống mái ;

$Q$  - tổng trọng lượng của ống, mái, ống lồng, nước trong van, đối trọng, trang thiết bị ...,  $Q = \sum Q_i$  ;

$V_1$  - thể tích phần ngập trong nước của ống mái, ống lồng trung gian ;

$\gamma_t$  - trọng lượng riêng của thép ;

$V$  - thể tích khí trong bể ;

$\gamma_{kk}$  - trọng lượng riêng của không khí ;

$\gamma_k$  - trọng lượng riêng của khí chứa trong bể.

Chiều dày của thân bể chứa nước  $\delta_b$  được tính theo công thức :

$$\delta_b = \frac{(n_1 \gamma_t h_x + p_d n_2) r}{\gamma R_{kh}}, \quad (4.76)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của bể nước,  $\gamma = 0,8$  ;

$h_x$  - độ sâu từ mặt nước đến điểm khảo sát ;

$r$  - bán kính bể.

Chiều dày của ống mái và ống lồng :

$$\delta = \frac{n_2 p_d r}{\gamma R_{kh}}, \quad (4.77)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của ống mái và ống lồng,  $\gamma = 1$ .

Khi tính theo (4.77),  $\delta$  có giá trị nhỏ nên thường lấy  $\delta \geq 3 \div 5 \text{ mm}$ .

Thép tấm mái của ống mái thường chỉ tựa tự do lên hệ cupôn ở dưới (hoặc dạng các vòm kèo hướng tâm) và chỉ liên kết với vành biên nên mái chịu toàn bộ áp lực dư và tính như vỏ cầu thoải. Chiều dày mái tính theo công thức :

$$\delta_m = \frac{n_2 p_d^* r_c}{2\gamma R_{kh}}, \quad (4.78)$$

trong đó  $p_d^*$  - hiệu số áp lực dư và trọng lượng mái,  $p_d^* = p_d - \rho_m$  ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của mái,  $\gamma = 1$  ;

$r_c$  - bán kính mái cầu.

Cột định hướng có sơ đồ tính như côngxon ngầm ở dưới, chịu tải trọng thẳng đứng của các sàn công tác và lực gió tác dụng lên thành bể truyền qua các bánh xe tl lên cột.

Từ công thức (4.75) có thể xác định sơ bộ trọng lượng của vật nặng :

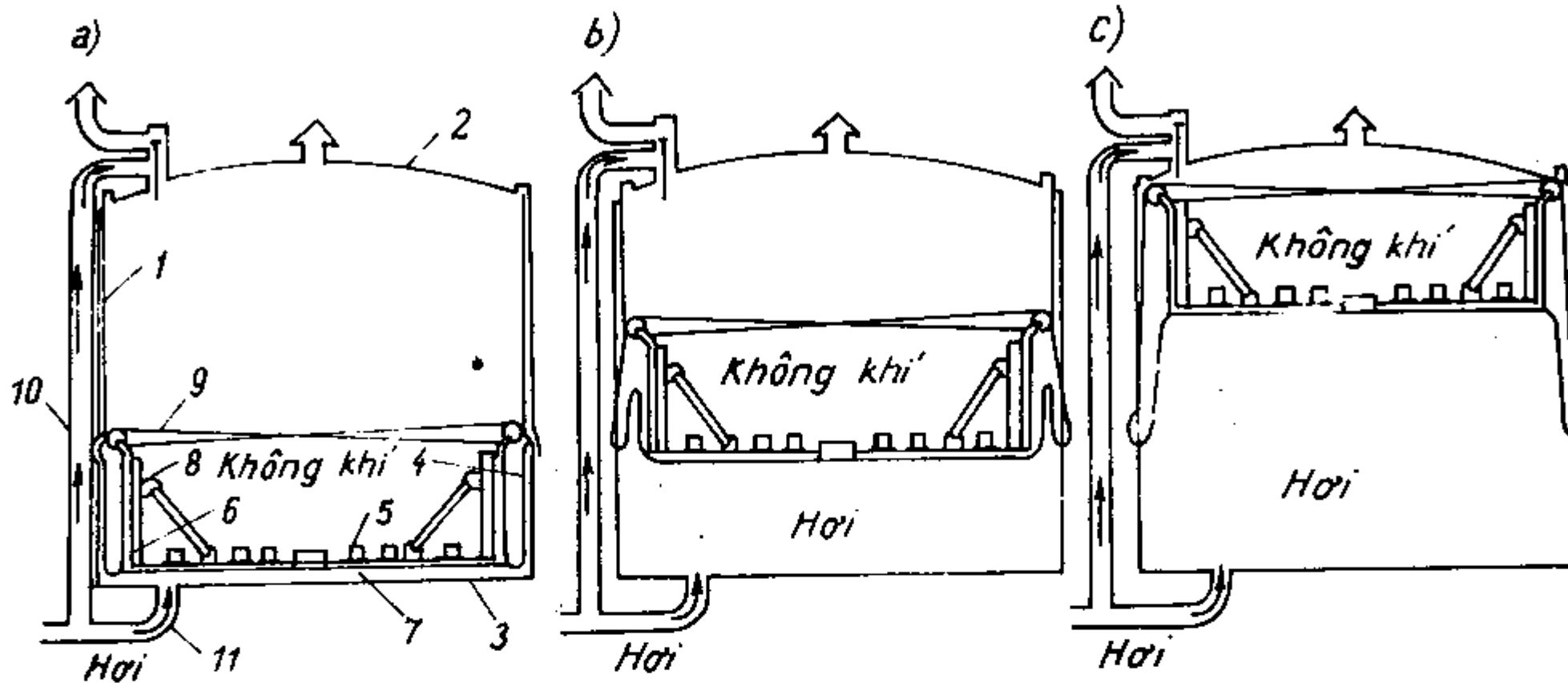
$$Q^* = \frac{p_d \pi D^2}{4}$$

## b. Bể khô

### • Cấu tạo

Bể khô dùng để chứa các loại hơi có nồng độ cao ( $\geq 99\%$ ) và không cho phép bị ẩm (etylen, propylen, ...). Thể tích bể  $V = 10\ 000 \div 600\ 000\ m^3$ .

Cấu tạo bể gồm vỏ trụ đứng, đáy phẳng đặt trên nền cát. Mái bể hình cầu bằng thép tấm dày 3 mm tựa trên sườn là các thép hình I, [ uốn cong đặt theo phương đường kính (h.4.28).



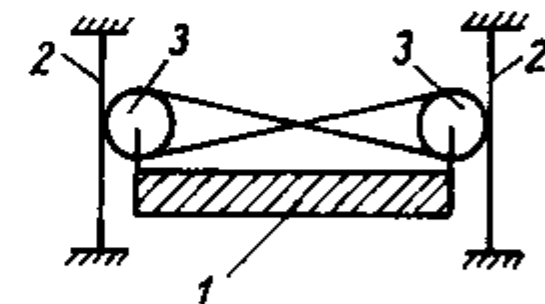
**Hình 4.28. Sơ đồ làm việc của bể khô**

a) không chứa hơi ; b) hơi nửa bể ; c) hơi đầy bể

- 1- thân bể ; 2- mái bể ; 3- đáy bể ; 4- gioăng vải tấm cao su ; 5- dối trọng bê tông ;  
6- thân pittông ; 7- đáy pittông ; 8- thanh chống ; 9- dây giữ thẳng bằng cho pittông ;  
10- ống đứng xả hơi ; 11- ống nạp hơi.

Bên trong bể là kết cấu đặc biệt như pittông, có thể dịch chuyển lên xuống do áp lực đẩy của hơi. Pittông có khung bằng thép, xung quanh và đáy bằng thép tấm.

Để bảo đảm kín hơi, giữa thành bể và pittông có đặt một lớp đặc (gioăng) bằng vải tấm cao su. Khi dịch chuyển pittông được giữ thẳng bằng trong mặt phẳng ngang nhờ các bánh xe ròng rọc với hệ cáp giao nhau gắn ở phía trên của pittông (h.4.29).



**Hình 4.29. Hệ thống giữ thẳng bằng của pittông**  
1- pittông ; 2- cáp ; 3- bánh xe

Để khống chế áp lực trong bể, trên đáy pittông đặt vật nặng (bằng bê tông...). Bể vận hành tự động, khi áp lực hơi đủ lớn, pittông dịch chuyển lên trên. Khi quá đầy hơi, pittông đẩy van đỉnh, hơi thoát ra ngoài (qua ống đứng xả hơi).

### • Nguyên tắc tính toán bể khô

Cách tính bể khô giống như tính bể chứa trụ đứng chịu áp lực dư. Thân bể làm việc chịu kéo. Chiều dày theo tính toán của thân bể nhỏ lên thường lấy theo cấu tạo  $\delta = 5\ mm$ , do thân bể mỏng nên phải kiểm tra ổn định khi bể không chứa hơi và chịu áp lực chân không theo các công thức (4.19), (4.29) và (4.34) như đối với bể trụ đứng.

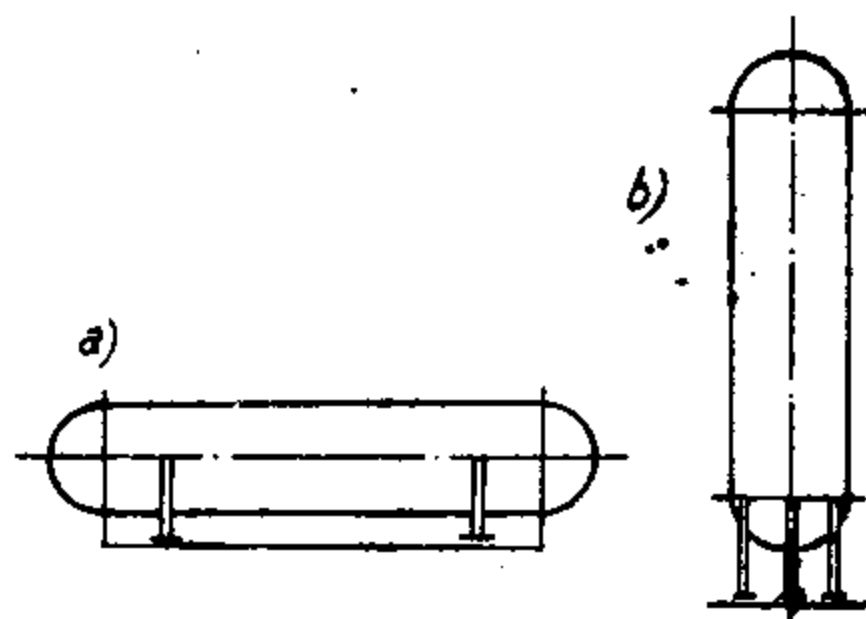
### 3. Bể chứa khí có thể tích không đổi

Bể có thể tích không đổi dùng để chứa hơi lấy từ lòng đất dưới áp lực lớn và vòng quay sản phẩm khí trong một ngày đêm lớn. Áp lực dư trong bể  $p_d = 0,07 + 2 \text{ MPa}$  ( $0,7 + 20 \text{ kG/cm}^2$ ) nên thể tích bể nhỏ nhưng lượng hơi lớn, vì vậy kinh tế hơn so với bể có thể tích thay đổi. Có hai loại chính: bể hình trụ và bể hình cầu.

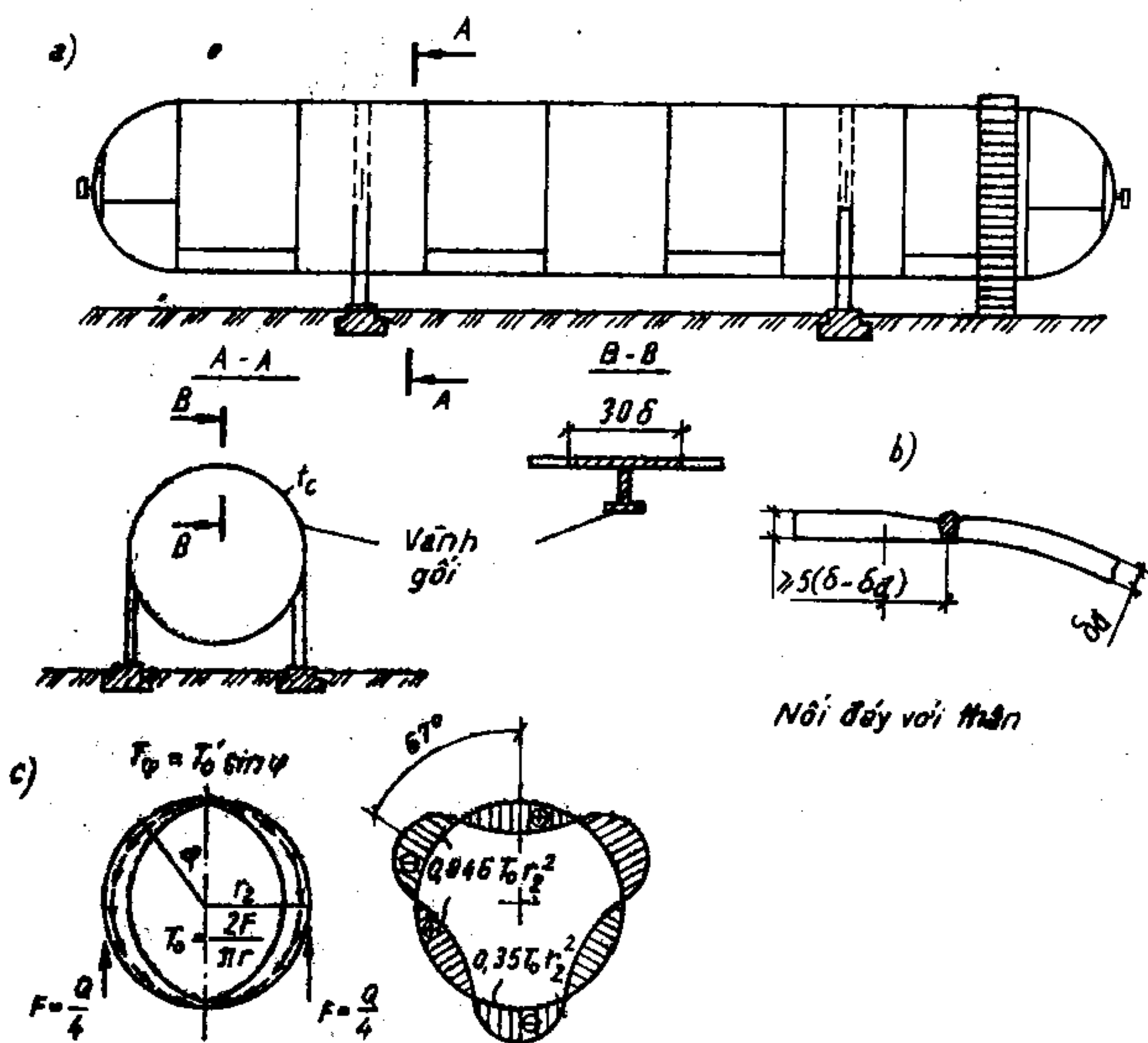
#### a. Bể hình trụ

##### • Cấu tạo

Bể gồm thân hình trụ và hai đáy. Đáy thường có dạng bán cầu hoặc elíp. Thể tích  $V = 50 + 300 \text{ m}^3$ . Theo vị trí có thể là bể trụ nằm ngang hoặc trụ đứng (h.4.30). Ở nơi bố trí gối tựa có đặt các sườn vòng.



Hình 4.30. Bể chứa khí có thể tích không đổi  
a) bể trụ ngang; b) bể trụ đứng



Hình 4.31. Bể chứa khí trụ ngang

Đường kính lợi nhất của bể

$$D_{in} = \sqrt[3]{0,575 V}$$

• Cơ sở tính toán

Chiều dày của thân trụ theo điều kiện bền là :

$$\delta = \frac{n_2 p_d D}{2\gamma R} \quad (4.79)$$

Chiều dày đáy cầu :

$$\delta_d = \frac{n_2 p_d D}{4\gamma R} \quad (4.80)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 0,7$ .

Để giảm hiệu ứng biên, tại chỗ nối thân và đáy được cấu tạo cong thoải (h.4.31b) và đáy có chiều dày  $\delta_d = \left(\frac{2}{3} + \frac{3}{4}\right)\delta$ . Vành cứng được làm bằng thép hình hoặc tổ hợp và hàn với thân bể. Vành cứng có nội lực lớn nhất khi bể chứa đầy nước lúc thử tải bằng thủy lực. Lúc đó lực trượt giữa thân bể và vành tính theo công thức :

$$T_\varphi = T_o \sin\varphi = \frac{Q}{2\pi r} \sin\varphi \quad (4.81)$$

trong đó  $T_o$  - lực trượt gối tựa,  $T_o = \frac{Q}{2\pi r}$  ;

$Q$  - trọng lượng bể và nước ;

$\varphi$  - góc tọa độ với phương đứng.

Biểu đồ mômen trong vành như trên hình 4.31c.

Lực dọc trong vành khi  $0 \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2}$  được tính theo công thức :

$$N = \frac{Q}{2\pi} \left( \frac{1}{4} \cos\varphi + \frac{\cos\varphi \cos 2\varphi}{4} + \frac{\sin\varphi \sin 2\varphi}{4} - \frac{\varphi \sin\varphi}{2} \right) \quad (4.82)$$

Vành được kiểm tra do tác dụng đồng thời của mômen uốn và lực dọc. Tiết diện tính toán kể thêm  $30\delta$  thân. Khi áp lực dư không lớn, vành làm bằng thép góc có thanh chống phụ như bể trụ ngang chứa chất lỏng.

**b. Bể hình cầu**

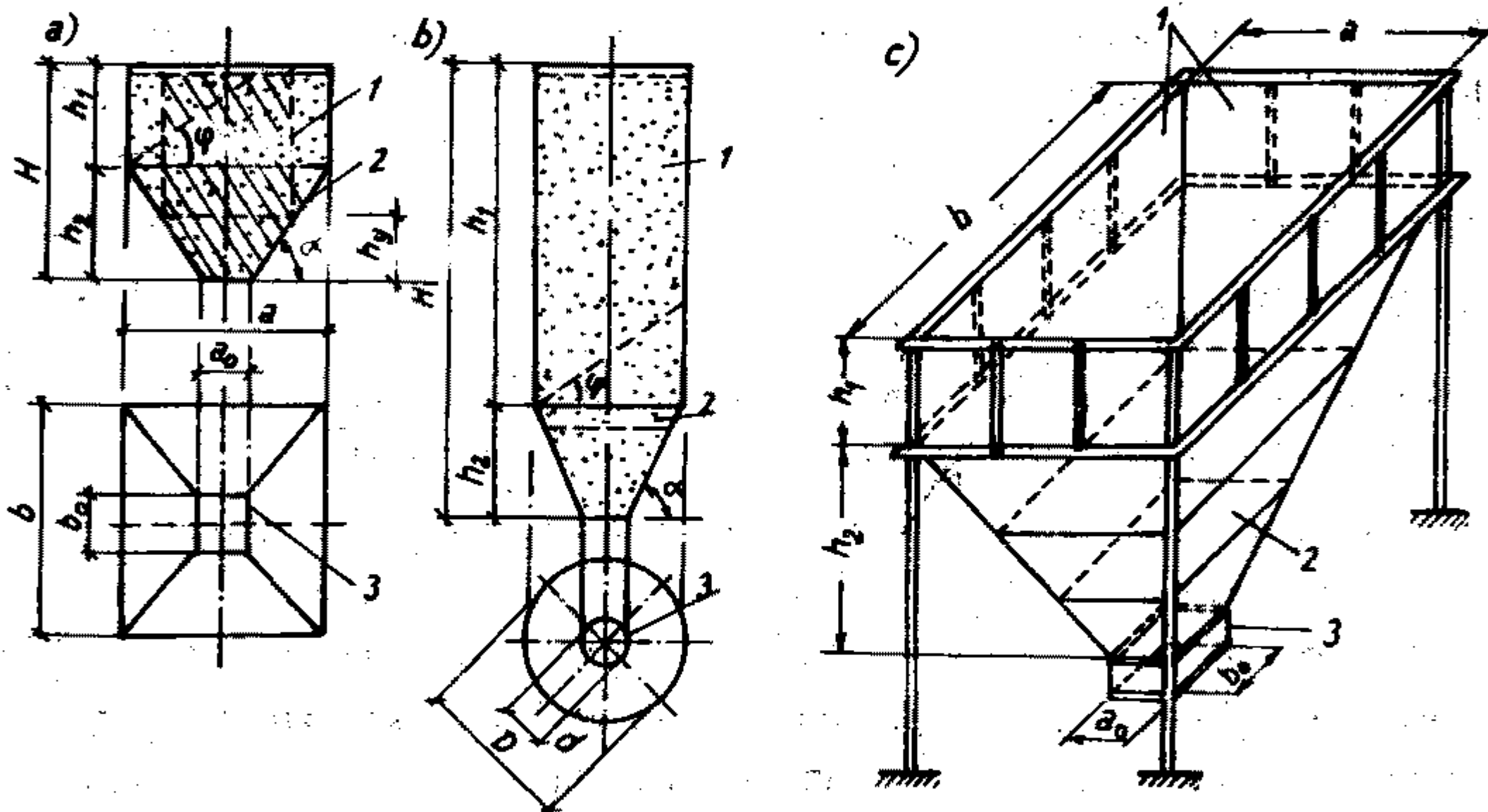
Bể hình cầu có thể tích  $V = 600 + 1\,000 \text{ m}^3$ . Loại bể này tiết kiệm thép hơn bể trụ nhưng khó chế tạo và vận chuyển vì kích thước quá lớn. Bể hình cầu chứa khí có cấu tạo và tính toán giống bể cầu chứa hơi hóa lỏng.

## § 4.6. BUNKE VÀ XILÔ

### 1. Khái niệm chung

Bunke và xilô dùng để chứa và vận chuyển vật liệu hạt (h.4.32). Kết cấu bunke có chiều cao không vượt quá 1,5 lần cạnh nhỏ trong mặt bằng, khi chiều cao lớn hơn ta có kết cấu xilô.

Xilô có mặt bằng hình dạng tròn. Bunke có nhiều giải pháp kết cấu khác nhau, có thể dạng lăng trụ - tháp ; lăng trụ - máng ; máng dạng parabol treo ; máng với phễu cứng ; trụ - nón.



Hình 4.32. Sơ đồ kết cấu bunke (a, c) ; và xilô (b)

1- thân ; 2- phễu ; 3- lỗ thoát vật liệu.

Bunke và xilô có thể bố trí thành nhóm (nhiều cái cạnh nhau) hoặc đơn lẻ, ở trong nhà hoặc ngoài trời. Vật liệu được cho vào bunke hoặc xilô bằng lỗ hở phía trên theo các phương pháp cơ khí thông thường (băng tải) hoặc khí ép (qua các đường ống). Vật liệu tự thoát ra do trọng lượng khi mở nắp đáy ở phía dưới miệng phễu. Để vật liệu thoát ra dễ dàng, góc nghiêng của thành phễu với phương ngang  $\alpha \geq 60^\circ$  (lớn hơn góc nội ma sát của vật liệu ít nhất  $5 - 10^\circ$ ).

Tùy theo dạng thiết bị đỡ tải, đặc tính cơ học của vật liệu hạt được chứa mà lỗ thoát của miệng phễu có thể dạng tròn, vuông, chữ nhật. Kích thước của miệng phễu được xác định theo công thức :

$$a_0 = k(b_v + 80) \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.83)$$

trong đó  $a_0$  - cạnh hình vuông hoặc đường kính  $d$  của lỗ tròn (cạnh bé của lỗ chữ nhật) tính theo mm ;

$k$  - hệ số kinh nghiệm,  $k = 2,4 \div 2,6$  ;

$b_v$  - cạnh lớn nhất của hạt vật liệu, [mm] ;

$\varphi$  - góc nội ma sát của vật liệu hạt, [độ] ;

Kích thước  $a_0$  lấy từ 300 (đối với cát khô) đến 1500 (đối với quặng, sắt vụn, than đá).

Khi chứa vật liệu hạt rắn, phía mặt trong các thành nghiêng của bunke và xilô thường được lót để không bị lổm do va chạm với vật liệu. Loại vật liệu lót phụ thuộc tính mài mòn của vật liệu hạt. Khi chứa quặng sắt vụn thường lót bằng thép tấm mỏng gang có chiều dày  $6 \div 10$  mm. Đôi khi dùng gỗ lót.

Kết cấu chịu lực chính của bunke thành phẳng và xilô là thép cacbon thường, của bunke mảnh là thép hợp kim thấp.

Liên kết trong bunke và xilô dùng đường hàn đối đầu, hàn chống chỉ dùng cho các mối hàn lắp ghép.

## 2. Bunke thành phẳng (h.4.33)

### a. Đặc điểm cấu tạo

Bunke thành phẳng là kết cấu cứng vì nó giữ hình dạng không đổi khi chất tải và khi tháo tải. Theo hình dạng chia ra : loại trụ - tháp và trụ - máng.

Cấu tạo gồm phần trên hình lăng trụ (thân) và phễu ở dưới dạng chóp cụt hay hình máng kéo dài. Phần thân thẳng đứng do các dầm chịu lực của bunke tạo thành, có các sườn cứng dọc và ngang. Thành phễu thường được gia công bằng các sườn cứng ngang. Bunke tựa lên các cột qua dầm bunke. Dầm bunke và cột tạo nên các khung ngang, tính bất biến hình theo phương dọc được bảo đảm bằng hệ giằng dọc giữa các cột.

### b. Lý thuyết tính toán cơ bản

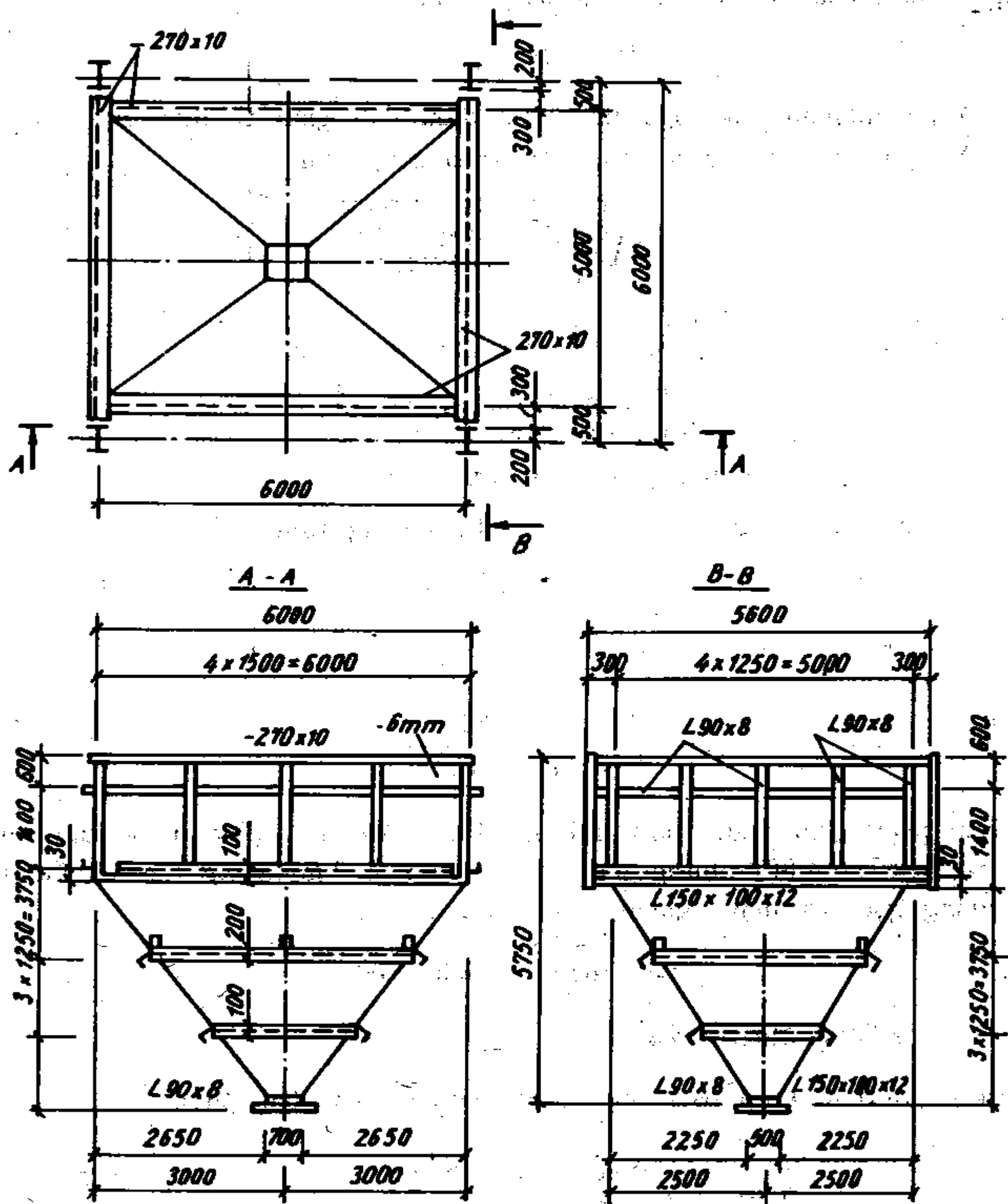
#### • Tải trọng tác dụng

- Tĩnh tải : trọng lượng bản thân kết cấu  $1 \div 1,2$  kG/m<sup>2</sup> mặt bằng ;
- Tải trọng gió : lấy theo tiêu chuẩn "Tải trọng và tác động TCVN 2737 - 1995".
- Hoạt tải trên sàn không lớn hơn 4 kN/m<sup>2</sup>.
- Áp lực thẳng đứng tiêu chuẩn  $q^{tc}$  và áp lực ngang tiêu chuẩn  $p^{tc}$  của vật liệu chứa trong bunke tính như sau :

$$q^{tc} = \gamma_v y ; \quad (4.84)$$

$$p^{tc} = k\gamma y , \quad (4.85)$$

trong đó  $\gamma_v$  - trọng lượng bản thân vật liệu hạt chứa trong bunke ;  
 $k$  - tỷ số giữa áp lực ngang với áp lực thẳng đứng,  $k = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ ;  
 $\varphi$  - góc nội ma sát của vật liệu hạt (tùy theo vật liệu lấy từ 20 đến 50°);  
 $y$  - độ cao từ mặt trên của khối vật liệu đến tiết diện khảo sát.



Hình 4.33. Bunke thành phẳng

- Các hệ số vượt tải : với trọng lượng bản thân kết cấu lấy  $n_1 = 1,1$  ; với các áp lực của vật liệu hạt  $n_2 = 1,3$  ; đối với gió  $n_3 = 1,2$ .

- Hệ số điều kiện làm việc, với kết cấu thép bản của thành và dầm bunke lấy bằng 0,8 ; các bộ phận còn lại  $\gamma = 1$ .

• **Tính toán các bộ phận chính của bункe**

Khi tính ta phân ra hai bộ phận : phần thân lạng trụ (hình hộp) ở phía trên và phần phễu ở phía dưới.

- Phần thân của bункe được tính như bản chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều của vật liệu hạt (lấy theo giá trị trung bình của từng ô bản), làm việc ở trạng thái uốn trụ, liên kết khớp cố định với các sườn. Khi đó mômen uốn ở giữa nhịp ô bản của dải có bề rộng đơn vị là :

$$M = M_d - Nf, \quad (4.86)$$

trong đó  $M_d$  - mômen uốn giữa nhịp của dầm đơn giản tương ứng ;

$N$  - lực kéo trong ô bản, tính theo công thức :

$$N = \sqrt[3]{\frac{E\delta}{1-\mu^2} \cdot \frac{(n_2 p^{lc})^2 l^2}{24}} \quad (4.87)$$

ở đây  $l$  - khoảng cách giữa các sườn cứng ;

$\mu$  - hệ số poisson ;

$E$  - môđun đàn hồi của thép ;

$\delta$  - chiều dày của bản ;

$f$  - độ võng giữa nhịp bản tính theo công thức :

$$f = \frac{4n_2 p^{lc} l^2}{\pi^3 (N + N_E)}, \quad (4.88)$$

$$\text{với } N_E = \frac{\pi^2 E \delta^3}{12(1-\mu^2)l^2} \quad (4.89)$$

- Phần phễu phía dưới : khi tính nội lực phần phễu phía dưới dùng các công thức (4.86), (4.87), (4.88) nhưng thay giá trị của áp lực ngang tiêu chuẩn  $p^{lc}$  bằng áp lực vuông góc với mặt nghiêng của phễu :

$$p_a^{lc} = (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha) q^{lc}, \quad (4.90)$$

$q^{lc}$  lấy theo (4.84).

- Kiểm tra bền thép bản của thành bункe theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{\delta} \pm \frac{M_{\max}}{W} = \frac{N}{\delta} \pm \frac{6M_{\max}}{\delta^2} \leq \gamma R, \quad (4.91)$$

trong đó  $M_{\max}$  - mômen uốn lớn nhất trong các ô bản ở cùng một bộ phận (hộp trên hoặc phễu).

Đối với những phần thân của phễu cần kể thêm tác dụng đồng thời của lực kéo dọc theo phương đứng  $N_y$  :

$$\sigma = \frac{N}{\delta} + \frac{N_y}{\delta} \pm \frac{6M_{\max}}{\delta^2} \leq \gamma R, \quad (4.92)$$



trong đó

$$N_y = \frac{n_2 \gamma_v V_y}{2(a_y + b_y)}, \quad (4.93)$$

ở đây  $V_y$  - thể tích khối vật liệu (phần gạch chéo trên hình 4.32a) ;

$$V_y = \frac{h_y}{6} [a_0 b_0 + (a_0 + a_y)(b_0 + b_y) + a_y b_y] + a_y b_y (H - h_y); \quad (4.94)$$

$a_y, b_y$  - kích thước mặt bằng của phễu ở độ cao  $y$  ;

$H$  - chiều cao của toàn bộ bunke ;

$a_0, b_0$  - kích thước miệng dưới của phễu ;

$h_y$  - chiều cao phần phễu từ mút dưới của phễu đến tiết diện khảo sát (h.4.32a).

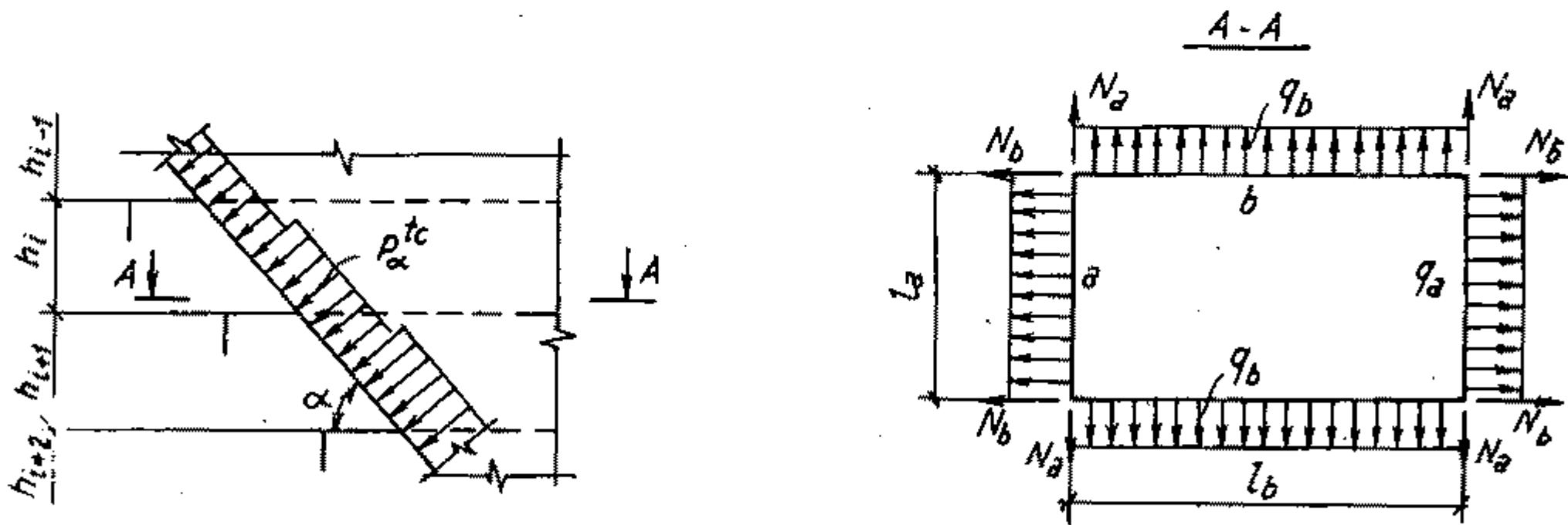
- Độ võng lớn nhất của bản xác định theo công thức (4.88) phải thoả mãn điều kiện :

$$f < [f] = \frac{1}{50} l. \quad (4.95)$$

### • Tính toán sườn

Sườn cứng gang của phễu thường làm bằng thép góc, hàn một cánh với mặt ngoài của phễu. Cánh kia của thép góc có thể song song với mặt phẳng ngang, tuy nhiên cánh được hàn nên đặt vuông góc với mặt phễu để dễ hàn và sườn không bị xoắn khi làm việc.

Sườn được tính chịu uốn và lực dọc (h.4.34).



Hình 4.34. Sơ đồ tính sườn cứng của phễu

Khi tính cho sườn theo cạnh  $a$  :

$$M_a = \frac{q_a l_a^2}{8}, \quad (4.96)$$

trong đó

$$q_a = \frac{n_2 p_\alpha^{tc} (h_i + h_{i+1})}{2 \sin \alpha} \quad (4.97)$$

Lực kéo dọc :

$$N_a = q_b \frac{l_b}{2} \quad (4.98)$$

Khi các sườn ở các mặt được nối ngàm với nhau, mômen nút khung được tính theo sơ đồ tính đối xứng :

$$M_n = \frac{q_a l_a^3 + q_b l_b^3}{12(l_a + l_b)} \quad (4.99)$$

Lực dọc vẫn được tính theo công thức (4.98). Sườn được kiểm tra bền theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{A_s} + \frac{M}{W_s} \leq \gamma R, \quad (4.100)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 1$

$A_s, W_s$  - diện tích tính toán và mômen kháng của sườn gồm diện tích sườn và phần bản có bề rộng 30 $\delta$ .

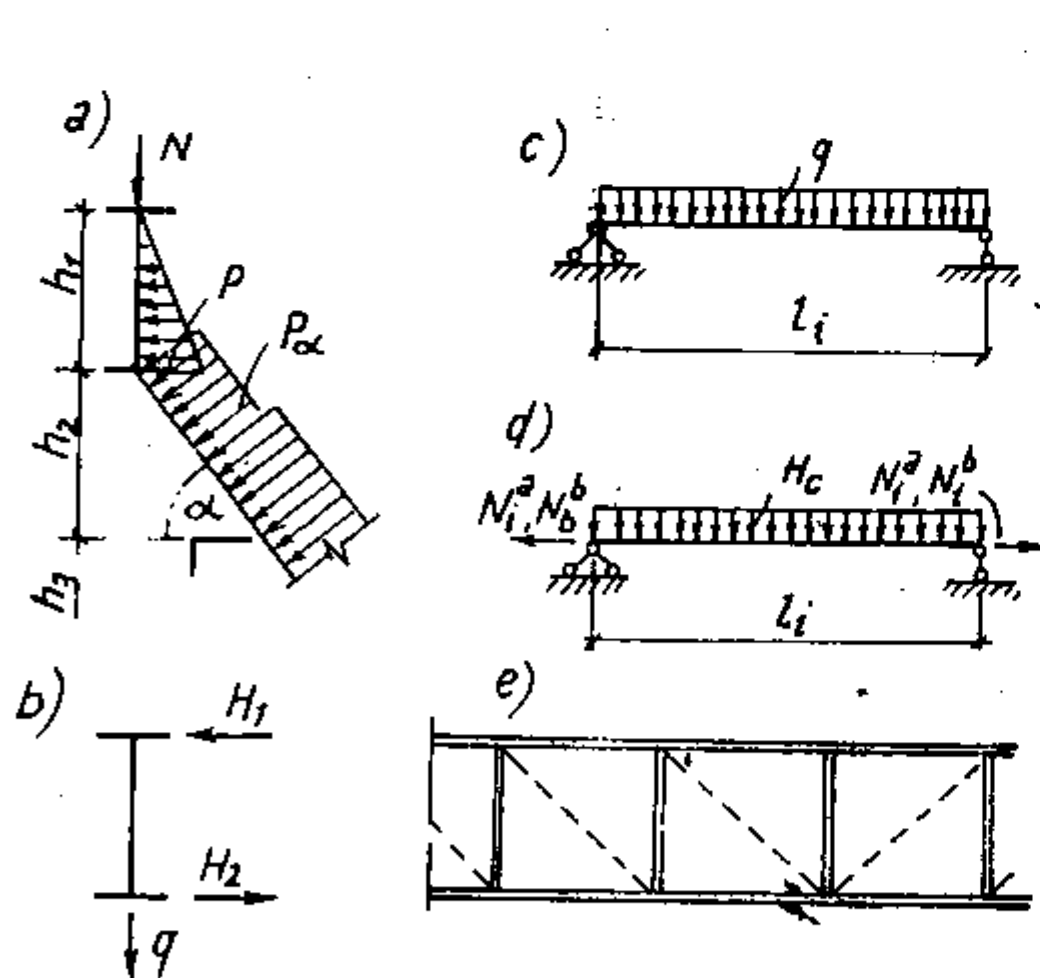
Độ võng của sườn khi liên kết ngàm ở đầu (với cạnh  $a$ ) :

$$f = \frac{1}{384} \frac{q_a l_a^4}{EJ_s} \leq [f] = \frac{1}{250} l_a \quad (4.101)$$

#### • Tính dầm bunke

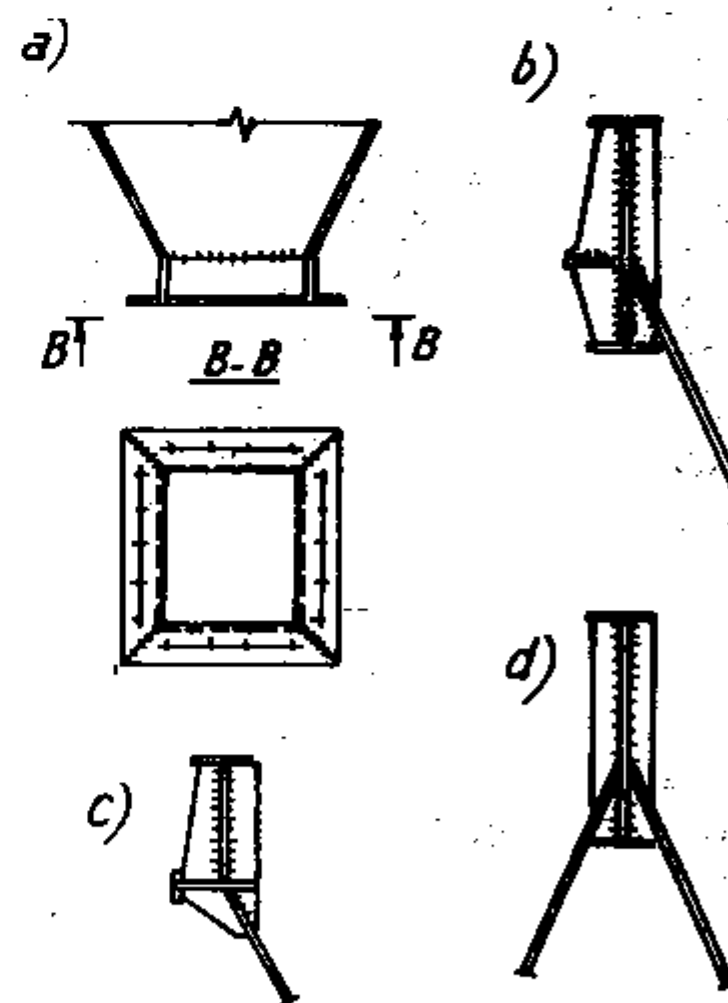
Dầm bunke được tính như dầm hai đầu tựa khớp, chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang do trọng lượng bản thân kết cấu, áp lực vật liệu và hoạt tải sàn (h.4.35).

Tải trọng  $q$  gây uốn cả dầm (bụng và cánh dầm) theo phương thẳng đứng. Tải trọng ngang  $H_1, H_2$  do áp lực ngang  $P$  gây ra chỉ gây uốn ngang cánh dầm.



Hình 4.35. Sơ đồ tính dầm bunke

- tải trọng tác dụng ;
- vị trí đặt tải trọng ngang và đứng ;
- sơ đồ tính dầm khi chịu tải đứng ;
- sơ đồ tính cánh dầm khi chịu tải ngang ;
- phương án sơ đồ tính bản bụng của dầm.



Hình 4.36. Chi tiết mỗi một số bộ phận của bunke

- lỗ thoát vật liệu ; b,c,d) các cách nối sườn với dầm bunke.

Ngoài ra dầm còn chịu các lực dọc  $N_a(N_b)$  do dầm bunke có dạng khung ở mặt bằng (giá trị lực dọc giống như tính sườn của phễu).

Ứng suất kiểm tra là tổng các ứng suất do  $q$  và  $H$  gây ra. Đối với bản bụng, ứng suất do  $q$  gây ra sẽ cộng với ứng suất khi tính uốn bản ở phần trên.

Các sườn cứng bố trí giống dầm thường. Sườn được tính toán chịu nén do lực cắt  $Q$  của dầm và uốn do tải trọng ngang  $P$  của vật liệu.

Nếu với số lượng sườn có thể tối đa mà bản bụng dầm vẫn không bảo đảm ổn định cục bộ thì tiết diện của bản bụng bị loại khỏi tiết diện tính toán của dầm. Dầm sẽ làm việc theo sơ đồ dầm (h.4.35e). Diện tích tính toán của cánh cộng thêm dải bản bụng rộng  $15\delta_b\sqrt{R/210}$  ( $\delta_b$  - chiều dày bụng dầm). Thanh đứng của dầm là sườn ngang, bản bụng đóng vai trò thanh xiên chịu kéo.

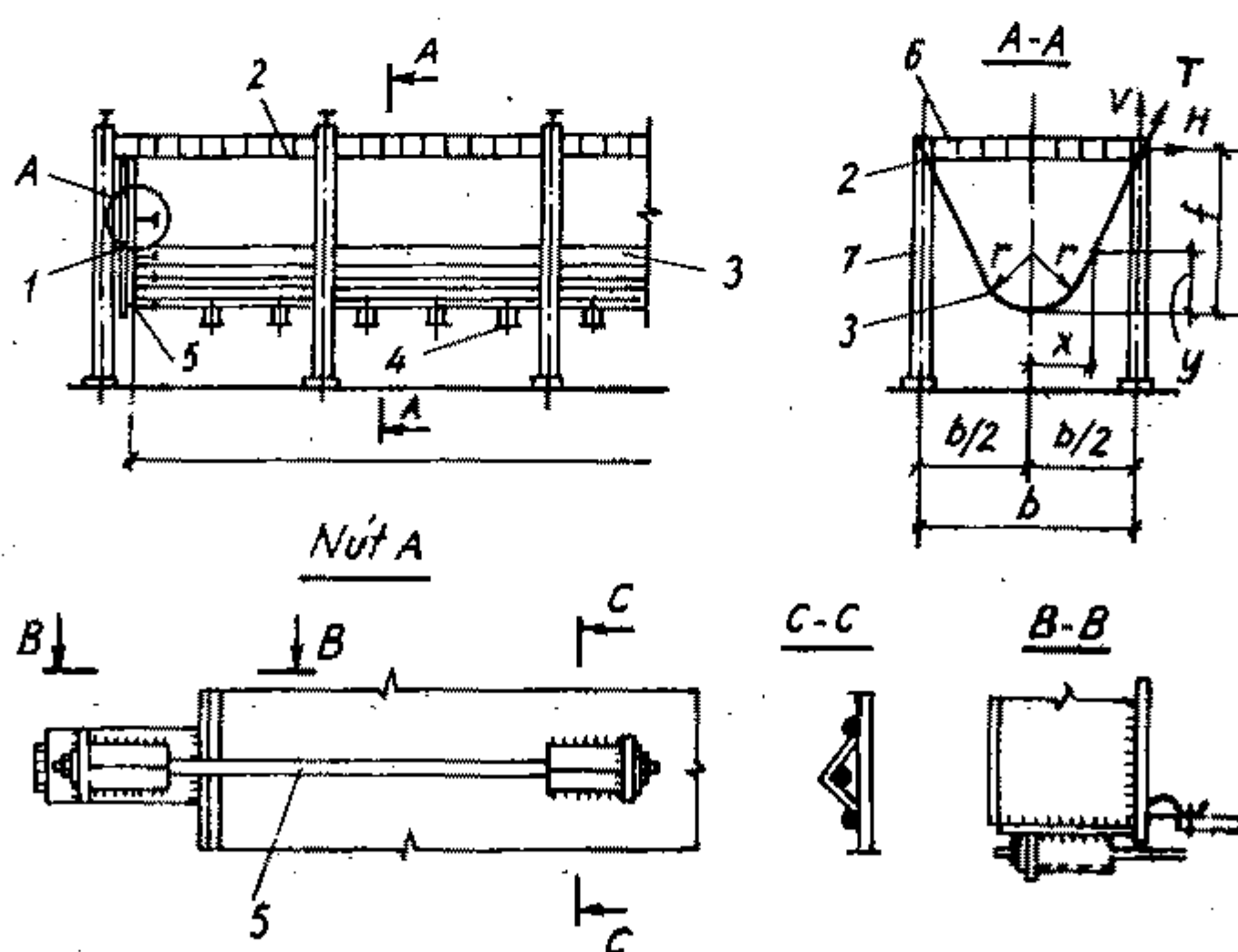
Chi tiết cấu tạo lỗ thoát vật liệu và liên kết phễu với dầm bunke cho trên hình 4.36.

### 3. Bunke mảnh

#### a. Đặc điểm cấu tạo

Bunke mảnh (bunke treo) là vỏ trụ hở được treo trên hai dầm dọc chịu lực, các dầm này tựa lên các cột (h.4.37). Hai đầu bunke là các tấm cứng thẳng đứng. Tấm cứng liên kết với vỏ treo bằng hệ thanh căng. Khe hở giữa tấm cứng và vỏ có tấm lót.

Do không có các sườn cứng nên bunke làm việc giống kết cấu treo, hoàn toàn chịu kéo và là dạng kinh tế nhất về chi phí thép. Nó được dùng khi cần thể tích chứa lớn ( $V$  tới 10 000 tấn quặng).



Hình 4.37. Bunke mảnh (dạng parabol)

- 1- tường đầu (tấm cứng) ; 2- dầm dọc ; 3- vỏ treo ; 4- lỗ tháo vật liệu ;  
5- thanh căng ; 6- dầm chống ngang ; 7- cột.

Để xác định hình dạng của bunke có thể sử dụng phương trình sau :

$$y = 2f \left[ 3 \left( \frac{x}{b} \right)^2 - 2 \left( \frac{x}{b} \right)^3 \right] \quad (4.102)$$

hoặc 
$$y = 4f \left( \frac{x}{b} \right)^2 \quad (4.103)$$

Diện tích ngang và thể tích của bunke

$$A = \frac{5}{8} fb, \quad (4.104)$$

$$V = \frac{5}{8} fbL, \quad (4.105)$$

trong đó  $L$  - chiều dài bunke.

Quan hệ tối ưu giữa nhịp  $b$  của bunke và chiều cao của vò  $f$  là :

$$\frac{b}{f} = 1,4$$

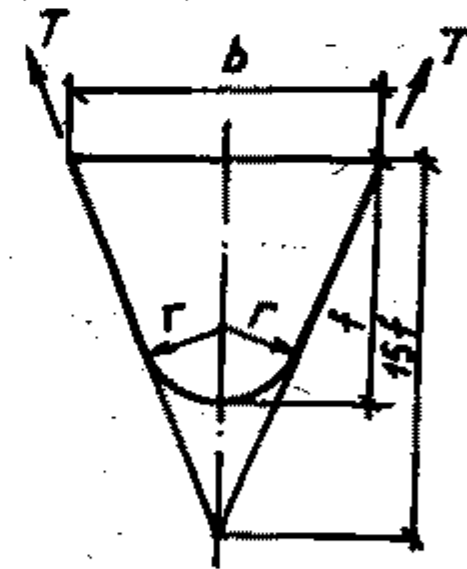
### b. Lý thuyết tính toán cơ bản

Tính toán thành mảnh của bunke dùng lý thuyết dây mềm, coi như chúng chỉ chịu kéo. Lực kéo lớn nhất  $T$  trên một đơn vị độ dài nơi treo vò vào dầm dọc (theo sơ đồ hình 4.38), được xác định dựa vào hai thành phần : lực đứng  $V$  và lực ngang  $H$  (h.4.37).

$$V = \frac{5}{16} n_2 \gamma_v fb; \quad (4.106)$$

$$H = \frac{5}{48} n_2 \gamma_v b^2; \quad (4.107)$$

$$T = \sqrt{V^2 + H^2}. \quad (4.108)$$



Hình 4.38. Sơ đồ bunke

Từ lực kéo  $T$  tính ra chiều dày vò :

$$\delta \geq \frac{T}{\gamma R},$$

trong đó  $R$  - cường độ tính toán của thép hoặc của đường hàn đối đầu khi chịu kéo;

$\gamma_v$  - trọng lượng riêng của vật liệu đựng trong bunke.

Dầm dọc thường có chiều cao tới 3 - 4 m vì vậy bán bưng khá mảnh, cần kiểm tra ổn định tại gối theo lực cắt.

Tại nơi treo vò dầm bố trí các sườn tăng cường dọc. Lực kéo ngang  $H$  được tiếp nhận bởi các sườn đứng, hàn ở mặt ngoài bán bưng.

Các sườn được tính toán chịu uốn, tiết diện tính toán gồm của sườn cộng với dài bản bụng rộng  $30\delta_b$ .

#### 4. Tính xilô

##### a. Tính thân trên

Thân xilô hình trụ (h.4.32c) được tính theo nội lực kéo vòng và lực nén thẳng đứng. Giá trị lực kéo vòng :

$$N_x = n_2 p^{tc} \frac{D}{2\gamma}, \quad (4.109)$$

trong đó  $\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc,  $\gamma = 0,8$  ;

$n_2$  - hệ số vượt tải ;  $n_2 = 1,3$  ;

$D$  - đường kính xilô ;

$p^{tc}$  - áp lực ngang của vật liệu,

$$p^{tc} = \frac{z \gamma_v r}{f_{ms}}, \quad (4.110)$$

ở đây  $\gamma_v$ ,  $f_{ms}$  - trọng lượng riêng và hệ số ma sát của vật liệu hạt,

$r$  - bán kính thủy lực,  $r = \frac{A}{U}$  ;

$A, U$  - diện tích và chu vi tiết diện ngang của xilô ;

$z$  - hệ số, có thể xác định theo các bảng lập sẵn,

$$z = 1 - e^{-kf_{ms}y/r}$$

$y$  - khoảng cách từ mặt thoáng của vật liệu đến điểm khảo sát;

$k$  - lấy theo (4.85).

Đối với phần dưới của thân, ở khoảng 2/3 chiều cao của xilô, lực vòng  $N_x$  tính theo (4.109) được nhân với hệ số  $m = 2$  kể đến các tác động phụ khi tháo tải, khi làm lạnh vỏ xilô ..., do tác dụng của khí nén lúc tháo tải, do vật liệu trong xilô xấp đổ ...

Lực nén thẳng đứng trong thân xilô do lực ma sát của vật liệu hạt gây ra được tính theo công thức :

$$N_y = n_2 r (\gamma_v y - q^{tc}), \quad (4.111)$$

trong đó  $q^{tc}$  - áp lực thẳng đứng của vật liệu,

$$q^{tc} = \frac{z \gamma_v r}{f_{ms} k} \quad (4.112)$$

Khi tính  $N_y$  cần kể thêm trọng lượng bản thân kết cấu, các trang thiết bị trên mái và tải trọng gió.

### b. Tính phễu hình nón

Phễu hình nón chịu tác dụng của lực kéo vòng theo phương ngang và lực kéo theo phương đường sinh.

- Lực kéo vòng.

$$N_v = \frac{mn_2 p_a^{lc} D_p}{2\gamma \sin\alpha}, \quad (4.113)$$

trong đó  $p_a^{lc}$  - xác định theo công thức (4.90) với  $q^{lc}$  tính theo công thức (4.112);

$\alpha$  - góc nghiêng của phễu với phương ngang ;

$D_p$  - đường kính phễu tại điểm khảo sát.

- Lực kéo theo phương đường sinh

$$N_o = \frac{mn_2}{\gamma} \cdot \frac{q^{lc} D_p}{4\sin\alpha} + \frac{nP_p}{\pi D_p \sin\alpha}, \quad (4.114)$$

trong đó  $P_p$  - trọng lượng phễu và vật liệu ở dưới tiết diện khảo sát ;

$m$  - hệ số kinh nghiệm, với vật liệu hạt và sản phẩm thức ăn gia súc  
 $m = 1$ , với vật liệu dạng bột, cám  $m = 1,25$ , với các loại vật  
liệu còn lại  $m = 2$ .

### c. Kiểm tra ổn định của xilô

Thân xilô được kiểm tra ổn định theo các công thức như đối với vỏ trụ do trọng lượng bản thân kết cấu, trang thiết bị, tải trọng trên mái và tải trọng gió (khi không có vật liệu hạt bên trong). Các ứng suất tới hạn xác định theo (4.20), (4.21), (4.30), (4.31).

Ngoài ra phải kiểm tra ổn định của thân trụ do lực nén  $N_y$  xác định theo công thức (4.111) và do tất cả các tải trọng thẳng đứng như trên. Khi đó kể đến ảnh hưởng có lợi của áp lực ngang  $p^{lc}$  xác định theo (4.85) hoặc (4.110), giá trị của ứng suất tới hạn  $\sigma_{th}$  tính theo (4.20) hoặc (4.21) được tăng lên một lượng :

$$\Delta\sigma_{th1} = 0,19 \frac{p^{lc} D}{2\delta} \quad \text{khi } \frac{p^{lc}}{E} \left(\frac{D}{2\delta}\right)^2 < 1,2 ; \quad (4.115)$$

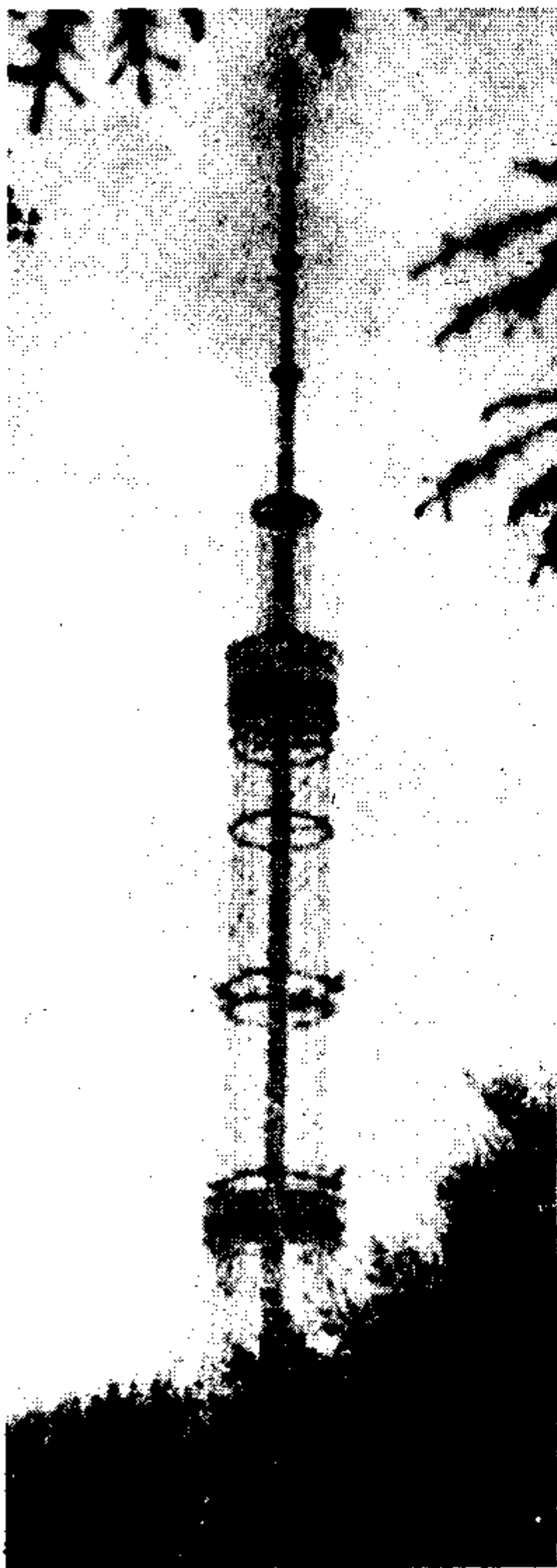
hoặc

$$\Delta\sigma_{th1} = 0,229E \frac{2\delta}{D} \quad \text{khi } \frac{p^{lc}}{E} \left(\frac{D}{2\delta}\right)^2 \geq 1,2. \quad (4.116)$$

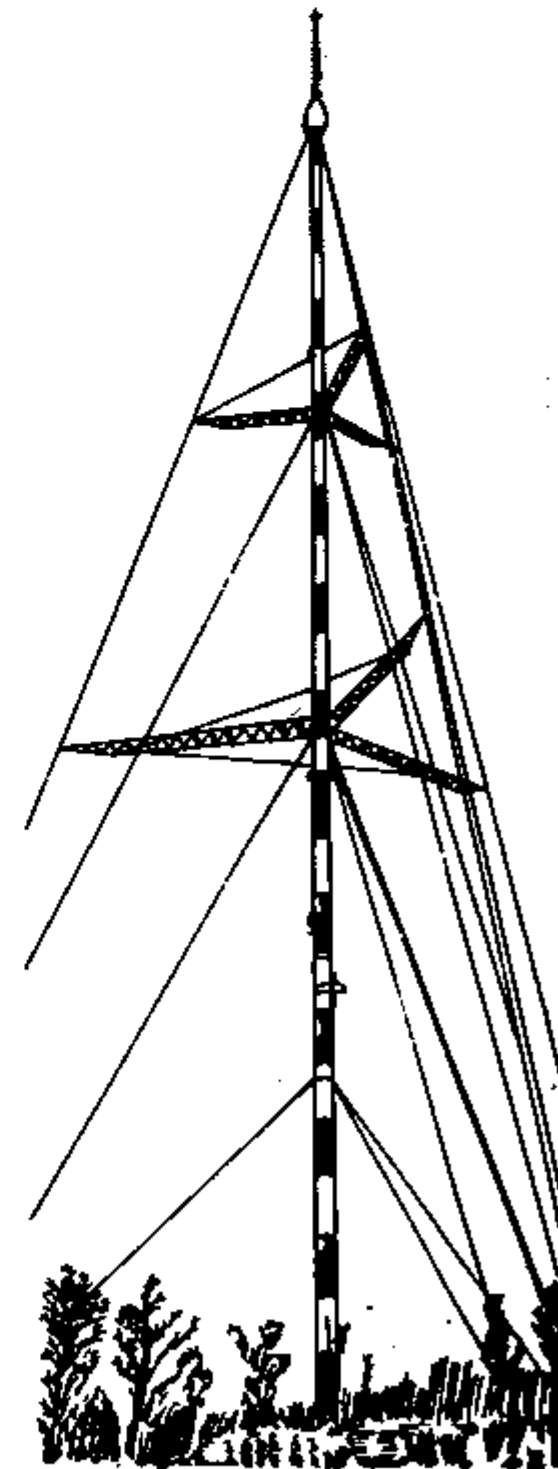
# KẾT CẤU THÉP CÔNG TRÌNH THÁP VÀ TRỤ

---

## § 5.1. KHÁI QUÁT CHUNG



*Hình 5.1.* Tháp ăng ten ở Kiev  
cao 392 m



*Hình 5.2.* Trụ ăng ten,  
thân là một ống thép

## 1. Đặc điểm chung

Tháp và trụ là những công trình cao. Nó được dùng làm cột đường dây tải điện, cột phân phối ở các trạm biến áp điện, cột ăng ten vô tuyến, cột dàn khoan, ống khói, cột đỡ ống khói, tháp nước ... như các hình 5.1 đến 5.4.

Tháp là công trình đứng tự do, ngàm với móng. Trụ là công trình đứng vững phải được dựa vào các dây neo.

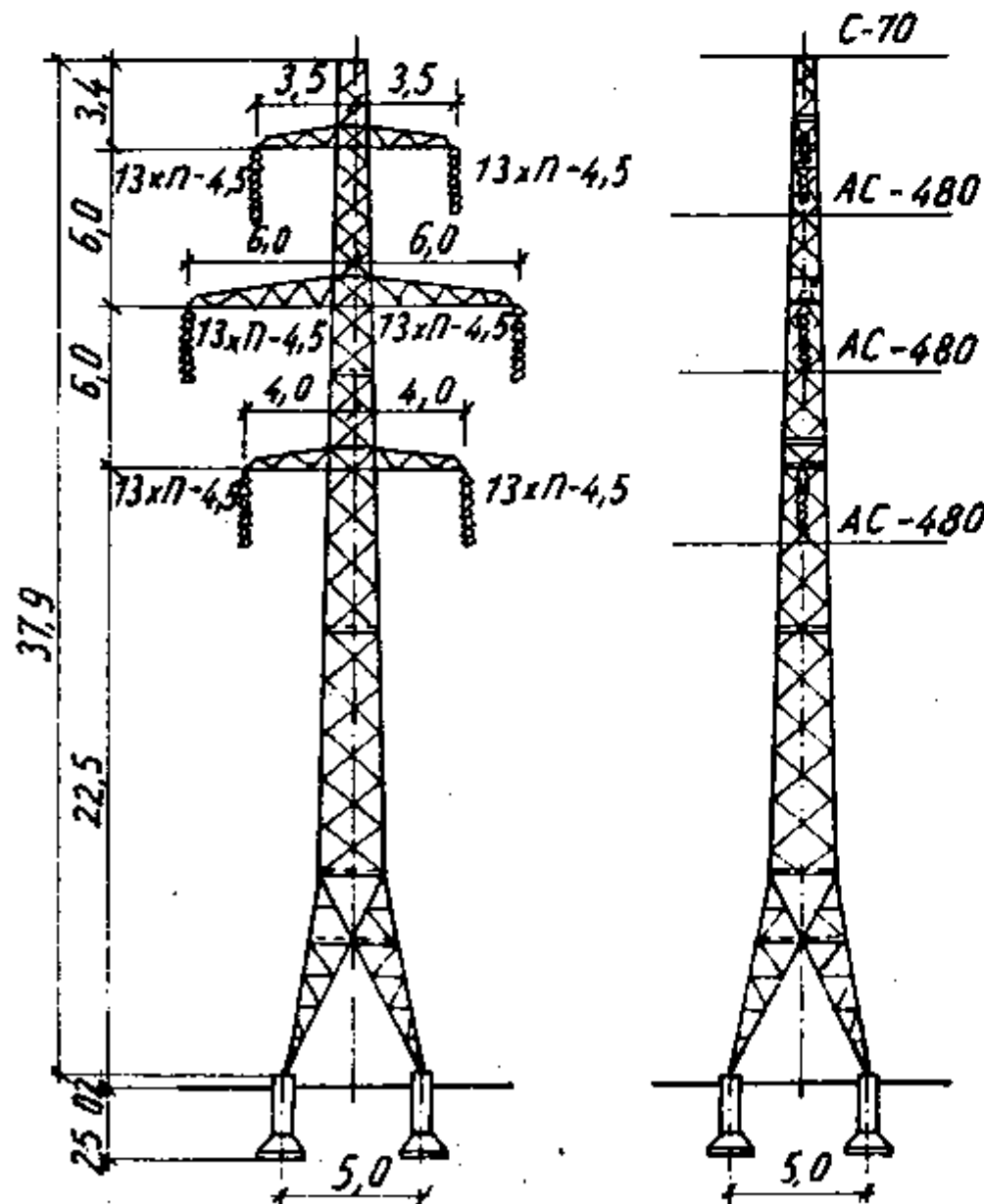
Các công trình tháp và trụ là những công trình thanh mảnh, có chiều cao lớn hơn rất nhiều lần so với kích thước ngang, khoảng 8 – 200 lần. Nó dễ dàng bị rung động.

Tháp và trụ thường được làm bằng thép. Chúng có trọng lượng nhẹ hơn nhiều so với dùng bê tông cốt thép, bởi thép có cường độ lớn. Mặt khác việc xây dựng công trình dễ dàng hơn.

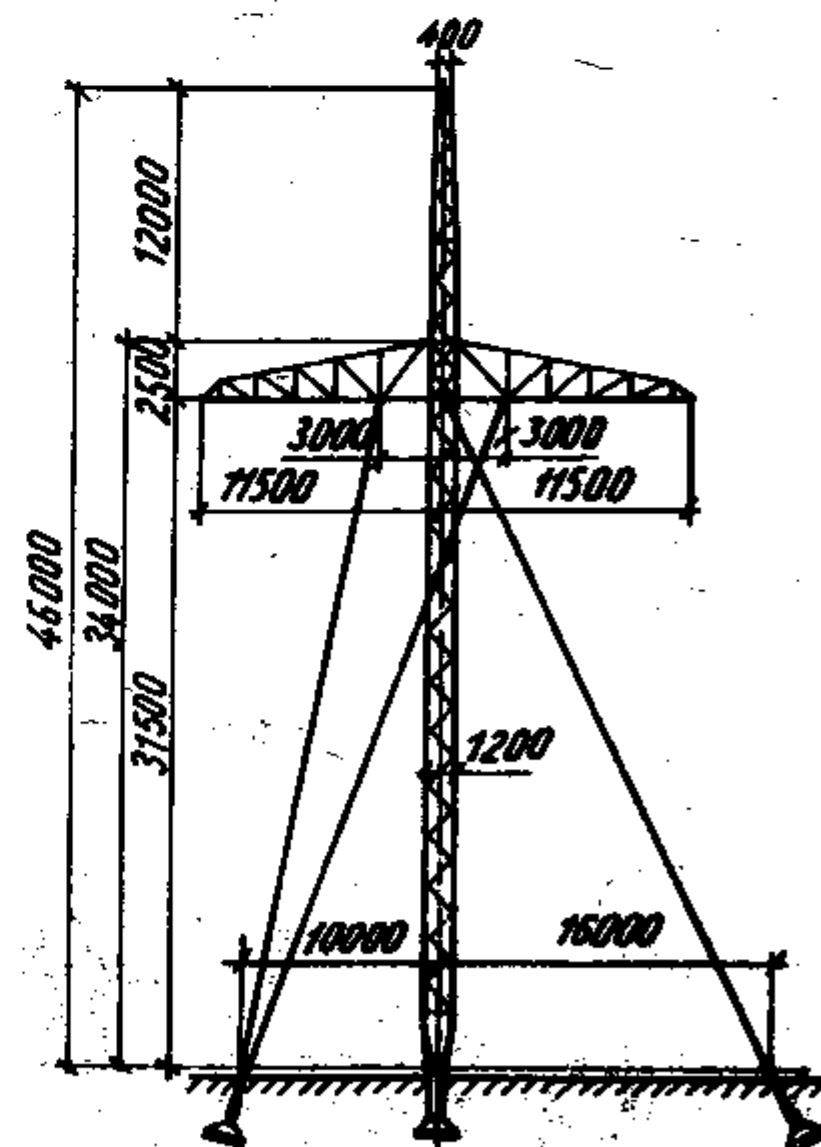
Kết cấu của các công trình tháp, trụ bằng thép thường là một hệ thanh không gian từ ba mặt trở lên.

Công trình tháp, trụ bằng thép thường có hình dáng đơn điệu, khó tạo dáng kiến trúc. Các nút, các chi tiết của công trình tháp, trụ bằng thép có cấu tạo phức tạp, việc chế tạo đòi hỏi độ chính xác cao.

Một đặc thù nổi bật đối với công trình tháp, trụ là : tải trọng chính đối với nó là tải trọng gió, cũng có nghĩa gió bão là mối nguy hiểm cho tháp, trụ. Do vậy việc tính toán tháp, trụ không thể thiếu tải trọng gió.



Hình 5.3. Sơ đồ cột điện 220 kV, dạng tháp



Hình 5.4. sơ đồ cột điện 1500 kV, dạng trụ



## 2. Tải trọng và các động

### a. Các loại tải trọng

Tải trọng tác dụng vào công trình tháp, trụ tùy thuộc vào chức năng cụ thể của nó, có thể xếp thành các loại tải trọng như sau :

- Tải trọng thường xuyên, là trọng lượng của công trình.
- Hoạt tải sử dụng, tải này tùy thuộc vào chức năng của công trình ví dụ như lực từ dây dẫn điện tác dụng vào cột điện, trọng lượng của ăng ten trên cột ăng ten, ...
- Hoạt tải khác : như hoạt tải sửa chữa thiết bị, hoạt tải gây ra bởi sự cố đứt dây dẫn điện đối với cột đường dây tải điện, ...
- Tải trọng gió.
- Tải trọng đặc biệt : như động đất, nổ,...
- Tải trọng do thi công dựng lắp.
- Tác động của nhiệt độ.
- Lực căng trước của các dây neo đối với các công trình trụ dây neo.

Trong các loại tải trọng nêu trên, tải trọng gió là tải trọng quan trọng đối với công trình tháp trụ. Nó là tải trọng chính gây nguy hiểm cho tháp trụ.

### b. Tải trọng gió đối với công trình tháp, trụ

Gió là dòng chuyển động của không khí trong khí quyển do sự chênh lệch áp suất giữa các vùng, phát sinh chủ yếu bởi sự đốt nóng khí quyển không đều của mặt trời và sự quay quanh bản thân của trái đất.

Đặc điểm cơ bản của gió là sự chảy rối của dòng không khí và có vận tốc thay đổi liên tục theo thời gian, theo bề cao và theo bề mặt. Gió có hiện tượng giật, xoáy, thổi từng cơn và hiện tượng chuyển động thành luồng.

Sở dĩ gió có các đặc điểm như vậy là do độ nhám, độ gồ ghề của trái đất.

Ở những nơi khác nhau, những địa hình khác nhau, những độ cao khác nhau có áp lực gió vào công trình khác nhau. Không những thế, gió còn gây cho công trình bị dao động làm tăng thêm nội lực nguy hiểm cho công trình.

Các công trình thanh mảnh như tháp trụ dễ dàng bị rung động, do vậy khi gió bão chúng có dao động riêng lớn. Ngược lại các công trình có độ cứng lớn như nhà nhiều tầng cao dưới 40 m, nhà công nghiệp một tầng cao dưới 30 m, chúng có tỷ số bề cao trên bề rộng dưới 1,5 có thể xem như không bị dao động khi gió bão.

Tải trọng gió đối với công trình là tải trọng mang tính chất động lực, theo bản chất như đã phân tích, nó được xác định gồm hai thành phần : một thành phần là lực sinh ra do áp lực gió tác dụng vào công trình gọi là *thành phần tĩnh*  $W_0$ , một thành phần là lực quán tính của khối lượng công trình sinh ra do

dao động riêng của công trình (dao động tự do) gọi là thành phần động  $W_d$ , biểu thức tổng quát của tải trọng gió vào công trình là :

$$W = W_t + W_d \quad (5.1)$$

• Tải trọng gió tĩnh  $W_t$

Quan trắc gió bão, người ta đã đo được vận tốc gió  $v_0$  ở độ cao 10 m so với mặt đất chuẩn ở dạng địa hình trống trải có một số vật cản thưa thớt cao không quá 10 m (theo TCVN 2737-1995 là dạng địa hình B). Vận tốc  $v_0$  thay đổi theo vùng địa lý. Từ  $v_0$  có được áp lực gió tiêu chuẩn là :

$$W_0 = 0,5\rho v_0^2 = 0,0613v_0^2, \text{ daN/m}^2 \quad (5.2)$$

trong đó  $\rho$  - tỷ trọng của không khí ;

$v_0$  - tính bằng m/s.

Ở Việt Nam, theo TCVN 2737-1995 gió được chia thành năm vùng, áp lực tiêu chuẩn tải trọng gió của các vùng này như bảng 5.1, với các vùng có gió bão yếu thì  $W_0$  nhỏ hơn giá trị trong bảng (xem TCVN 2737-1995).

Bảng 5.1. Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn  $W_0$  trên các vùng lãnh thổ Việt Nam

| Vùng áp lực gió             | I  | II | III | IV  | V   |
|-----------------------------|----|----|-----|-----|-----|
| $W_0$ (daN/m <sup>2</sup> ) | 65 | 95 | 125 | 155 | 185 |

Như đã biết vận tốc gió  $v$  thay đổi theo dạng địa hình và theo độ cao, có thể xác định theo  $v_0$  bằng công thức sau :

$$v = v_0 \frac{\lg \frac{z}{z_0}}{\lg \frac{z_{10}}{z_0}}$$

trong đó  $z$  - độ cao xác định vận tốc gió ;

$z_{10}$  - độ cao xác định  $v_0$  (theo TCVN 2737-1995,  $z_{10} = 10$  m) ;

$z_0$  - độ nhám tương đối của bề mặt trái đất phụ thuộc vào dạng địa hình. Với dạng địa hình trống trải (dạng địa hình A)  $z_0 \approx 0,1$  m, dạng địa hình thành phố hay cánh rừng  $z_0 \approx 2,5$  m.

Có thể viết :

$$v = kv_0,$$

$k$  được gọi là hệ số độ cao, theo các công thức trên có công thức xác định  $k$  như sau :

$$k = \frac{\lg \frac{z}{z_0}}{\lg \frac{z_{10}}{z_0}}$$

Tiêu chuẩn TCVN 2737-1995 đã xác lập hệ số độ cao  $k$  thành bảng.

Vậy có thể xác định áp lực gió tiêu chuẩn  $\omega_{tk}$  tại cao độ  $H_k$  theo công thức sau :

$$\omega_{tk} = kW_0 \quad (5.3)$$

Áp lực gió vào công trình và vật thể phụ thuộc vào hình khối của chúng. Hình khối khác nhau cho áp lực gió khác nhau. Đặc điểm này được kể đến trong biểu thức xác định tải trọng gió là hệ số khí động  $c$ .

+ Lực gió tiêu chuẩn tác động trên diện tích  $A_k$  của công trình ở cao độ  $H_k$  được xác định như sau :

$$W_{tk} = c \omega_{tk} A_k = kcW_0 A_k \quad (5.4)$$

trong đó  $A_k$  - diện tích hình chiếu của bề mặt chắn gió trên mặt phẳng vuông góc với hướng gió ;

$c = +0,8$  với mặt đón gió thẳng đứng vuông góc với hướng gió,  
 $c = -0,6$  với mặt khuất gió thẳng đứng vuông góc với hướng gió. Các trường hợp khác xem trong TCVN 2737-1995.

+ Lực gió tiêu chuẩn tác động trên một thanh thép ở độ cao  $H_k$  là :

$$W_{tk} = W_0 k c_x A_k \quad (5.5)$$

trong đó  $A_k$  - diện tích hình chiếu của thanh lên mặt phẳng vuông góc với hướng gió;

$c_x$  - hệ số khí động của thanh (gồm cả mặt đón gió và mặt khuất gió), còn gọi là hệ số cản chính diện :  $c_x = 1,4$  với thép hình khi mặt đón gió của thanh vuông góc với phương gió,  $c_x = 1,2$  với dây dẫn điện và dây cáp,  $c_x = k_0 c_{x\infty}$  với thép tròn thép ống khi trục thanh vuông góc với phương gió, hệ số  $k_0$  ở đây xác định theo hệ số  $k$  ở bảng 6.1 thuộc sơ đồ 34 trong bảng 6 của TCVN 2737-1995  $c_{x\infty}$  xác định theo biểu đồ ở hình 5.5 phụ thuộc vào số Reynolds  $Re$  và  $\Delta/d$ ,  $\Delta$  là độ xù xì của bề mặt ( $\Delta = 0,001$  m đối với kết cấu thép)  $d$  là đường kính ngoài.

$$Re = \frac{vd}{\nu} = 0,88d\sqrt{W_0 k \gamma} 10^5 \quad (5.6)$$

trong đó  $W_0$  - tính bằng  $N/m^2$  ;

$v$  - vận tốc tính toán của gió tính bằng m/s ;

$d$  - đường kính tính bằng m ;

$\nu$  - độ nhớt động của không khí (ở điều kiện nhiệt độ và áp suất không khí tiêu chuẩn  $\nu = 0,145.10^{-4} m^2/s$ ) ;

$\gamma$  - hệ số độ tin cậy (còn gọi là hệ số vượt tải,  $\gamma = 1,2$ ) của tải trọng gió.

+ Lực gió tác động trên một dàn không gian từ ba mặt trở lên (các mặt này là các dàn phẳng như nhau). Những thanh dàn ở mặt khuất gió nhận được tác động của gió nhỏ hơn những thanh ở mặt đón gió, do sự cản trở của dàn đón gió. Đối với mặt đón gió vuông góc với phương gió của dàn không gian, áp lực gió quy trên một đơn vị diện tích bề mặt dàn là :

$$\omega_1 = W_{\sigma} k \sum \frac{c_{xi} A_i}{A}$$

Đặt  $c_x = \sum \frac{c_{xi} A_i}{A}$ , gọi là hệ số cản chính diện của dàn, vậy có :

$$\omega_1 = W_{\sigma} k c_x \quad (5.7)$$

Trong các công thức trên  $c_{xi}$  là hệ số khí động của thanh dàn thứ  $i$ ;

$A_i$  - diện tích chắn gió của thanh dàn thứ  $i$  ;

$A$  - diện tích giới hạn bởi đường bao ngoài của dàn (gọi là diện tích hình bao của dàn).

Tương tự như vậy ta có áp lực gió quy trên một đơn vị diện tích hình bao của dàn, đối với mặt khuất gió vuông góc với phương gió của dàn không gian là :

$$\omega_2 = W_{\sigma} \eta c_x \quad (5.8)$$

trong đó  $\eta$  - hệ số kể đến sự giảm tải gió vào dàn khuất gió do sự cản trở của dàn đón gió,  $\eta = 0,95$  khi dàn làm bằng thép ống có  $Re \geq 4.10^5$  còn khi dàn làm bằng thép ống có  $Re < 4.10^5$  và bằng thép hình thì  $\eta$  phụ thuộc vào  $b/h$  và  $\varphi$  ( $b$  là khoảng cách giữa dàn đón gió và dàn khuất gió,  $h$  là bề rộng của dàn đón gió,  $\varphi = \sum A_i/A$ ), đã được lập thành bảng trong TCVN 2737-1995.

Như vậy tổng áp lực gió trên diện tích hình bao  $A_k$  của dàn không gian hoặc đoạn dàn không gian thứ  $k$  là :

$$W_{1k} = (\omega_1 + \omega_2) A_k k_1 = W_{\sigma} k c_x (1 + \eta) A_k k_1 \quad (5.9)$$

trong đó  $k_1$  - hệ số tính đến sự thay đổi hệ số cản  $c_x$  của dàn khi mặt dàn không vuông góc với phương gió,

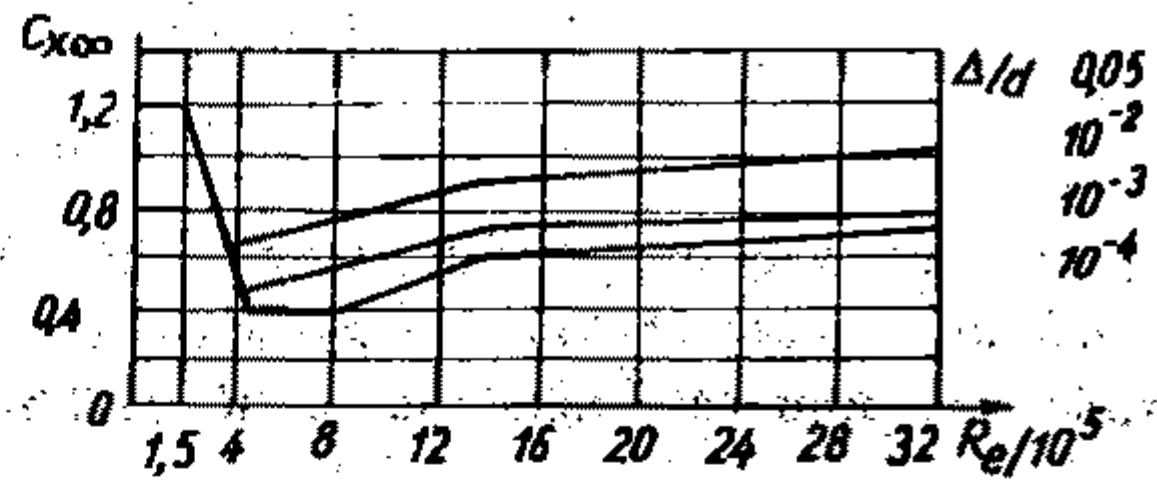
$k_1 = 1$  đối với dàn không gian bốn mặt khi phương gió vuông góc với mặt dàn.

$k_1 = 0,9$  đối với dàn không gian ba mặt.

$k_1 = 1,1$  đối với dàn không gian bốn mặt làm bằng các thanh thép đơn, khi gió thổi theo đường chéo của tiết diện dàn không gian.

$k_1 = 1,3$  đối với dàn không gian bốn mặt làm bằng các thanh gỗ tổ hợp khi gió thổi theo đường chéo của tiết diện dàn không gian.

$k_1 = 1,2$  đối với dàn không gian bốn mặt khi gió thổi theo đường chéo của tiết diện dàn không gian, trừ hai trường hợp trên.



Hình 5.5. Biểu đồ xác định  $c_{x\infty}$

Đặt  $c_t = k_1(1 + \eta)c_x$ , gọi là hệ số cản chính diện của dàn không gian, ta có tổng áp lực gió trên diện tích hình bao  $A_k$  của dàn không gian là :

$$W_{tk} = kc_t W_0 A_k \quad (5.10)$$

• Thành phần động của tải trọng gió

Như đã trình bày ở trên, thành phần động của tải trọng gió đối với công trình chính là lực quán tính do dao động tự do của công trình. Để xác định được thành phần này cần phải xác định các dạng dao động tự do của công trình. Với mỗi dạng dao động tự do  $i$  có tần số  $f_i$  và chu kỳ  $T_i$ , từ đó xác định được thành phần động của tải trọng gió đối với công trình. Việc xác định các  $f_i$  và  $T_i$  được tiến hành theo các phương pháp thích hợp được trình bày trong các tài liệu về động lực học công trình. Với công cụ máy tính điện tử và các chương trình tính như SAP90 hoặc các chương trình tính chuyên dụng khác đã giúp cho việc tính toán dao động riêng tìm các  $f_i$  và  $T_i$  của các công trình được thuận lợi. Tuy vậy khi tính toán sơ bộ chỉ nên xét đến dạng dao động riêng đầu tiên với chu kỳ  $T$  tính theo công thức gần đúng sau :

+ Đối với tháp 
$$T \approx 1,41 \sqrt{\frac{3g_d + g_{tr}}{2g_d + g_{tr}}} y_1 \quad (5.11)$$

+ Đối với trụ 
$$T \approx 1,41 t \sqrt{y_1} \quad (5.12)$$

trong đó  $y_1$  - độ võng ở đỉnh tháp hoặc trụ (tính với trọng lượng bản thân tác dụng theo phương ngang) ;

$g_d$  và  $g_{tr}$  - trọng lượng 1 m dài tháp ở chân và ở đỉnh ;

$t$  - hệ số phụ thuộc vào số lớp dây neo của công trình trụ như bảng 5.2.

Bảng 5.2. Hệ số  $t$

| Số lớp dây neo | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| $t$            | 1,41 | 1,27 | 1,23 | 1,21 | 1,19 | 1,18 |

Việc xác định thành phần động của tải trọng gió phụ thuộc vào sự phân bố khối lượng trên công trình và độ cứng của công trình. Công trình càng cứng thì tần số  $f$  càng lớn và lực quán tính càng nhỏ. Do vậy có thể không tính thành phần động cho các công trình có độ cứng lớn (như đã trình bày ở trên) hoặc không cần phải xác định chính xác lực quán tính cho thành phần động của tải trọng gió. Căn cứ để xét bài toán động là tần số dao động riêng giới hạn  $f_L$  phụ thuộc vào áp lực gió (áp lực này đã được xác định thành tiêu chuẩn và đã quy hoạch theo vùng địa lý) và độ giảm lôga ( $\delta$ ) của dao động, lấy theo bảng 5.3.

**Bảng 5.3. Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng,  $f_L$ .**

| Vùng áp lực gió<br>(Việt Nam) | $f_L$ (Hz)     |                 |
|-------------------------------|----------------|-----------------|
|                               | $\delta = 0,3$ | $\delta = 0,15$ |
| I                             | 11             | 3,4             |
| II                            | 13             | 4,1             |
| III                           | 16             | 5,0             |
| IV                            | 17             | 5,6             |
| V                             | 19             | 5,9             |

Với công trình có tần số dao động riêng đầu tiên  $f_1 > f_L$ , hoặc công trình có sơ đồ tính toán là hệ một bậc tự do (ví dụ như tháp nước, ...) có  $f_1 < f_L$ , thành phần động của tải trọng gió được tính toán theo công thức sau (không phải xác định lực quán tính) :

$$W_d = \beta W_t \quad (5.13)$$

Như vậy tải trọng gió tiêu chuẩn trong các trường hợp này là :

$$W = (1 + \beta)W_t \quad (5.14)$$

trong đó  $W_t$  - thành phần gió tĩnh xác định theo các công thức (5.3), (5.4), (5.9) và (5.10);

$\beta$  - hệ số xét đến thành phần động của tải trọng gió lấy như sau :

$$+ \text{ Khi } f_1 > f_L, \quad \beta = \zeta \nu \quad (5.15)$$

$$+ \text{ Khi công trình một bậc tự do có } f_1 < f_L, \quad \beta = \xi \zeta \nu \quad (5.16)$$

ở đây  $\zeta$  - hệ số áp lực động của tải trọng gió, phụ thuộc vào dạng địa hình và độ cao xác định tải trọng gió lấy theo bảng 5.4;

$\nu$  - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió, xét đến ảnh hưởng không gian của công trình đến giá trị của tải trọng gió động trên các mặt của nó (mặt đón gió, mặt khuất gió, mặt bên, ...), xác định theo bảng 5.5 ;

$\xi$  - hệ số động lực, phụ thuộc vào thông số  $\varepsilon$  và độ giảm lờga  $\delta$  của dao động. Thông số  $\varepsilon$  phụ thuộc vào áp lực gió và tần số  $f_1$  xác định theo công thức :

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_1} \quad (5.17)$$

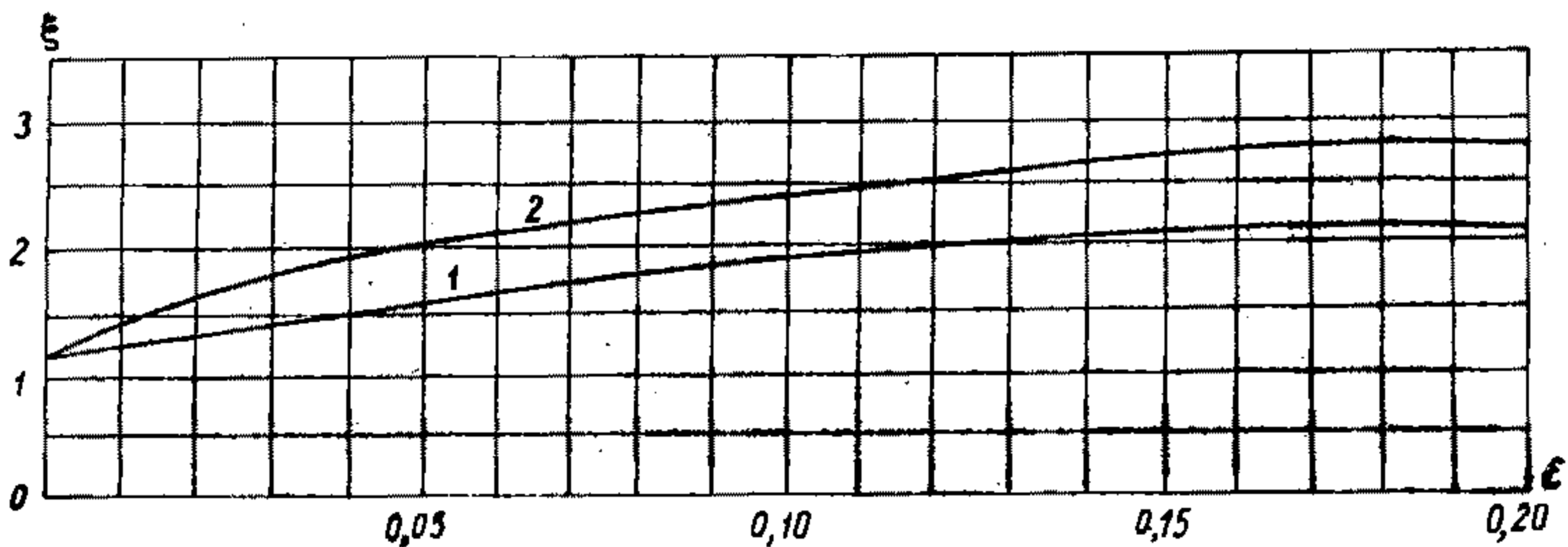
trong đó  $W_0$  có đơn vị tính là  $N/m^2$ . Với mỗi  $\delta$  lập được đồ thị quan hệ giữa  $\xi$  và  $\varepsilon$  như hình 5.6 nhờ vậy xác định được  $\xi$  bằng các đồ thị này qua thông số  $\varepsilon$ .

**Bảng 5.4.** Hệ số áp lực động  $\zeta$  của tải trọng gió

| Chiều cao $z$<br>(m) | Hệ số $\zeta$ đối với các dạng địa hình |       |       |
|----------------------|---|-------|-------|
|                      | A                                       | B     | C     |
| < 5                  | 0,318                                   | 0,517 | 0,754 |
| 10                   | 0,303                                   | 0,486 | 0,684 |
| 20                   | 0,289                                   | 0,457 | 0,621 |
| 40                   | 0,275                                   | 0,429 | 0,563 |
| 60                   | 0,267                                   | 0,414 | 0,532 |
| 80                   | 0,262                                   | 0,403 | 0,511 |
| 100                  | 0,258                                   | 0,395 | 0,496 |
| 150                  | 0,251                                   | 0,381 | 0,468 |
| 200                  | 0,246                                   | 0,371 | 0,450 |
| 250                  | 0,242                                   | 0,364 | 0,436 |
| 300                  | 0,239                                   | 0,358 | 0,425 |
| 350                  | 0,236                                   | 0,353 | 0,416 |
| ≥ 480                | 0,231                                   | 0,343 | 0,398 |

**Bảng 5.5.** Hệ số tương quan không gian áp lực động  $\nu$  của tải trọng gió

| $\rho$<br>(m)  | Hệ số $\nu$ khi $x$ (m) bằng |      |      |      |        |      |      |     |
|--|------------------------------|------|------|------|--------|------|------|-----|
|  | 5                            | 10   | 20   | 40   | 80     | 160  | 350  |     |
| 0,1  | 0,95                         | 0,92 | 0,88 | 0,83 | 0,78   | 0,67 | 0,56 |     |
| 5  | 0,89                         | 0,87 | 0,84 | 0,80 | 0,73   | 0,65 | 0,54 |     |
| 10   | 0,85                         | 0,84 | 0,81 | 0,77 | 0,71   | 0,64 | 0,53 |     |
| 20   | 0,80                         | 0,78 | 0,76 | 0,73 | 0,68   | 0,61 | 0,51 |     |
| 40   | 0,72                         | 0,72 | 0,70 | 0,67 | 0,63   | 0,57 | 0,48 |     |
| 80   | 0,63                         | 0,63 | 0,61 | 0,59 | 0,56   | 0,51 | 0,44 |     |
| 160  | 0,53                         | 0,53 | 0,52 | 0,50 | 0,47   | 0,44 | 0,38 |     |
| Mặt phẳng tọa độ cơ bản song song với bề mặt tính toán (h.5.7) | Các tham số $\rho$ và $x$    |      |      |      |        |      |      |     |
|  |                              |      |      |      | $\rho$ | $x$  |      |     |
| zoy  |                              |      |      | $b$  |        |      |      | $h$ |
| zox  |                              |      |      | 0,4a |        |      |      | $h$ |
| xoy  |                              |      |      | $b$  |        |      |      | $a$ |



**Hình 5.6.** Hệ số động lực  $\xi$

Trong hình 5.6 : Đường cong 1 ứng với  $\delta = 0,3$ , đối với các công trình bằng khung thép có kết cấu bao che, các công trình bê tông cốt thép và gạch đá. Đường cong 2 ứng với  $\delta = 0,15$  đối với các tháp trụ bằng thép, ống khói, các thiết bị dạng cột có đế bằng bê tông cốt thép.

Với công trình cao có nhiều bậc tự do để xác định thành phần động của tải trọng gió, một cách gần đúng chia công trình thành  $r$  đoạn theo chiều cao, thứ tự các đoạn và khối lượng của nó ( $j = 1, \dots, k, \dots, r$ ) thường được đánh từ trên xuống dưới. Khối lượng của mỗi đoạn xem như đặt ở trọng tâm đoạn đó.

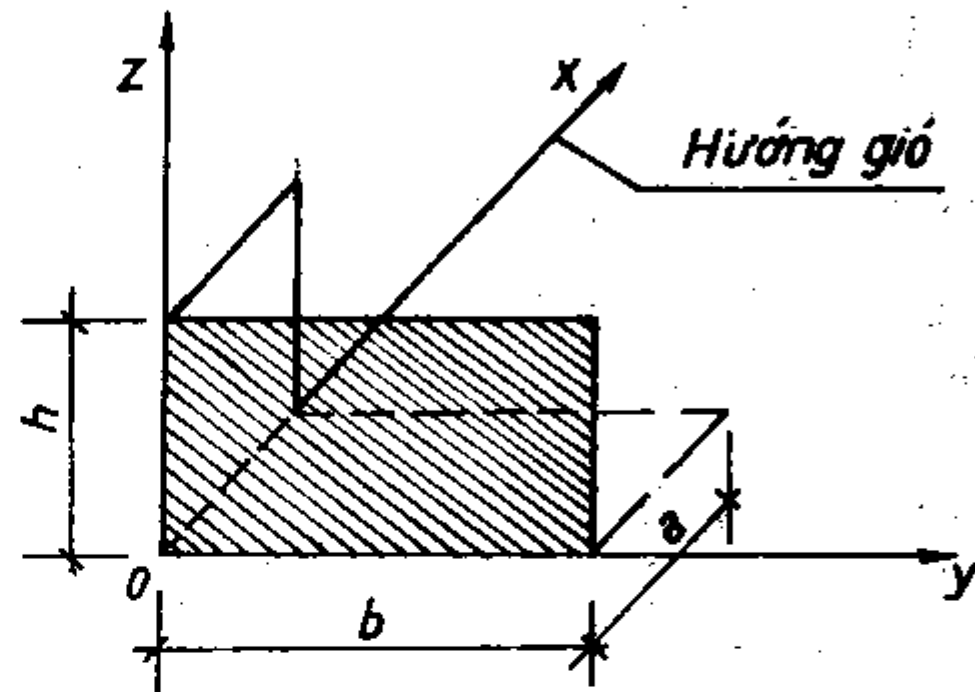
Khi  $f_1 < f_L < f_2$  thành phần động của tải trọng gió tại khối lượng thứ  $k$  là:

$$W_{dk} = M_k \xi \psi y_k ; \quad (5.18)$$

$$\psi = \frac{\sum_{j=1}^r y_j \xi_j W_{ij}}{\sum_{j=1}^r y_j^2 M_j} \quad (5.19)$$

Đặt  $\alpha_k = \frac{y_k}{y_1}$  và  $\alpha_j = \frac{y_j}{y_1}$  có :

$$\psi = \frac{\sum_{j=1}^r \alpha_j \xi_j W_{ij}}{y_1 \sum_{j=1}^r \alpha_j^2 M_j}$$



Hình 5.7. Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan  $v$

Thay  $\psi$  vào (5.18) ta được :

$$W_{dk} = M_k \xi \alpha_k \frac{\sum_{j=1}^r \alpha_j \xi_j W_{ij}}{\sum_{j=1}^r \alpha_j^2 M_j}, \quad \text{đặt } \eta_k = \alpha_k \frac{\sum_{j=1}^r \alpha_j \xi_j W_{ij}}{\sum_{j=1}^r \alpha_j^2 M_j} \quad (5.20)$$

Vậy có . 
$$W_{dk} = M_k \xi \eta_k \quad (5.21)$$

trong các công thức trên  $W_{dk}$  - thành phần động của tải trọng gió ở đoạn  $k$  của công trình (ứng với khối lượng  $M_k$ ) đặt tại trọng tâm đoạn ;

$W_{ij}$  - thành phần tĩnh của tải trọng gió ở đoạn  $j$  của công trình ;

$M_k$  và  $M_j$  - khối lượng của đoạn thứ  $k$  và thứ  $j$  của công trình ;

$y_1, y_k, y_j$  - chuyển vị ngang của công trình tại tâm khối lượng thứ 1,

thứ  $k$ , thứ  $j$  đối với dạng dao động thứ nhất của công trình.

Đối với các công trình cao nhiều bậc tự do mà  $s$  dạng dao động đầu tiên ( $f_1 < f_2 < \dots < f_s$ ) có  $f_s < f_L \leq f_{s+1}$  việc tính toán thành phần động của tải trọng gió cần xét tới  $s$  dạng dao động đầu tiên đó theo công thức sau :



$$W_{dk} = M_k \sqrt{\sum_{i=1}^s \xi_i^2 \eta_{ik}^2}, \quad (5.22)$$

trong đó  $\xi_i$  - hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ  $i$  xác định theo đồ thị hình 5.6 như  $\xi$  ở trên ;

$\eta_{ik}$  - xác định theo công thức (5.20) ứng với dạng dao động  $i$ .

Khi xác định nội lực của kết cấu với tải trọng gió, giá trị của tải trọng này xác định theo công thức (5.1), trong đó thành phần tính theo các công thức (5.3), (5.4), (5.5), (5.9) và (5.10), thành phần động theo các công thức (5.13), (5.18) và (5.22). Trường hợp công trình phải xét tới  $s > 1$  dạng dao động đầu tiên có thể tính toán như trên, song cũng có thể tính toán riêng rẽ với thành phần tĩnh và với từng thành phần động theo từng dạng dao động rồi xác định nội lực theo công thức (3.14) (ở chương 3). Thành phần động của tải trọng gió tính với dạng dao động thứ  $i$  xác định theo công thức (5.21) trong đó thay  $\xi \eta_k$  bằng  $\xi_i \eta_{ik}$ .

#### • Hiện tượng cộng hưởng

Các công trình cao thanh mảnh dạng mặt trụ (như hình 5.2) hoặc dàn không gian có các thanh là thép ống, thép tròn khi gió đi qua công trình tạo thành các xoáy của dòng không khí. Với vận tốc gió  $v = 5 \div 25$  m/s các xoáy này phân bố thành hình ô chéo như hình 5.8 và tần số gián đoạn của các gió xoáy này là

$$f = \frac{s_h v}{d}, \text{ Hz} \quad (5.23)$$

trong đó  $v$  - vận tốc gió tính bằng m/s ;

$d$  - đường kính ngoài của mặt trụ (ống) tính bằng m ;

$s_h$  - số Strukhan phụ thuộc vào hình dạng kết cấu, là tỷ số của đường kính mặt trụ với khoảng cách giữa các xoáy lân cận mặt trụ trên một đường song song với hướng gió.  $s_h$  được xác định từ thực nghiệm. Trong trường hợp không có số liệu thực nghiệm có thể xác định sơ bộ theo công thức (5.24), hoặc gần đúng có thể lấy  $s_h \approx 0,2$  với các phân tố là thép ống thép tròn ;  $s_h \approx 0,15$  với tiết diện có các điểm gãy góc ,

$$s_h \approx \frac{0,225}{c_x} \quad (5.24)$$

Chu kỳ gián đoạn của xoáy là :

$$T_{xoáy} = \frac{1}{f} = \frac{d}{v s_h} \quad (5.25)$$

Nếu chu kỳ gián đoạn của xoáy trùng với chu kỳ dao động tự do của công trình ( $T_{xoáy} = T$ ) thì sẽ sinh ra dao động cộng hưởng của công trình vuông góc với phương gió. Tốc độ gió sinh ra cộng hưởng là :

$$v_{gh} = \frac{d}{s_h T} \quad (5.26)$$

Đây cũng là một hiện tượng nguy hiểm cho công trình và các phân tố có dạng mặt trụ trực tiếp chịu gió.

Khi gió có  $v = v_{gh}$  cần phải tính toán công trình và các phân tố này với lực khí động sinh ra do hiện tượng cộng hưởng.

Khi  $v_{gh} > 25$  m/s các công trình cao có dạng mặt trụ không xảy ra hiện tượng cộng hưởng, vì với gió như vậy không thể có cường độ đều đặn lâu dài.



Hình 5.8. Đường xoáy Bernair-Carman ở mặt khuất gió khi dòng gió song song chảy vòng qua ống hình trụ

### c. Tải trọng động đất với công trình tháp, trụ

Ở những vùng động đất các công trình xây dựng cần phải xét tới tác dụng của động đất đối với nó. Động đất gây cho công trình bị dao động, như vậy các khối lượng của công trình gây nên các lực quán tính tác dụng lên công trình gây nguy hiểm cho công trình. Tải trọng này gọi là tải trọng động đất.

Việc tính toán kết cấu công trình dưới tác dụng của tải trọng động đất có thể tiến hành với giả thiết là lực động đất là tải trọng tĩnh. Sự phân bố của lực động đất trên công trình phụ thuộc vào sự phân bố các khối lượng của công trình.

Lực động đất đối với công trình có phương bất kỳ, việc tính toán được xét riêng rẽ cho mỗi một phương. Lực động đất nguy hiểm cho công trình cao là lực tác dụng theo phương ngang, còn đối với từng phân tố là phương vuông góc với trục của phân tố đó.

Hiện nay tiêu chuẩn về tải trọng động đất của Việt Nam chưa ban hành. Song ta có thể tham khảo và sử dụng các tài liệu chuyên môn trong nước và ngoài nước cũng như các tiêu chuẩn của nước ngoài.

Để tính toán công trình tháp trụ về động đất ta có thể thực hiện gần đúng bằng cách chia tháp trụ thành  $r$  đoạn ( $j = 1, \dots, k, \dots, r$ ) với  $r$  bậc tự do tương tự như ở phần tải trọng gió để xác định dao động riêng và lực động đất của công trình.

Giá trị tính toán của tải trọng động đất  $F_{ik}$  ứng với dạng động dao động riêng thứ  $i$  tại vị trí khối lượng thứ  $k$  của công trình có thể xác định theo công thức (3.15) (chương 3), với công trình tháp trụ gần đúng có thể xác định theo công thức sau :

$$F_{ik} = Q_k k_d \beta_i \eta_{ik} \quad (5.27)$$

trong đó  $Q_k$  - trọng lượng của đoạn  $k$  ;

$k_d$  - hệ số động đất, phụ thuộc vào cấp động đất cho ở bảng 5.6.

Bảng 5.6. Hệ số động đất  $k_d$

| Cấp động đất | 7     | 8    | 9   |
|--------------|-------|------|-----|
| $k_d$        | 0,025 | 0,05 | 0,1 |

$\beta_i$  - hệ số động đất ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$ , xác định như sau:

$$\beta_i = \frac{t}{T_1} ; \quad 0,8 \leq \beta_i \leq 3 ; \quad (5.28)$$

$\beta_i$  có thể xác định theo đồ thị ở hình 5.9.

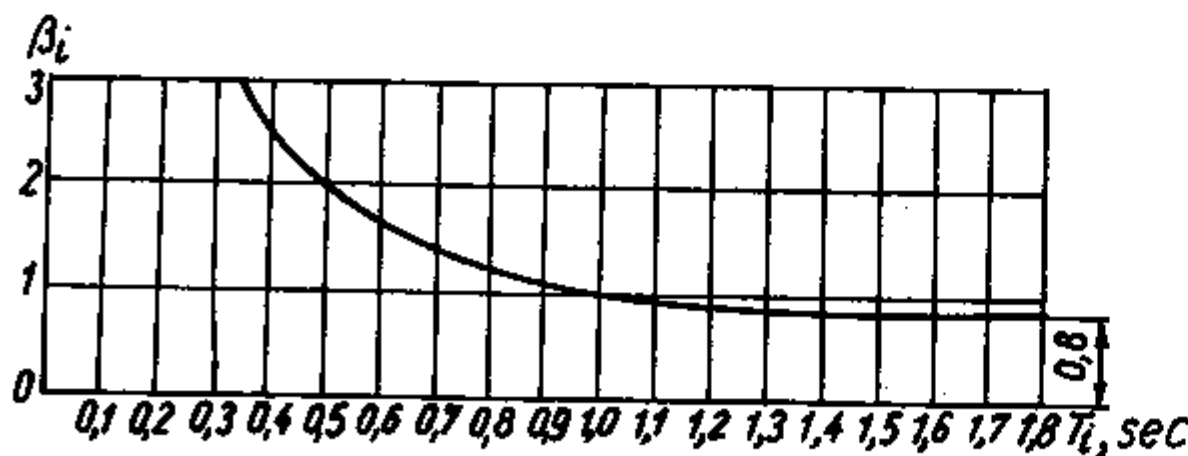
$t = 1,5$  với công trình cao tháp trụ (xét tới sự tắt dần chậm của dao động vì công trình thanh mảnh), còn lại  $t = 1$  ;

$T_i$  - chu kỳ dao động riêng thứ  $i$  của công trình ;

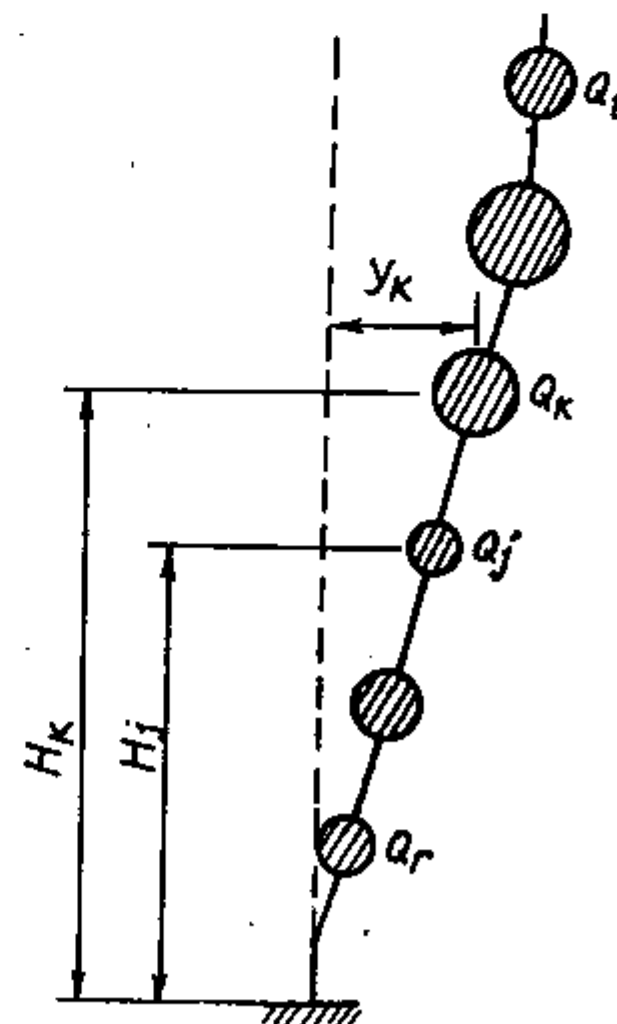
$\eta_{ik}$  - hệ số phụ thuộc vào biến dạng của công trình ở dạng dao động riêng thứ  $i$  và vào vị trí đặt tải  $Q_k$ , được xác định theo công thức :

$$\eta_{ik} = \frac{Y_{ik} \sum_{j=1}^r Q_j Y_{ij}}{\sum_{j=1}^r Q_j Y_{ij}^2} , \quad (5.29)$$

ở đây  $Y_{ik}$  ,  $Y_{ij}$  - chuyển vị của công trình ở dạng dao động riêng thứ  $i$  tại điểm khảo sát  $k$  và tất cả các điểm  $j$  còn lại mà ở đó đặt các trọng lượng tập trung của nó (xem hình 5.10).



Hình 5.9. Hệ số động lực  $\beta_i$  của tải trọng động đất



Hình 5.10. Sơ đồ tính hệ có  $r$  bậc tự do

Công trình có chu kỳ của dạng dao động riêng đầu tiên  $T_1 > 0,5$  s trong tính toán cân tĩnh tiếp tục với các dạng dao động riêng cao hơn, có thể lấy số dạng dao động  $s \leq 3$ . Khi  $T_1 \leq 0,5$  s với công trình có độ cứng và trọng lượng thay đổi theo chiều cao không lớn thì chỉ cần tính với dạng dao động riêng đầu tiên.

Nội lực tính toán (lực dọc, lực cắt, mômen) ở tiết diện khảo sát của kết cấu do lực động đất được xác định theo công thức (3.18) ở chương 3.

## § 5.2. ĐẠI CƯƠNG VỀ THÁP THÉP

### 1. Đặc điểm và phân loại

#### a. Đặc điểm

Công trình tháp, trụ đều có đặc điểm chung là chiều cao lớn hơn nhiều lần so với chiều rộng (tỷ số  $H/B$  rất lớn). Nhưng công trình tháp có thể tự đứng được, còn trụ thì chỉ đứng vững được nhờ các dây neo. Về mặt tổng thể, có thể coi tháp làm việc theo sơ đồ côngxon ngàm chặt vào móng, còn thân trụ thì làm việc theo sơ đồ dầm liên tục trên các gối tựa đàn hồi là các mắt neo.

Cả tháp và trụ đều chịu tác dụng của tải trọng chủ yếu là tải trọng ngang (gây bởi gió và động đất). Các tác dụng này không chỉ phụ thuộc vào tải trọng mà còn phụ thuộc vào bản thân công trình (độ cứng, khối lượng, cách phân bố khối lượng, dao động bản thân ...).

Xét về mặt hiệu quả kinh tế thì giá thành cho một mét chiều cao của trụ thấp hơn của tháp ; nhưng về quan điểm sử dụng thì tháp có nhiều ưu điểm hơn :

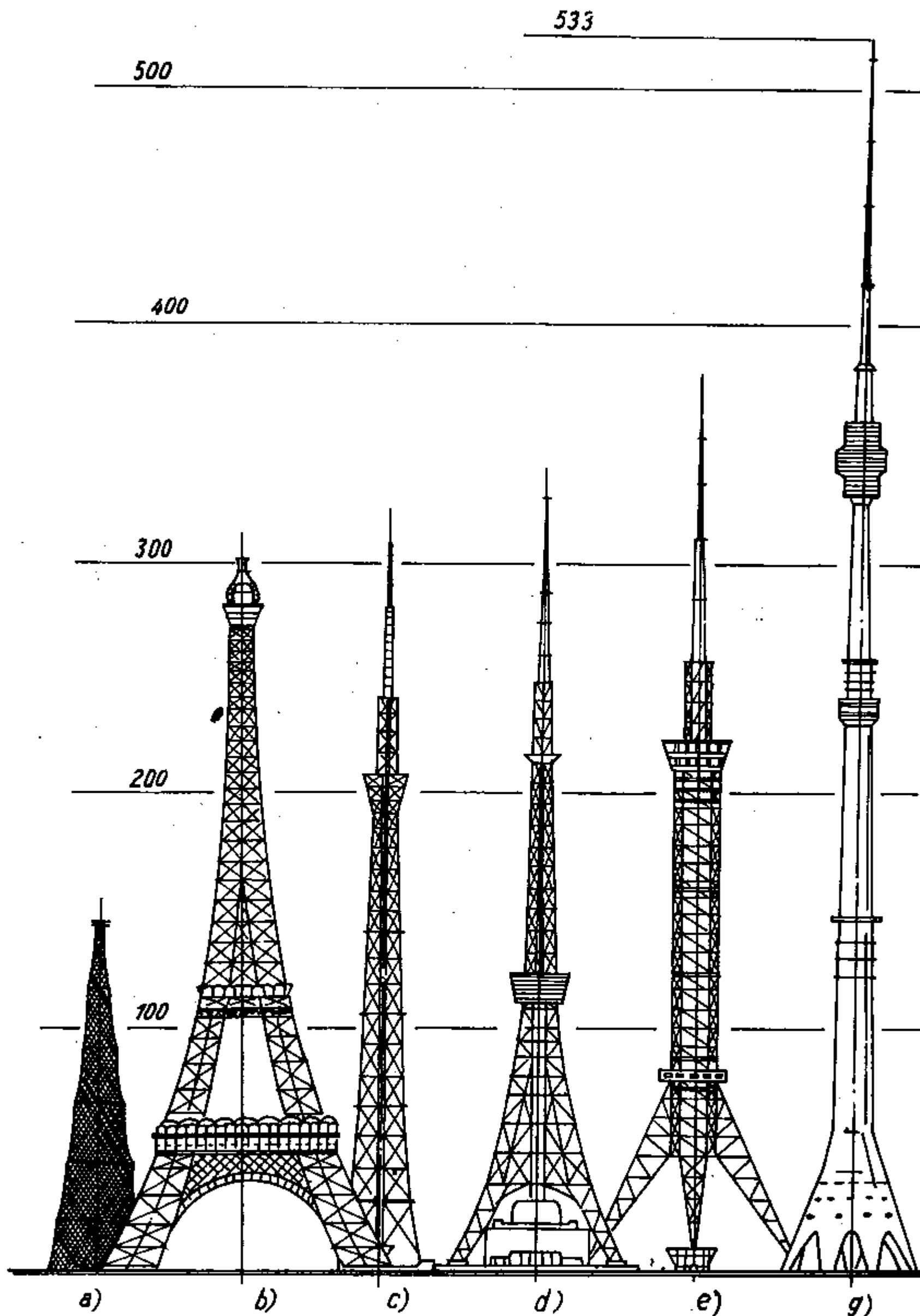
- Do khả năng có thể tự đứng nên độ an toàn của tháp lớn hơn của trụ.
- Độ võng ở đỉnh tháp bé hơn ở đỉnh trụ, điều này rất có ích cho chất lượng truyền sóng thông tin mà các công trình cao thường phải đảm trách.
- Diện tích chiếm đất xây dựng cho tháp ít hơn trụ dây neo. Điều này phù hợp với yêu cầu thực tế đang cần phải tiết kiệm đất xây dựng.

Do những ưu điểm trên nên trong các công trình dạng cột thì tháp thường được xây dựng nhiều hơn. Hình 5.11, giới thiệu một số tháp nổi tiếng thế giới.

#### b. Phân loại

Tháp thép thường dùng là một hệ thanh không gian và được phân loại dựa vào các cơ sở sau :

● **Phân loại theo chức năng sử dụng** : bao gồm tháp dùng làm mốc chuẩn độ cao, tháp thông tin bưu điện, tháp truyền hình, tháp du lịch, cột tải điện vượt sông, tháp đỡ dài quan sát, tháp đỡ băng tải, trụ cầu ... Mặc dù khá nhiều loại nhưng đều thuộc bốn nhóm chính : loại không dây, loại có dây, loại chịu tải đứng bé và loại chịu tải đứng lớn.



**Hình 5.11. Giới thiệu một số tháp trên thế giới**

a) Sukhov (Moxkva) ; b) Eiffel (Paris) ; c) TVLeningrad ; d) TV.Tokyo ;  
e) TVKyev ; g) TV.Ostakino (Moxkva).

● **Phân loại theo số lượng mặt bên** : bao gồm tháp ba mặt, tháp bốn mặt, tháp nhiều mặt. Việc chọn loại nào để xây dựng phụ thuộc vào yêu cầu chịu lực, yêu cầu công nghệ, khả năng thi công, yêu cầu kiến trúc ... Đa số các tháp cao dùng làm mốc chuẩn trong trắc địa hình thường làm ba mặt vì tải trọng

lên tháp rất bé (chỉ là gió lên thân tháp, thiết bị hầu như không có). Các tháp thông tin bưu điện, tháp truyền hình, cột tải điện vượt sông ... thì do nhu cầu lắp đặt các thiết bị ăng ten vào các mặt bên hoặc lắp xà đỡ chuỗi sứ treo dây ... thường áp dụng tháp bốn mặt. Các tháp dùng cho ngành du lịch, cho truyền hình thì do yêu cầu tạo dáng kiến trúc, do tải trọng đứng của người và thiết bị khá lớn nên cũng hay dùng loại nhiều mặt.

Về cấu tạo, chế tạo và thi công dựng lắp thì tháp bốn mặt đơn giản hơn cả. Các tháp ba mặt hoặc nhiều mặt chế tạo khó hơn, yêu cầu vật liệu đặc biệt, không thông dụng nên thường ít áp dụng hoặc chỉ áp dụng cho những tháp lớn.

- **Phân loại theo hình thức tiết diện thanh** : chủ yếu là tháp bằng thép ống và tháp bằng thép góc. Các thép hình khác như thép hình I, hình C, ... đôi khi cũng được áp dụng trong các tháp chịu tải trọng lớn như tháp đỡ băng tải, tháp đỡ trạm trộn vật liệu, tháp đầu cầu. Loại tiết diện này cũng không phải dùng cho tất cả các thanh mà chỉ dùng ở một số thanh cần thiết. So với thép góc, thì tiết diện là thép ống có khả năng chịu tải lớn hơn, chống gỉ tốt hơn, nhưng chế tạo khó khăn hơn.

- **Các phân loại khác** : tháp còn có thể được phân loại theo vật liệu chế tạo (tháp bê tông, tháp thép), phân loại theo độ choán của mặt tháp (tháp rỗng, tháp kín)...

## 2. Hình dạng chung của tháp thép dạng dàn

### a. Các dạng chính của tháp

- **Dạng đứng** : trục của thanh cánh tháp đều song song và vuông góc với mặt móng. Số lượng thanh cánh có thể là ba, bốn hoặc nhiều thanh. Loại tháp này chế tạo và lắp ghép đơn giản (số chủng loại cấu kiện ít nhất), chịu tải trọng đứng khá tốt (không làm cho thanh cánh bị uốn xiên bởi tải trọng đứng) (h.5.11e). Khi chịu tải trọng ngang hình dạng này không hợp lý do không phù hợp với hình dạng của biểu đồ mômen của côngxon. Để hạn chế bớt sự bất hợp lý này, có thể thay đổi tiết diện thanh cánh đứng nhưng cũng ít hiệu quả. Vì vậy chỉ nên dùng dạng thẳng đứng cho những tháp thấp, tải trọng đứng lớn như tháp đỡ đài nước, tháp đỡ băng tải, trạm trộn. Đặc biệt là do ưu điểm đơn giản khi lắp dựng nên các dàn giáo thi công thường sử dụng các kết cấu loại này.

- **Dạng thon** : trục các thanh cánh (ba, bốn hoặc nhiều thanh) có cùng độ dốc trên suốt chiều cao của tháp (h.5.11c). Do đặt nghiêng nên khi chịu tải trọng đứng các thanh cánh bị uốn xiên, nếu độ dốc (độ nghiêng) bé thì tác dụng của uốn xiên cũng không đáng kể. Khi chịu tải trọng ngang, so với dạng đứng thì hình dạng này hợp lý hơn vì hình dạng tổng thể so với dạng của biểu đồ mômen thì phù hợp hơn ; cách phân phối độ cứng và phân phối khối lượng cũng phù hợp hơn (lớn ở phía chân tháp, nhỏ dần khi lên cao có tác dụng giảm dao động bản thân). Việc chế tạo cũng tương đối đơn giản. Vì vậy, hình dạng này thường được áp dụng để xây dựng khá nhiều các tháp có chiều cao trung bình.

• **Dạng thon đổi độ dốc một số lần** : dọc theo chiều cao, độ dốc của thanh cánh thay đổi một số lần. Số lần thay đổi càng nhiều thì việc chế tạo, lắp dựng càng khó khăn nhưng hiệu quả về mặt chịu lực, về kinh tế và thẩm mỹ cũng lớn hơn. Các tháp có chiều cao lớn đều áp dụng hình dạng này (h.5.11a,b,d).

### *b. Lựa chọn các tham số cấu tạo hình dạng thanh cánh*

Hình dạng và số lượng thanh cánh quyết định hình dạng chung của tháp. Chiều dài thanh cánh (chiều cao của tháp) được quyết định do yêu cầu sử dụng.

Chiều rộng đỉnh tháp phụ thuộc khá nhiều vào nhu cầu sử dụng không gian bên trên (đối với các tháp quan sát, du lịch, dàn khoan, băng tải) hoặc yêu cầu gá lắp thiết bị để thỏa mãn yêu cầu chống xoắn của tiết diện ngang dưới tác dụng của tải trọng do ăng ten đặt lệch. Thông thường, ở các tháp ăng ten vô tuyến và các cột tải điện thì chiều rộng đỉnh vào khoảng 0,9 - 1,5 m ; còn với các tháp đỡ ăng ten sóng ngắn (vi ba) của bưu điện thì chiều rộng này thường bằng và lớn hơn 2m và không nên bé hơn 0,75 lần đường kính  $D$  của chảo ăng ten đỉnh tháp.

Chiều rộng chân tháp phụ thuộc vào khá nhiều yếu tố : yêu cầu chịu lực, yêu cầu thẩm mỹ, khả năng cung ứng vật liệu cho thanh cánh chân tháp, diện tích chiếm đất và khả năng của đất nền ... Thông thường, kích thước này vào khoảng  $(1/8 \div 1/20)H$ .

Tuy vậy, xét đến yếu tố của nền đất yếu và khả năng khai thác vật liệu có tiết diện khá lớn cho thanh cánh ở đáy là rất khó nên thường dùng tỷ lệ  $B = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10}\right)H$  cho chiều rộng đáy tháp. Đồng thời, để đạt được hiệu quả về mặt thẩm mỹ và tiết kiệm vật liệu thép thì ở các tháp lớn nên thay đổi chiều rộng một vài lần. Nếu gọi  $H_z$  là chiều cao tính từ đỉnh tháp đến một tiết diện nào đó có chiều rộng  $B_z$ , thì tỷ lệ nên dùng là :  $B_z/H_z = 1/8 + 1/20$ . Các tháp nổi tiếng đã được xây dựng trên thế giới (Sukhov, Eiffen, Tokyo) khá phù hợp với tỷ lệ này.

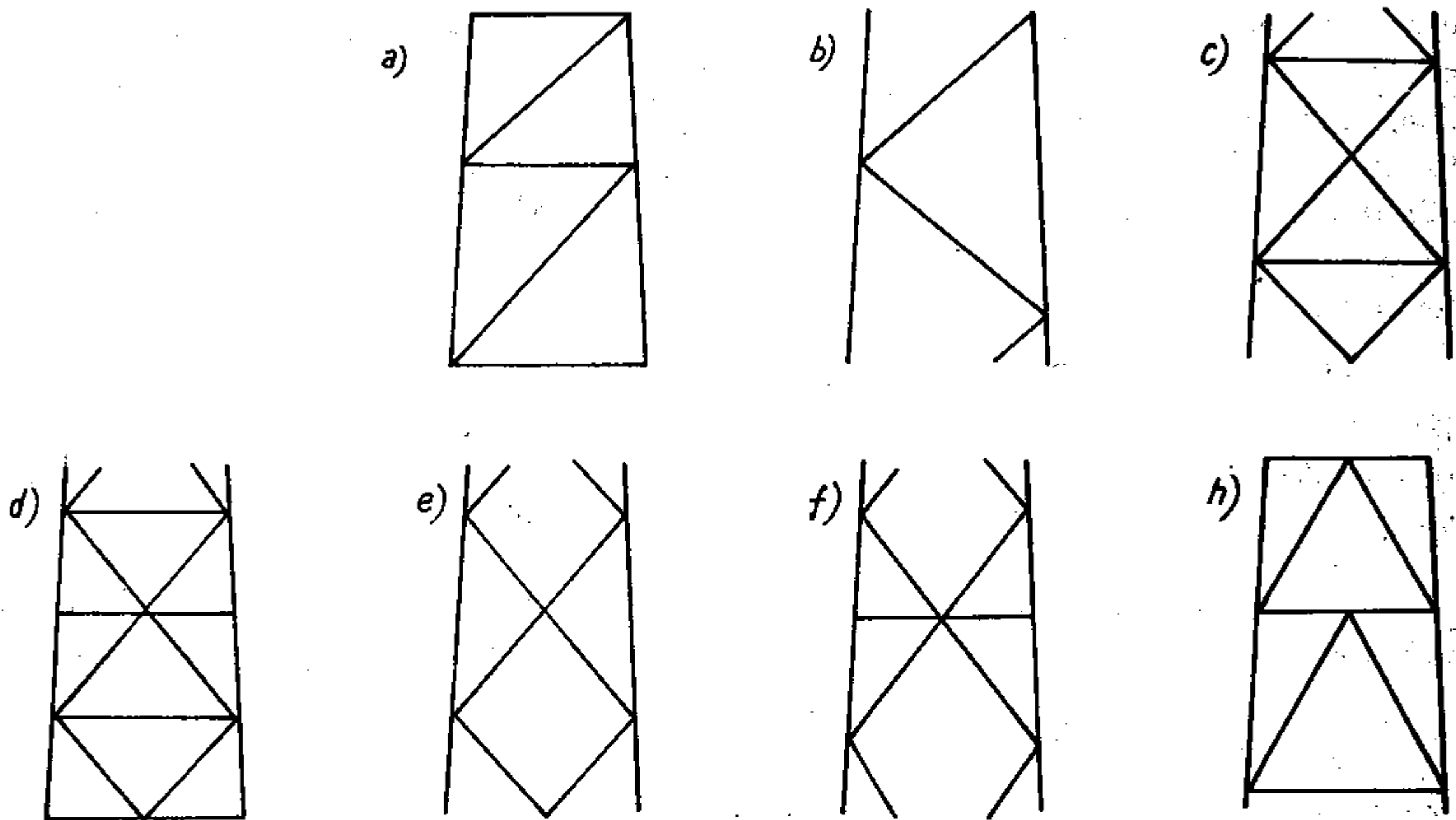
## **3. Hệ thanh bụng**

Giống như trong dàn mái, hệ thanh bụng trong các tháp thép dạng dàn làm nhiệm vụ định hình cho các thanh cánh tháp (cố định dạng cho các dàn biên khi chịu tải), làm giảm chiều dài tính toán và tránh uốn cục bộ cho thanh cánh. Có rất nhiều cách bố trí hệ thanh bụng ; việc chọn phương án hệ thanh bụng không chỉ ảnh hưởng đến tính chất chịu lực của toàn tháp mà còn bị chi phối bởi khả năng thi công, yêu cầu sử dụng không gian và phương án bố trí vách cứng ngang. Các phương án thường được áp dụng là :

• **Hệ thanh bụng xiên (h.5.12a) và hệ thanh bụng tam giác (h.5.12b)** có cấu tạo rất đơn giản (số lượng thanh cùng tụ vào một mắt ít). Hệ tam giác cho tổng chiều dài thanh bụng bé nhất. Nhược điểm chính của hai loại này là chiều dài mỗi thanh tương đối lớn, điều kiện ổn định khi thanh chịu nén khá bé.

Vì vậy chúng chỉ thường được áp dụng ở những tháp nhỏ, có chiều dài thanh bụng không lớn lắm.

● Hệ thanh bụng chữ thập (h.5.12c) có cấu tạo rất phức tạp hơn hệ tam giác và hệ thanh xiên nhưng khi chịu tải theo một phương xác định thì một nửa số thanh bụng chịu kéo còn nửa kia chịu nén. Nếu bỏ qua các thanh nén thì hệ vẫn còn là hệ bất biến hình, có khả năng chịu tải tốt. Điều này cho phép khả năng có thể làm hệ thanh bụng bằng các dây mềm.



Hình 5.12. Hệ thanh bụng của tháp thép dạng dàn

Nhược điểm chính của hệ thanh bụng chữ thập là chiều dài thanh cánh lớn, khi cần bố trí vách thì cấu tạo thêm thanh ngang tại nút góc và vì thế làm cho nút góc quá phức tạp. Phương án dùng hệ thanh bụng chữ thập có thanh ngang (h.5.12d) khắc phục được những nhược điểm trên. Trong hệ này, các thanh ngang có nội lực bé, nhưng đóng vai trò làm giảm chiều dài tính toán cho thanh cánh (chỉ còn một nửa so với trước) và vì thế tiết diện thanh cánh sẽ bé hơn.

● Hệ thanh bụng dạng quả trám (h.5.12e) cho tổng chiều dài thanh bụng bé, chiều dài của mỗi thanh bụng cũng không lớn, có thể chịu được tải trọng theo các hướng khác nhau, lại dễ dàng liên kết nối thanh cánh tại nút đỉnh quả trám (các nút này có số lượng thanh quy tụ ít). Dạng này được sử dụng nhiều cho các tháp thông thường và lớn. Giải pháp hệ thanh bụng quả trám có thanh ngang như hình 5.12f, cũng được dùng khi cần giảm chiều dài tính toán cho thanh cánh, hoặc khi cần bố trí các vách ngang.

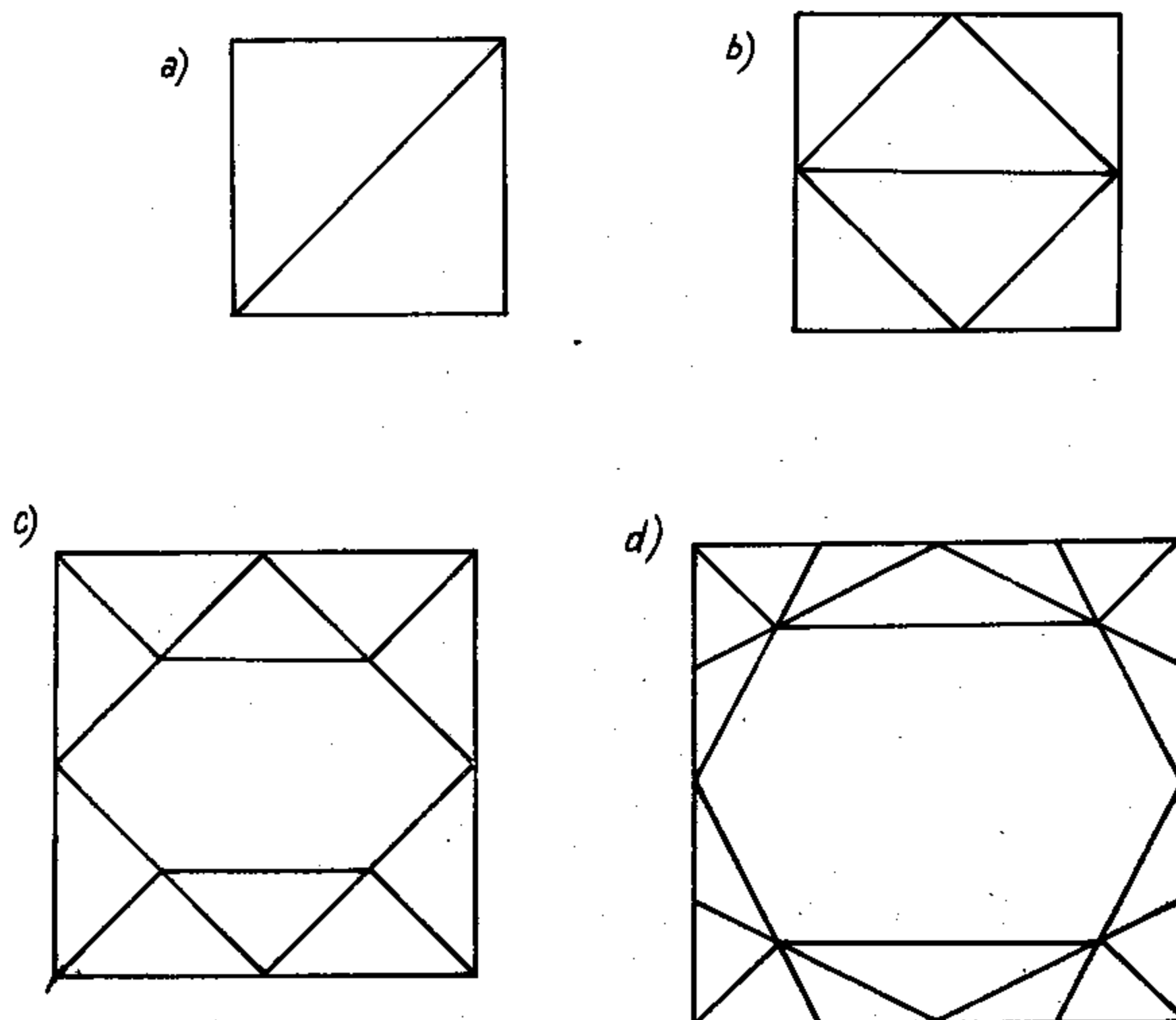


- Hệ thanh bụng tam giác chống (nửa xiên) h.5.12h thích hợp cho việc bố trí các sàn, vách cứng tại chỗ có thanh ngang. Hệ này có thanh bụng tương đối ngắn, chịu nén khá tốt. Với tháp có chiều rộng lớn, chiều dài thanh ngang lớn, thích hợp để áp dụng hệ này ; khi đó các thanh chống xiên làm giảm nhịp cho thanh ngang. Nhược điểm chính của hệ là tại nút nối đoạn có nhiều thanh hội tụ nên cấu tạo liên kết khá phức tạp, vì vậy chỉ nên dùng trong các tháp lớn hoặc phải lùi mối nối thanh cánh lên cao hơn nút một đoạn 20 - 50 cm.

- Hệ chia nhỏ là hệ có thể áp dụng kết hợp với tất cả các hệ thanh bụng khác. Vai trò chính của các thanh chia nhỏ là làm giảm chiều dài tính toán và hạn chế uốn cục bộ cho các thanh (kể cả thanh cánh, thanh bụng) ; Nhưng việc áp dụng nó sẽ kéo theo sự phức tạp trong cấu tạo (số lượng mắt nhiều hơn, độ phức tạp của mỗi mắt cũng lớn hơn), vì vậy chỉ nên dùng với những tháp lớn hoặc khi không thể khai thác được tiết diện lớn cho các thanh chính.

#### 4. Vách cứng ngang

Vách cứng ngang định hình, cố định khoảng cách không gian cho các thanh cánh, định dạng tháp trong quá trình chịu lực. Vị trí bố trí vách ngang ảnh hưởng đến chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng cho các thanh bụng của dàn chính. Nếu không có các vách cứng thì trong quá trình chịu lực hình dạng chung của tháp sẽ thay đổi và kéo theo những sai lệch về giả thiết khi tính toán, phân phối tải



Hình 5.13. Các loại vách ngang dạng hệ thanh của tháp thép

trọng, nội lực giữa các phân tử. Vách cứng còn đóng vai trò bảo đảm độ cứng chống xoắn, phân phối mômen xoắn cho các dàn mặt bên cùng chịu.

Vách cứng ngang có thể bằng bản bê tông cốt thép, bằng bản thép dày hoặc bằng các dàn thép nằm ngang. Các dàn ngang này nhận các thanh ngang của các dàn mặt tháp làm thanh biên có bổ sung thêm các thanh bụng xiên để tiết diện ngang này đủ cứng (bất biến hình trong mặt phẳng của chính nó).

Theo điều kiện chịu lực thì khoảng cách lớn nhất giữa hai vách cứng không được lớn hơn ba lần chiều rộng trung bình của thân tháp chỗ bố trí vách (nên vào khoảng 9 - 10m) và mỗi tháp phải có ít nhất là hai vách cứng ngang. Khi bố trí cần quan tâm cả đến các khả năng thi công lắp dựng : các vách cứng thường là chỗ tựa của các chi tiết thang, sàn công tác cả ở giai đoạn lắp dựng và trong vận hành. Vì vậy, trên mỗi đoạn lắp ghép cần bố trí ít nhất một vách cứng ngang. Hình 5.13 giới thiệu một số vách cứng ngang dạng thanh.

## § 5.3. TÍNH TOÁN THÁP

### 1. Các phương pháp và giả thiết tính toán

Tương tự như việc thiết kế kết cấu nhà, khi thiết kế tháp thép trước hết phải dựa vào các phương án đã có hoặc các hướng dẫn về cấu tạo để định ra được hình dáng tổng thể, kiểu tiết diện ..., rồi dựa vào các phép tính rất sơ bộ để giả thiết trước tiết diện các thanh. Sau đó tiến hành các bài toán kiểm tra. Tháp phải được thiết kế an toàn theo các điều kiện :

- Độ bền.
- Ổn định cục bộ (ổn định của từng thanh).
- Ổn định tổng thể toàn tháp.
- Ổn định lật đổ công trình.
- Biến dạng (độ võng thân tháp, góc nghiêng của các sàn ngang).

Tùy theo khả năng và điều kiện tính toán mà các sơ đồ tính khác nhau đã được kiến nghị để sử dụng. Sau đây giới thiệu một số sơ đồ cơ bản.

#### a. Sơ đồ côngxon

Coi toàn bộ tháp như một thanh côngxon thẳng đứng ngàm vào móng. Côngxon này có độ cứng là độ cứng bản thân của tháp, chịu tác dụng của các tải trọng giống như tải trọng của tháp đang xét. Mômen uốn ở các thiết diện côngxon sẽ phân phối cho các thanh cánh tháp tỷ lệ với bề rộng thân tháp, còn lực cắt của côngxon sẽ do các thanh bụng chịu. Sơ đồ này đơn giản, dễ dàng

thực hiện các phép tính bằng tay, nhưng sai số thường lớn do phải chấp nhận những giả thiết sơ bộ về độ cứng để tính và để phân phối nội lực, biến dạng. Vì vậy chỉ dùng cho những bài toán sơ bộ ban đầu để giả thiết tiết diện thanh, cho những tháp nhỏ hoặc sử dụng cho các bài toán động học để xác định tần số, chu kỳ bản thân khi xác định tải trọng.

### ***b. Sơ đồ dàn phẳng***

Các mặt bên tháp được coi như các dàn phẳng (bỏ qua các gẫy khúc tại chỗ đổi độ dốc). Trong một trường hợp tác dụng của tải trọng ngang, chỉ có một số dàn phẳng chịu lực độc lập, các dàn còn lại giữ vai trò cố định khoảng cách cho các dàn chịu tải, tiếp nhận và phân phối ngoại lực cho tất cả các dàn chịu tải. Sơ đồ này chấp nhận các giả thiết tính toán của dàn phẳng : trục các thanh bụng hội tụ trên trục thanh cánh tại một điểm gọi là nút (hoặc mắt) ; tải trọng tác dụng trên trục thanh được quy thành lực tập trung tại nút ; các nút đều coi là khớp. Khi tính theo sơ đồ này các thanh chỉ có nội lực trục, chuyển vị nút xác định theo lý thuyết dàn phẳng. So với sơ đồ côngxon thì sơ đồ này cho kết quả chính xác hơn. Đặc biệt là, trong điều kiện kỹ thuật và công cụ tính toán chưa cho phép thì việc chấp nhận sơ đồ dàn phẳng có thể giải hàng loạt các bài toán bằng thủ công. Vì vậy trong một thời gian khá dài phương pháp này đã được áp dụng để thiết kế, kiểm tra nhiều công trình tháp.

### ***c. Sơ đồ hệ thanh không gian***

Ở sơ đồ tính này, các thanh giữ nguyên vị trí của nó trong không gian. Liên kết ở các đầu thanh có thể là liên kết khớp hoặc liên kết cứng. Tải trọng có thể tác dụng theo hướng bất kỳ. Vì sơ đồ tính chấp nhận khá giống với sơ đồ thật nên kết quả nhận được đã phản ánh chính xác sự làm việc thực tế của công trình. Tuy vậy do phải giải hệ nhiều phương trình nên khối lượng tính toán rất lớn, sẽ không thể tiến hành được nếu không có sự trợ giúp của máy tính và các phần mềm đủ mạnh. Hiện nay ở nước ta đã ứng dụng các chương trình như SAP 86, SAP 90 ... để giải các bài toán động học, nội lực, biến dạng của các công trình cao theo hệ không gian nhiều ẩn số. Điều đó tạo thuận lợi lớn cho việc đánh giá chính xác đặc điểm làm việc, cho thiết kế và thi công các công trình loại này.

## **2. Tải trọng và tác dụng**

Tải trọng chủ yếu của các công trình tháp là trọng lượng bản thân, tải trọng gió và động đất. Ở các cột tải điện vượt sông, các tháp đỡ dây treo ... thì còn có thêm tải trọng gió lên dây, tải trọng do lực căng dây khi căng, khi đứt. Tác dụng của các loại tải trọng này lên tháp không chỉ phụ thuộc vào tải trọng mà còn phụ thuộc vào bản thân công trình tháp (phụ thuộc vào độ cao tháp, cách phân bố khối lượng và giá trị của khối lượng bản thân các phần ...). Cách xác định các tải trọng và tác dụng của nó lên tháp đã trình bày trong §5.1. Sau đây chỉ nêu thêm một số trường hợp cụ thể.

### a. Trọng lượng bản thân

Trọng lượng bản thân (tĩnh tải) là đại lượng chỉ tính chính xác được sau khi đã thiết kế xong. Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ hoặc thiết kế phương án thì đại lượng này chỉ được xác định gần đúng. Có các cách tính sau đây :

- ◆ Với các phép tính sơ bộ ban đầu, trọng lượng bản thân của toàn tháp (hoặc của trung bình 1 m chiều cao tháp) có thể xác định dựa vào công thức kinh nghiệm sau :

$$G_i = G_o K_w K_H^3, \quad \text{kG hoặc kG/m}, \quad (5.34)$$

trong đó  $G_i$  - trọng lượng toàn tháp (hoặc của 1m cao) là đại lượng đang cần tìm ;

$G_o$  - trọng lượng toàn tháp (hoặc của 1m cao) của tháp đã biết theo một tài liệu nào đó;

$K_w = w_i/w_o$  - tỷ số tải trọng gió khu vực của tháp đang xét và tháp đã biết ;

$K_H = H_i/H_o$  - tỷ số chiều cao của tháp đang xét và tháp đã biết.

- ◆ Cũng có thể xác định trọng lượng bản thân dựa trên cơ sở đã có chiều dài thanh, đã giả thiết trước kích thước tiết diện thanh.

Trọng lượng tiêu chuẩn của thanh thứ  $j$  nào đó, có chiều dài  $L_j$  (m) và diện tích tiết diện  $A_j$  ( $\text{m}^2$ ) xác định theo công thức :

$$G_j = L_j A_j \gamma_o, \quad \text{kG}. \quad (5.35)$$

Trọng lượng của toàn tháp (hoặc một đoạn thứ  $k$  nào đó) xác định gần đúng theo công thức :

$$G = 1,15 \sum_{j=1}^r L_j A_j \gamma_o, \quad \text{kG} \quad (5.36)$$

trong đó  $\gamma_o$  - trọng lượng riêng của vật liệu thanh, với thép  $\gamma_o = 7,85 \text{ t/m}^3$  ;

$r$  - tổng số thanh  $j$  của toàn tháp (hoặc của đoạn thứ  $k$ ) ;

1,15 - hệ số tăng trọng lượng, kể đến trọng lượng của các bản mắt và các chi tiết khác : bulông, đường hàn, thang, sàn công tác ... làm tăng trọng lượng chung của toàn tháp (hoặc của một đoạn).

Sau khi thiết kế chi tiết cần tính toán lại chính xác trọng lượng của tháp. Nếu sai lệch trọng lượng giữa hai lần tính nhỏ hơn 10 - 15%, thì chấp nhận trọng lượng đã giả thiết là đúng mà không cần phải tính lại.

### b. Các trường hợp tải trọng đặc biệt

#### ● Tải trọng tác dụng lên cột tải điện (h.5.14)

Điểm khác nhau cơ bản của cột tải điện và tháp thông tin (truyền hình, bưu điện ...) là ở cột tải điện còn được treo thêm hệ thống dây (dây dẫn và dây chống sét). Vì vậy, ngoài các tải trọng tác dụng lên thân cột tháp (bao gồm trọng lượng

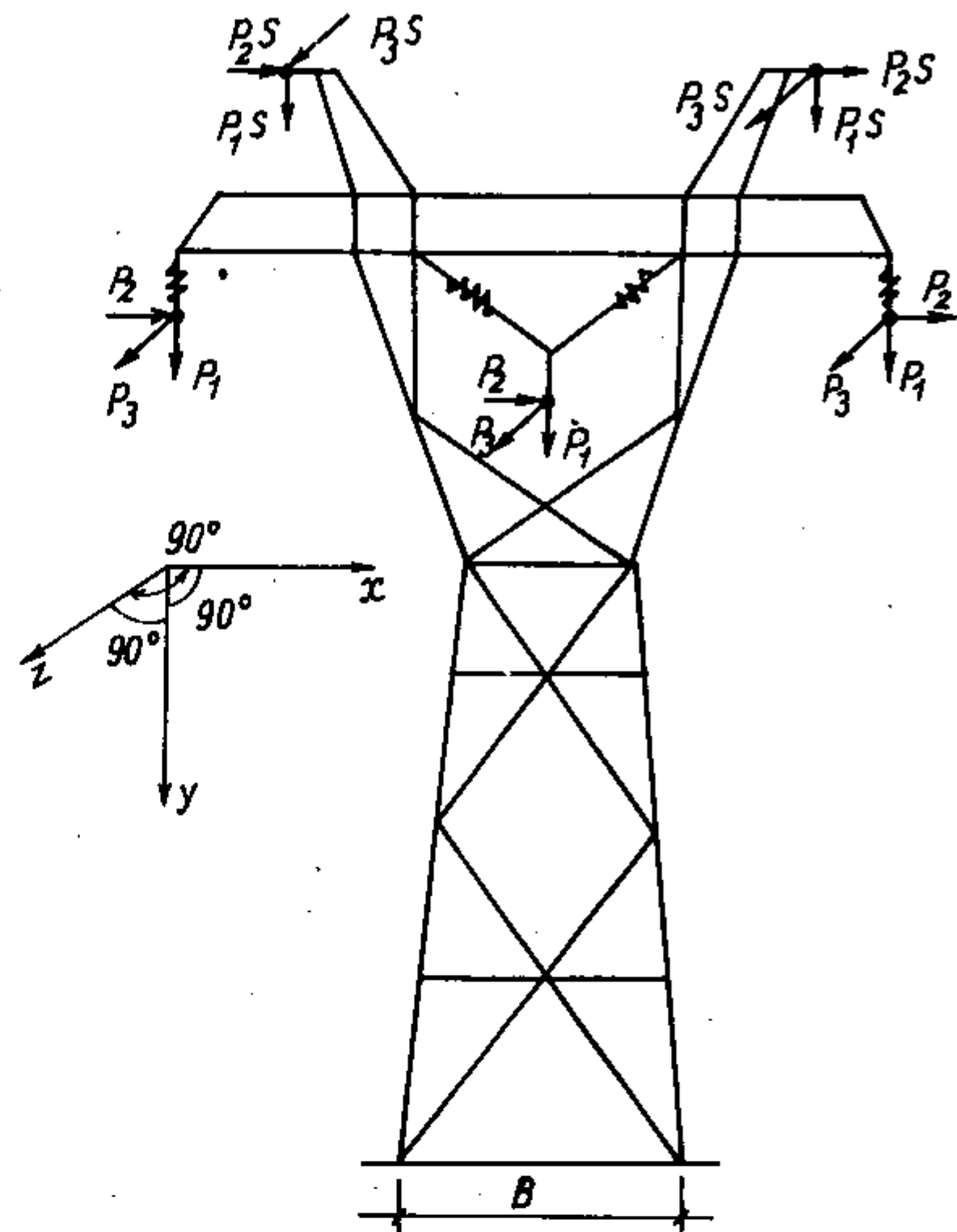
bản thân cột, các thành phần của tải trọng gió, động đất) được xác định giống như ở tháp thông tin (xem §5.1) thì đối với cột tải điện vượt sóng còn phải kể thêm các tác dụng do dây truyền vào cột. Cụ thể là :

◆ *Trọng lượng của dây dẫn và chuỗi sứ treo dây  $P_1$ , của dây chống sét và chuỗi sứ treo nó  $P_1^s$  tác dụng lên cột tháp dưới dạng các lực tập trung, theo phương đứng, đặt tại mắt treo dây. Giá trị này là kết quả của bài toán xác định phản lực của dây mềm treo trên các gối tựa. Chúng phụ thuộc vào loại dây, chiều dài dây (khoảng cách của hai cột), tiết diện dây ... và thường được cho theo kết quả của phân công nghệ truyền dẫn điện.*

Theo Tiêu chuẩn IIYĐ của SNG thì khối lượng của các dây dẫn và phụ kiện kèm theo này không tham gia vào bài toán dao động riêng của thân cột (do dây quá dài, quá võng, do được bảo đảm bởi các liên kết tại đầu chuỗi sứ treo ...). Nghĩa là, trong các bài toán động học trước đây để xác định các tần số riêng  $f_i$ , chu kỳ  $T_i$ , biên độ của dao động riêng  $y_{ik}$  không có sự tham gia của dây và các phụ kiện treo dây.

◆ *Tác dụng của tải trọng gió lên dây truyền đến cột dưới dạng các phản lực gối của dây, được coi như tải trọng tĩnh, đặt tập trung theo phương ngang, tại mắt treo dây và song song với một mặt phẳng cột (riêng đối với pha giữa, được treo bởi hai chuỗi sứ thì phản lực này chỉ truyền cho chuỗi sứ chịu kéo để đến cột). Giá trị của lực ngang  $P_2$  (hoặc  $P_2^s$ ) này phụ thuộc vào phương của gió so với hướng tuyến (hướng căng dây) : khi hướng gió vuông góc với hướng tuyến, lực ngang là  $P_2$  (hoặc  $P_2^s$ ) ; khi hướng gió tạo góc  $45^\circ$  với hướng tuyến thì  $P'_2 = \sin^2 45^\circ P_2 = 0,5 P_2$  (hoặc tương ứng ở dây chống sét  $P'^s_2 = 0,5 P_2^s$ ). Các phản lực  $P_2, P_2^s$  cũng được cho theo kết quả bài toán dây mềm của phân công nghệ.*

◆ *Tác dụng của lực kéo do đứt dây hoặc căng dây : khi đứt một dây pha (hoặc một dây chống sét), sinh ra lực kéo tác dụng vào cột  $P_3$  (hoặc  $P_3^s$ ), theo*



Hình 5.14. Tải trọng lên cột tải điện

phương dọc dây, hướng về phía nhịp không đứt. Ở trạng thái này, tại vị trí treo dây bị đứt, do dây chỉ còn một bên nhịp nên lực ngang của gió chỉ còn  $P'_2$  (hoặc  $P_2^s$ ). Tại các vị trí khác vẫn tồn tại  $P_2$  (hoặc  $P_2^s$ ). Các lực này, khi tổ hợp tải trọng, đều lấy hệ số giảm tải gió bằng 0,75 (không cho đứt dây ở trường hợp gió lớn nhất).

*Chú ý rằng :*

+ Quy phạm quy định chỉ xét một trong các trường hợp : hoặc đứt một dây chống sét ; hoặc đứt một dây pha (thường là pha biên). Tại mắt có dây đứt tồn tại  $P_3$  (hoặc  $P_3^s$ ). Các mắt không có dây đứt không tồn tại chúng.

+ Với các cột đỡ, khi đứt dây pha thì  $P_3 = 0,15 P_{max}$

khi đứt dây chống sét thì  $P_3^s = 0,5P_{max}^s$ ,

trong đó  $P_{Max}$  ;  $P_{max}^s$  là lực căng lớn nhất trong dây pha, dây chống sét. Giá trị này được quyết định bởi công nghệ dẫn điện và thi công.

+ Với các cột néo, cột góc tồn tại  $P_3$  và  $P_3^s$  ở mọi mắt treo dây. Đó chính là lực căng  $P_{max}$  và  $P_{max}^s$ . Quy phạm quy định tại các cột néo, không cho đứt dây pha.

● **Tải trọng do các ăng ten chèo treo lệch tâm với trục cột**

Trong các cột tháp thông tin, đa số các ăng ten dạng chèo (đặc hoặc thưa) và các phụ kiện kèm theo đều bị treo lệch khỏi tâm cột tháp. Trọng lượng ăng ten sẽ gây uốn cho tháp. Khối lượng ăng ten được coi như khối lượng bản thân và cũng là một thành phần tham gia vào bài toán dao động của tháp.

Khi gió thổi lên ăng ten sẽ gây xoắn cho tháp (h.5.15). Giá trị mômen xoắn xác định theo công thức :

$$M_x = P_x x , \text{ daNm} , \quad (5.37)$$

trong đó  $x$  - khoảng cách từ tâm ăng ten đến tâm tiết diện tháp ;

$P_x$  - lực ngang do gió thổi vào ăng ten.

$$P_x = \gamma C_x S_a \varphi , \text{ daN} ; \quad (5.38)$$

ở đây  $\gamma$  - hệ số độ tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1,2 ;

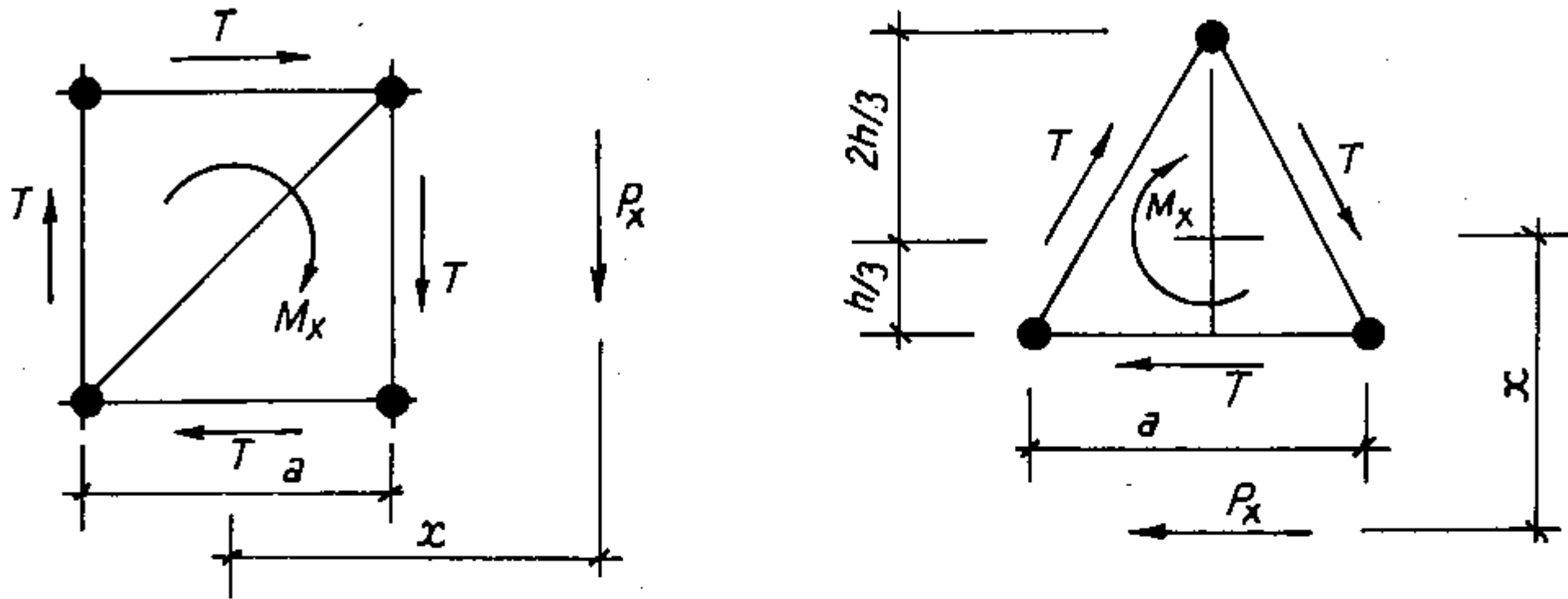
$C_x$  ,  $S_a$  ,  $\varphi$  - hệ số khí động, diện tích bao, hệ số choán của ăng ten, được tra bảng theo quy cách của thiết bị.

Mômen xoắn  $M_x$  đặt tại mức tiết diện ngang treo đặt ăng ten. Khi tính tay hoặc khi vào số liệu cho máy, có thể phân mômen này cho các dàn mặt bên cùng chịu. Với tháp tiết diện vuông cạnh  $a$ , mỗi mặt bên chịu lực ngang  $T$  đặt tại mức treo :

$$T = \frac{M_x}{2a} = \frac{P_x x}{2a}, \text{ daN.} \quad (5.39)$$

Với tháp tiết diện tam giác đều cạnh  $a$ , chiều cao  $h = 0,866 a$ , thì mỗi mặt bên chịu lực ngang  $T$  đặt tại mức treo :

$$T = \frac{M_x}{h} = \frac{P_x x}{h}, \text{ daN.} \quad (5.40)$$



Hình 5.15. Tải trọng do xoắn tác dụng lên tháp

• Các tác dụng khác

Ngoài các tải trọng thông thường như đã nêu trên, tùy theo chức năng và điều kiện sử dụng mà công trình tháp còn có thể có các tác dụng khác nữa : tác dụng của ứng suất trước, của sự thay đổi nhiệt độ, tải trọng lắp dựng, tác dụng chấn động do nổ mìn, do bom đạn ... Việc xác định cụ thể các tác dụng này lên tháp phụ thuộc vào khá nhiều yếu tố và được quy định riêng cho từng loại.

### 3. Nội lực và tổ hợp nội lực

a. Xác định nội lực bằng cách tính đơn giản (tính tay)

• Nội lực các thanh do trọng lượng bản thân và các tải trọng đứng

Khi độ thon bé, gần đúng coi tải trọng đứng  $P$  chỉ gây nén cho các thanh cánh. Lực nén  $P_{cj}$  trong mỗi thanh cánh ở đoạn  $j$  là :

$$N_{cj} = \frac{\sum_j^r P_j}{n \cos \gamma}, \quad (5.41)$$

trong đó  $n$  - số lượng thanh cánh của tháp (thường bằng bốn hoặc ba thanh) ;  
 $\gamma$  - góc nghiêng dốc nhất của thanh cánh so với trục đứng của tháp ;

$\sum_j^r P_j$  - tổng tải trọng đứng tác dụng lên đoạn  $j$  (từ đoạn  $j$  đến đỉnh tháp);

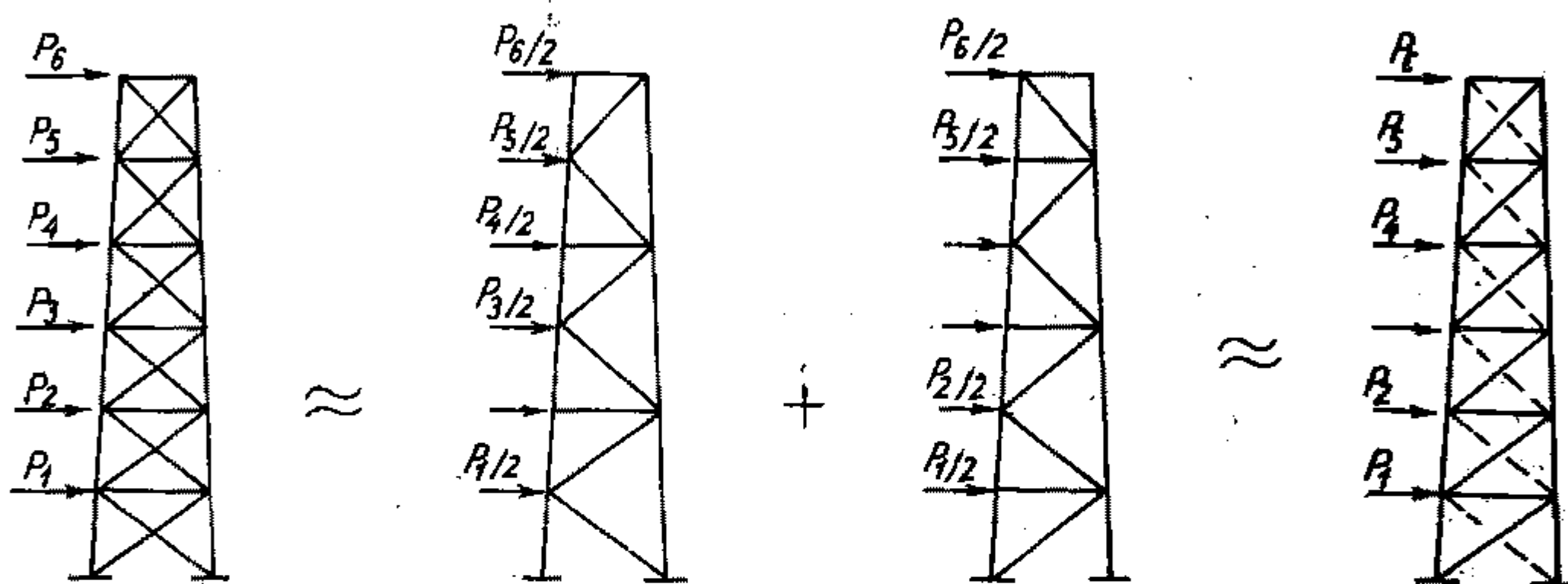
$r$  - tổng số đoạn chia phía trên đoạn  $j$  của tháp.

Khi góc dốc lớn, không chỉ thanh cánh mà hệ các thanh bụng cũng tham gia chịu tải trọng đứng. Cần giải bài toán này như bài toán dàn không gian chịu nén bởi các tải trọng đứng  $P_j$ .

• **Nội lực các thanh do các tải trọng ngang**

Các tải trọng ngang ở đỉnh đoạn thứ  $j$  bao gồm : thành phần tĩnh của tải trọng gió  $W_j$  ; thành phần động của tải trọng gió  $W_{pj}$  ; tác dụng của động đất  $F_j$  ; do mômen xoắn  $T_j$  ; do gió lên dây trong cột tải điện  $P_{2j}$ .

Phương pháp đơn giản để xác định nội lực trong tháp khi chịu các tác dụng ngang là phân chia hệ kết cấu không gian thành những dàn phẳng. Các tải trọng tác dụng lên tháp được quy về mặt các dàn phẳng tương ứng. Sau đó dùng các tính toán thông thường của cơ học kết cấu (phương pháp giải tích, phương pháp vẽ giàn đồ Crêmôna ...) để tìm nội lực, chuyển vị của dàn (h.5.16).



Hình 5.16. Cách tính dàn phẳng chịu tải trọng ngang

Khi dùng cách tính đơn giản này thì xem các mặt dàn đều là khớp và trong những trường hợp dàn tách ra vẫn còn là dàn siêu tĩnh thì cần tiến hành theo một trong hai cách sau để biến hệ siêu tĩnh này thành hệ có thể giải được (tất nhiên là phải chấp nhận các sai số) :

- Trong một trường hợp chịu tải xác định, bỏ bớt đi một số thanh xiên chịu nén để đưa hệ về hệ tĩnh định giải được (nhưng hệ còn lại vẫn phải là hệ bất biến hình).

- Phân tích hệ tĩnh siêu tĩnh thành hai hệ tĩnh định (có thể một số thanh sẽ có mặt ở cả hai dàn tách đôi này). Kết quả nội lực cuối cùng sẽ được cộng theo nguyên lý cộng tác dụng.

Ví dụ trên hình 5.17 giới thiệu một cách tính cho mặt dàn phẳng (dàn đã tách) bằng phương pháp giải tích.

Dùng mặt cắt 1 - 1. Xét phần dàn bên trên mặt cắt.

Lấy mômen của các lực với điểm  $O$ . Nội lực trọng thanh xiên ở đoạn thứ  $k$  là :



$$N_{xk} = \frac{\sum_{j=k}^n P_j Z_j}{r_k} \quad (5.42)$$

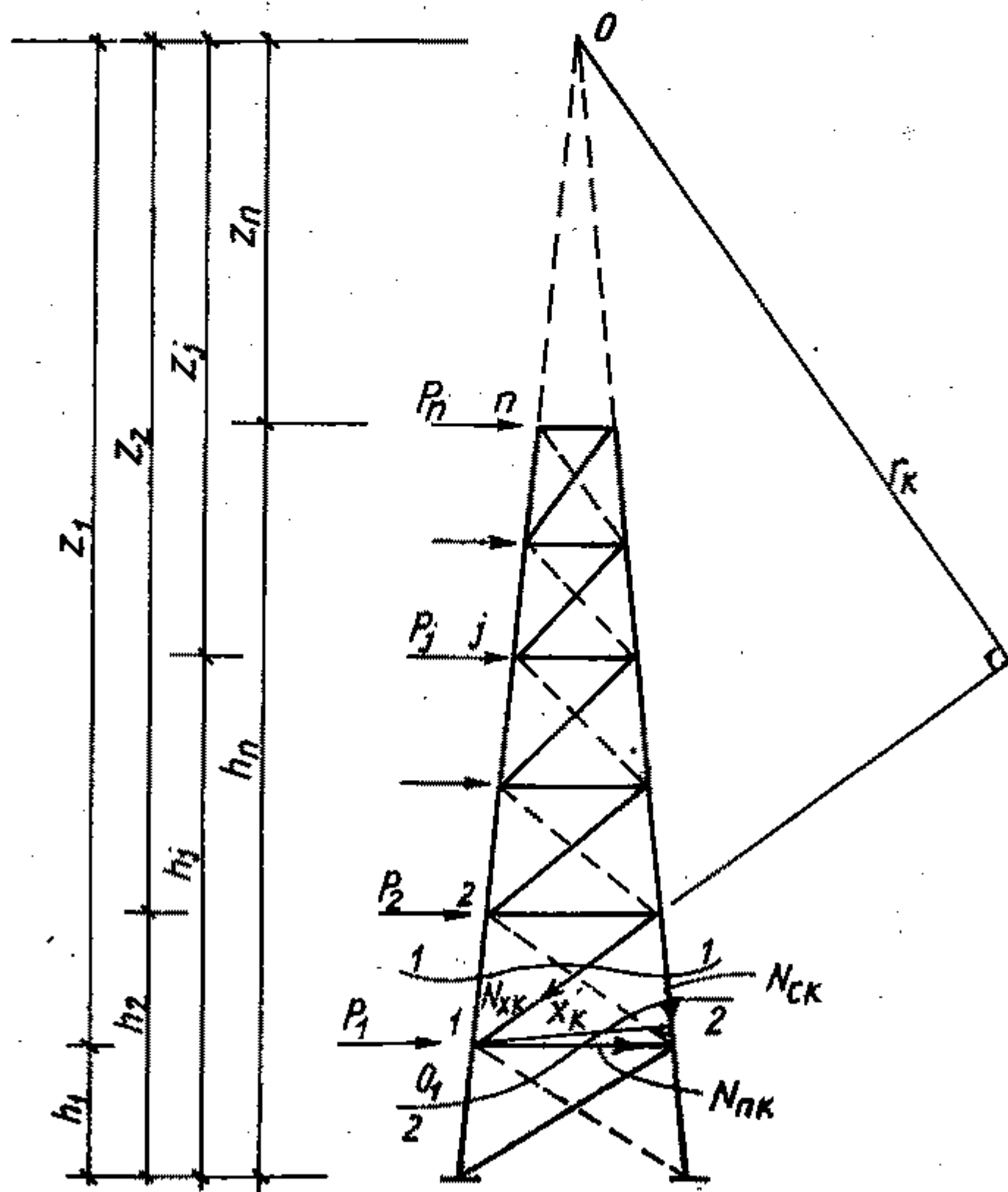
Lấy mômen các lực với điểm  $O_1$ . Nội lực trong thanh cánh đoạn thứ  $k$  là :

$$N_{ck} = \frac{\sum_{j=k}^n P_j (h_j - h_{k-1})}{x_k} \quad (5.43)$$

Dùng mặt cắt 2 - 2. Xét phần dầm bên trên mặt cắt.

Lấy mômen các lực với điểm  $O$ . Nội lực trong thanh ngang mức  $k$  là :

$$N_{nk} = \frac{\sum_{j=k}^n P_j Z_j}{z_k} \quad (5.44)$$



Hình 5.17. Phương pháp mặt cắt để tính dầm phẳng

### b. Một số lưu ý

- Khi tính tháp chịu tác dụng của tải trọng ngang thẳng góc với một mặt bên tháp, trong cách tính theo sơ đồ dầm phẳng gần đúng coi chỉ có hai dầm

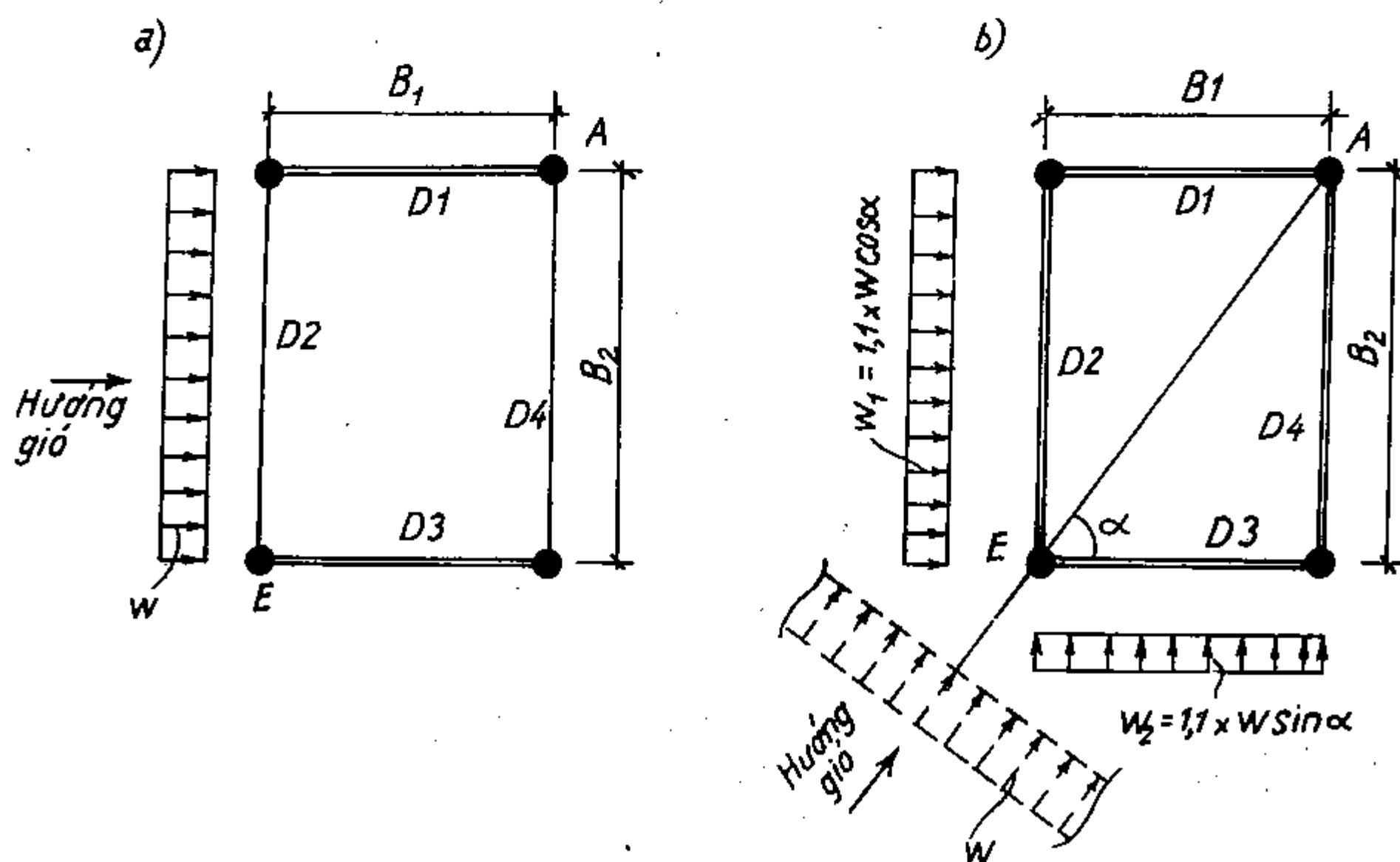
song song với hướng gió chịu tải còn hai dàn thẳng góc với hướng gió là hai dàn nhận tải. Để giảm nhẹ khối lượng tính toán cần phân tích, nhận xét để ấn định hướng gió thổi nguy hiểm cho thanh cánh. Thực chất là phân biệt rõ ràng dàn nhận tải và dàn chịu tải (dàn cần tính). Thông thường với các tháp vuông bốn mặt thì dàn nhận tải là dàn có mật độ thanh lớn (độ choán  $\varphi$  lớn), dàn chịu tải là hai dàn vuông góc với dàn nhận tải. Khi tiết diện tháp là hình chữ nhật mà mật độ thanh ở các mặt giống nhau thì dàn nhận tải là dàn có bề rộng  $B$  lớn hơn, và các dàn chịu tải là dàn có  $B$  bé hơn (h.5.18a). Khi chiều rộng  $B$  ở hai phía chênh nhau nhiều, chiều dài thanh bụng ở phía có  $B$  lớn sẽ nguy hiểm nếu nén; cần giải thêm trường hợp ngược lại (dàn có  $B$  lớn là dàn chịu tải).

- Trường hợp gió thổi theo phương đường chéo của tháp bốn mặt, cả bốn dàn mặt bên cùng tham gia nhận tải và chịu tải độc lập. Cách giải thông dụng là phân tác dụng của tải gió  $w$  (tĩnh và động) thành hai phần song song với các mặt bên (h.5.18b) :

$$w_1 = 1,1w \cos \alpha ; w_2 = 1,1w \sin \alpha . \quad (5.45)$$

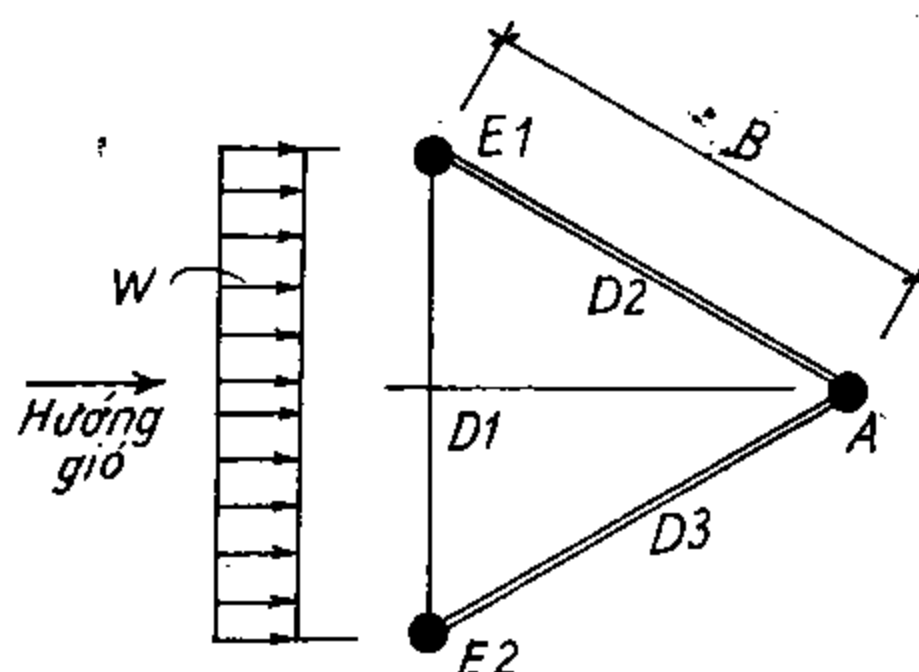
Hệ số 1,1 kể đến hiện tượng gió lồng xoáy trong lòng tháp khi thổi chéo qua, làm tăng áp lực gió  $w_0$ . Các dàn bên ( $D1$  và  $D3$ ) rộng  $B_1$  chịu tác dụng của áp lực  $w_1$  trên diện tải rộng  $B_2$ . Các dàn bên ( $D2$  và  $D4$ ) rộng  $B_2$  chịu tác dụng của áp lực  $w_2$  trên diện tải rộng  $B_1$ .

Sau khi giải riêng từng dàn, cộng nội lực của các thanh cánh nếu là thanh chung của hai dàn, thấy rằng : thanh cánh  $E$  (thanh chung của hai dàn  $D2$  và  $D3$ ) chịu kéo lớn nhất ; thanh cánh  $A$  (là thanh chung của hai dàn phẳng  $D1$  và  $D4$ ) chịu nén lớn nhất. Nếu là tháp vuông  $B_1 = B_2$  ;  $\alpha = 45^\circ$ , nội lực nén trong thanh cánh :  $N_c^{45} = \sqrt{2}N_c^{90}$  (trong đó  $N_c^{90}$  là nội lực trong thanh cánh tương ứng với trường hợp gió thổi thẳng góc với một mặt phẳng dàn).



Hình 5.18. Cách tính tháp bốn mặt, chịu tải trọng ngang

Như vậy khi tính tháp bốn mặt tiết diện vuông chịu tải trọng gió chỉ cần giải trường hợp gió thổi thẳng góc với một mặt bên. Giữ nội lực các thanh bụng để làm cơ sở tổ hợp nội lực thiết kế cho thanh bụng. Tăng nội lực của thanh cánh A (hoặc E) lên  $1,1\sqrt{2}$  lần để làm nội lực nén (hoặc kéo) lớn nhất dùng cho tổ hợp nội lực tính toán thanh cánh về nén (hoặc kéo).



- Với tháp ba mặt (h.5.19) cần tính một trường hợp gió thổi thẳng góc với một mặt bên. Khi đó hai dàn còn lại cùng chịu tải. Thanh cánh chung chịu nén lớn nhất. Trường hợp gió thổi ngược lại sẽ làm thanh cánh chung chịu kéo lớn nhất.

Hình 5.19. Cách tính tháp ba mặt chịu tải trọng ngang

### c. Xác định biến dạng của tháp

Biến dạng  $\Delta$  (độ võng hoặc góc nghiêng của tiết diện ngang) của tháp xác định theo nguyên tắc chung của cơ học kết cấu áp dụng cho hệ dàn :

$$\Delta = \sum_{j=1}^n \frac{N_{jP} N_{j1}}{E_j A_j} l_j, \quad (5.46)$$

trong đó  $N_{jP}$  - nội lực trục trong thanh thứ  $j$  do tải trọng tiêu chuẩn gây ra :

$N_{j1}$  - nội lực trục trong thanh thứ  $j$  do tác dụng của tải trọng đơn vị (do lực  $P_1 = 1$  khi cần tính độ võng ; do mômen  $M_1 = 1$  khi cần tính góc xoay) đặt tại điểm cần tính biến dạng ;

$E_j, A_j$  - môđun đàn hồi của vật liệu và diện tích tiết diện của thanh thứ  $j$ ;

$n$  - tổng số thanh trong dàn. ;

Phương pháp chất tải, phân tải cho các dàn phẳng và xác định nội lực các thanh trong các trường hợp chịu tải (cách xác định  $N_{jP}$  và  $N_{j1}$ ), được tiến hành theo các nguyên tắc và trình tự như ở phần a và b trên đây.

### d. Giới thiệu một số chương trình máy tính dùng để tính tháp

Có khá nhiều chương trình máy tính để xác định nội lực của tháp dạng hệ thanh. Do chấp nhận các giả thiết khác nhau khi viết chương trình nên phạm vi ứng dụng và độ chính xác của kết quả của các chương trình cũng còn những sai lệch nhỏ. Nói chung các chương trình tính này đều thuộc hai nhóm.

#### • Nhóm các chương trình áp dụng sơ đồ phẳng

Chương trình MICROFEAP của nhóm tác giả Đại học kỹ thuật châu Á - AIT; Các chương trình được thực hiện bởi một số tác giả trong nước như KP, FBT, FBTW ... Theo các chương trình này thì trong hệ tính liên kết ở đầu các thanh có thể là khớp, là cứng nhưng sơ đồ kết cấu là sơ đồ phẳng và bất biến hình

(tĩnh định hoặc siêu tĩnh). Tải trọng tác dụng có thể là tải trọng nút hoặc tải trọng phần tử ; là lực hoặc là chuyển vị cưỡng bức của gối tựa ... Nhưng các tác dụng này chỉ là tác dụng tĩnh và nằm trong mặt phẳng của dàn chịu tải. Các chương trình tính phẳng này chỉ dùng để xác định nội lực của hệ trong các trường hợp chịu tải tĩnh, không kể đến sự tương tác lẫn nhau giữa các dàn biên, không xét đến vai trò của các vách cứng ngang. Khi muốn xác định tần số, chu kỳ dao động bản thân đều phải thông qua các bài toán xác định nội lực kết hợp với một số phép tính quy đổi thực hiện bằng tay. Kết quả cuối cùng đương nhiên chỉ là gần đúng nhưng thao tác và quy mô tính toán không lớn nên có thể sử dụng được với các tháp nhỏ.

• Các chương trình tính hệ không gian SAP86, SAP90

Sơ đồ dùng cho tính toán là sơ đồ không gian gần giống như sơ đồ hệ thực (hệ thanh trong tính toán giữ nguyên vị trí bố trí rời rạc trong không gian của chúng). Đầu thanh có thể là khớp hoặc cứng. Tác dụng có thể là tải trọng hoặc chuyển vị cưỡng bức gối tựa ..., có thể tập trung tại nút hoặc phân bố trên phần tử và theo phương bất kỳ trong không gian. Phần tử có thể là thanh, là tấm, là khối. Chương trình có xét đến sự tương tác của các phần tử theo các phương, có thể xét bài toán động (chu kỳ, tần số, khối lượng tham gia dao động). Vì vậy kết quả nhận được khá chính xác và cho phạm vi sử dụng lớn, đặc biệt là cho các công trình cao. Tuy nhiên, khối lượng tính toán sẽ khá nhiều, chỉ có thể áp dụng được với các máy tính có dung lượng bộ nhớ lớn.

e. Thống kê và tổ hợp nội lực

Để có thể xác định nội lực tính toán cho các thanh, cần tiến hành lập bảng thống kê và tổ hợp nội lực. Bảng thống kê tiến hành cho từng thanh (hoặc từng tiết diện), và phải có đủ giá trị nội lực của từng trường hợp chịu tải để làm cơ sở cho việc tổ hợp nội lực sau này.

Với các trường hợp mà tác dụng là các tải trọng tĩnh, thì nội lực của mỗi tiết diện để thành lập bảng thống kê chính là kết quả của mỗi bài toán tĩnh đã giải ở phần nội lực. Với bài toán mà tác dụng là tải trọng gió có xét cả thành phần tĩnh và động ở một số dạng dao động thì nội lực cuối cùng trên tiết diện do tải trọng gió gây ra được xác định bằng công thức :

$$X_j = X_j^{TINH} + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_{ji}^{DONG})^2} \quad , \quad (5.47)$$

trong đó  $X_j$  - nội lực cuối cùng ( $N$  hoặc  $M$ ) của tiết diện (hoặc thanh) thứ  $j$  do tải trọng gió gây ra ;

$X_j^{TINH}$  - nội lực trong thanh  $j$  do thành phần tĩnh gây ra ;

$X_{ji}^{DONG}$  - nội lực trong thanh  $j$  do thành phần động, ứng với dạng dao động cơ bản thứ  $i$  gây ra. Tổng trong dấu căn lấy  $s$  số hạng, ứng với  $s$  dạng dao động cần tính.

Thực chất của việc tổ hợp nội lực chính là *tổ hợp các trường hợp cùng tác dụng của các tải trọng có thể gây bất lợi cho tiết diện (mà nội lực chỉ là biểu hiện của tải trọng)*. Với tháp thép dạng dàn, theo "Sổ tay thiết kế kết cấu thép" (Menhikov) thì thường xét đến các tổ hợp sau đây :

◆ *Tổ hợp I :*

[Trọng lượng bản thân (1) + Ứng suất trước, nếu có (1) +  
+ Gió max (1)].

◆ *Tổ hợp II :*

[Tổ hợp I + Nhiệt độ (1)].

◆ *Tổ hợp III :*

[Trọng lượng bản thân (1) + Ứng suất trước, nếu có (1) +  
+ Nhiệt độ (1) + Tải dựng lấp (1)].

◆ *Tổ hợp IV :*

[Trọng lượng bản thân (1) + Ứng suất trước, nếu có (1) +  
+ Nhiệt độ (1) + Động đất (1)].

◆ *Tổ hợp V :*

[Trọng lượng bản thân (1) + Ứng suất trước, nếu có (1) +  
+ Gió (0,25) + Nhiệt độ (1) + Dứt dây (1)].

◆ *Tổ hợp VI :*

[Trọng lượng bản thân (1) + Ứng suất trước, nếu có (1) +  
+ Gió (0,25) + Động đất (1)].

Trị số ghi trong ngoặc là hệ số tổ hợp tương ứng với từng loại tải trọng xét trong tổ hợp. Ở nước ta, khi thiết kế các tháp thông tin hoặc cột tải điện thường xét đến các tổ hợp I, III, IV, V và thường không kể đến tác dụng của nhiệt độ.

Nội lực cuối cùng dùng để tính toán hoặc kiểm tra tiết diện là giá trị lớn nhất (nén và kéo) trong số các giá trị của các tổ hợp trên.

Đối với các cột tải điện vượt sông hoặc các trụ có dây chằng, khi có các quan hệ đến dây mèm, còn cần phải xét thêm các tổ hợp cùng tác dụng sau đây :

*Trọng lượng bản thân của dây và thiết bị trên dây + Gió lớn nhất + Nhiệt độ tiêu chuẩn (20°C)*. Tổ hợp này gây nội lực max cả cho cột và cho dây.

- *Trọng lượng bản thân của dây và thiết bị trên dây + (Lực gió = 0) + Nhiệt độ lớn nhất* (cho dây dãn dài nhiều nhất mà không bị gió thổi bạt đi). Tổ hợp

này nhằm kiểm tra độ võng của dây theo điều kiện biến dạng võng cho phép. Khi điều kiện này không thỏa mãn thì cần phải thu bớt nhịp dây (khoảng vượt) hoặc nâng cao cột lên.

*Trọng lượng bản thân của dây và thiết bị trên dây + (Lực gió = 0) + Nhiệt độ bé nhất* (cho dây co lại nhiều nhất làm tăng lực căng trước trong dây). Tổ hợp này nhằm khống chế không cho dây bị đứt khi co nhiều nhất. Khi điều kiện này không thỏa mãn, cần tăng tiết diện dây dẫn hoặc thu nhỏ khoảng vượt.

#### 4. Tiết diện, chiều dài tính toán, độ mảnh của các thanh

##### a. Dạng tiết diện

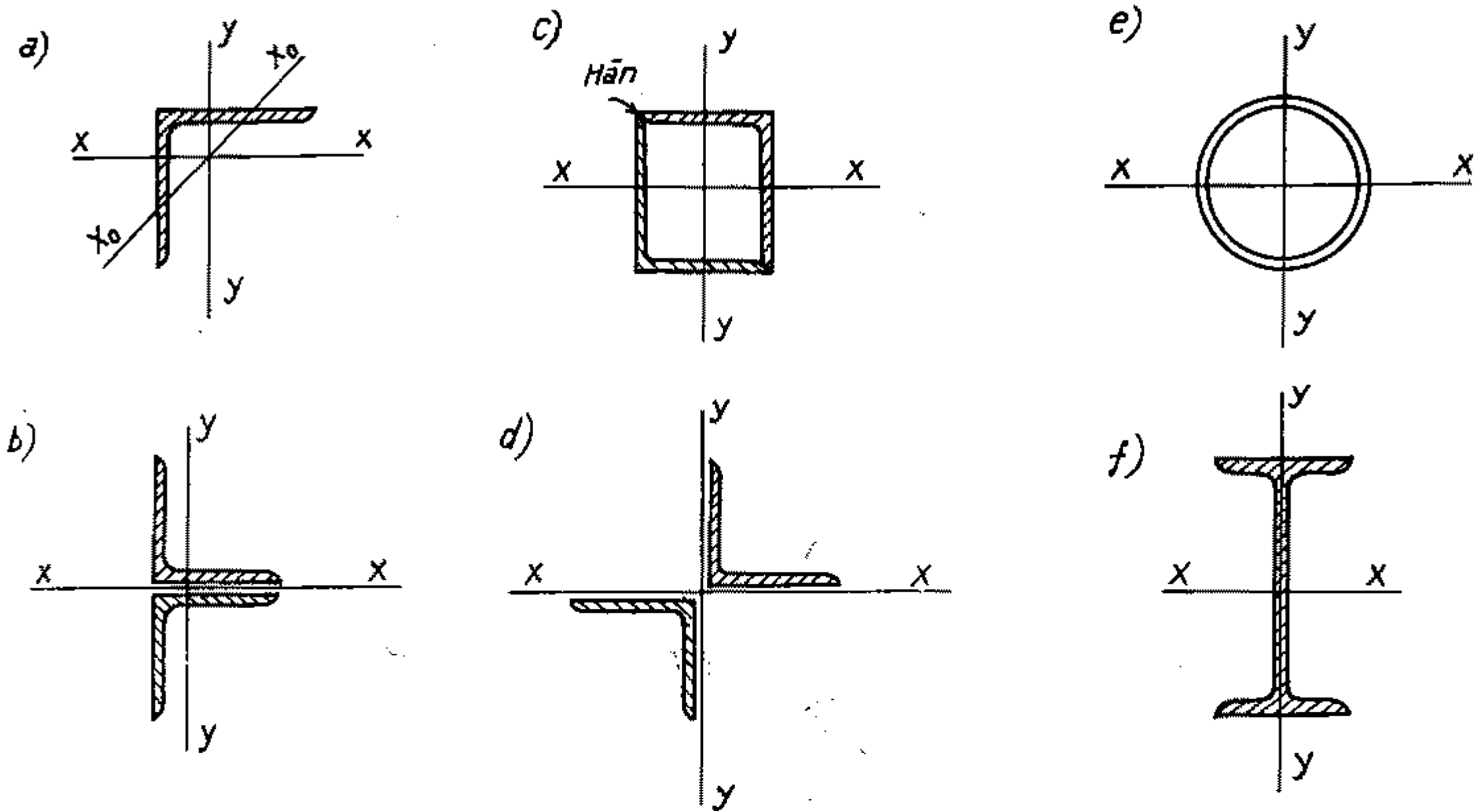
Hệ không gian của tháp thép được tạo thành bởi các phần tử cơ bản là các thanh liên kết với nhau. Tiết diện thanh cần đủ lớn để thỏa mãn yêu cầu chịu lực do đó khi chọn dạng tiết diện cần quan tâm đến khả năng cấu tạo các liên kết không gian; đặc biệt là trong các tháp lớn có những thanh dài, nội lực lớn cần có biện pháp khuếch đại để có tiết diện hợp lý. Thông thường, tiết diện thanh trong tháp đều là tiết diện đơn, rất ít khi dùng tiết diện ghép. Dạng thường dùng (h.5.20) là :

◆ *Tiết diện một thép góc (h.5.20a)* : để liên kết các thanh ở hai mặt phẳng vuông góc để tạo thành dàn không gian, không cần chi tiết cấu thanh khi liên kết; song các thanh bụng do liên kết chỉ ở một bên cánh, trực liên kết lệch tâm so với trục thanh, nên tại chỗ liên kết thường làm việc nặng nề hơn. Tiết diện này thích hợp với những tháp loại nhỏ và vừa, dễ khai thác vật liệu, không khó lắm trong việc bảo quản, sơn mạ ... Các cột tải điện, các tháp thông tin thường áp dụng loại này.

Khi nội lực thanh lớn hơn, cũng có thể áp dụng tiết diện thanh dạng hai thép góc ghép cho các thanh bụng (h.5.20b), cho thanh cánh (h.5.20d). Dạng thép hình I (h.5.20f) cũng thường dùng cho thanh cánh của tháp lớn nhưng việc liên kết thanh bụng vào thanh cánh rất khó, cấu tạo nút khá phức tạp. Tiết diện ghép hai thép góc thành dạng hộp (h.5.20c) cũng hay dùng cho thanh cánh, hình thức gọn, đẹp nhưng rất khó khăn khi hàn hai đường hàn suốt dọc chiều dài, biến hình và ứng suất hàn lớn, đường hàn dễ hở và làm đọng ẩm bên trong ống. Vì vậy chỉ trong các trường hợp thực sự khó khăn về khai thác vật liệu có tiết diện lớn thì mới dùng loại này.

◆ *Tiết diện thép ống (h.5.20e)* : là tiết diện hợp lý nhất về chịu lực (vật liệu đưa ra xa trọng tâm nên bán kính quán tính lớn, lại bằng nhau theo các phương). Do có diện tích chắn gió bé, hệ số khí động bé nên khi dùng thép ống tác dụng của tải trọng gió lên tháp cũng bé hơn khi dùng thép góc. Khả năng bảo quản, chống ăn mòn môi trường ở thép ống cũng bảo đảm hơn (thanh thép ống sau khi chế tạo được bịt kín đầu rồi mới mạ, sơn mặt ngoài).

Nhược điểm chính của tiết diện thép ống là muốn liên kết thành hệ, các thanh đều phải chế tạo thêm các đầu thanh bằng thép bản. Điều này làm cho việc chế tạo cấu kiện tốn thêm nhiều công sức và vật liệu. Vì vậy tiết diện thép ống chỉ nên dùng ở các tháp lớn hoặc dùng cho thanh cánh của tháp có chiều cao vừa phải.



Hình 5.20. Các dạng tiết diện thanh

◆ *Tiết diện thép tròn đặc* : dùng cho các thanh chéo của hệ thanh bụng chữ thập. Trong tính toán chỉ cho các thanh này chịu kéo, bỏ qua vai trò của chúng khi chịu nén. Trong một trường hợp chịu tải, chỉ có một nửa số thanh bụng làm việc (nhưng hệ còn lại vẫn phải là hệ bất biến hình). Thông thường, mỗi thanh bụng này cần có một tầng dờ (hoặc liên kết kiểu tầng dờ) để có thể kéo trước. Thanh bụng kiểu này thường dùng cho các tháp bé hoặc cho thân trụ dây neo.

### b. Chiều dài tính toán của các thanh

Khi tính nội lực của hệ, trong đa số các trường hợp đã giả thiết mắt dàn là khớp lý tưởng. Thực tế thiết kế và cấu tạo mắt dàn, giả thiết này không hoàn toàn đúng. Lý do là các bản mắt vốn có độ cứng khá lớn trong mặt phẳng của nó, cản trở không cho các thanh xoay tự do tại mắt, đồng thời các thanh cùng tụ vào một mắt cản trở sự xoay tự do của nhau : thanh kéo cản trở thanh nén, thanh kéo có tiết diện càng lớn thì khả năng cản trở sự xoay quanh mắt của các thanh khác càng nhiều.

Khái niệm chiều dài tính toán có thể hiểu là sự hiệu chỉnh chiều dài (khoảng cách hình học giữa hai mắt) của một thanh thực nào đó có liên kết ở hai đầu không phải là khớp, so với chiều dài của một thanh quy đổi có hai đầu khớp,

mà ổn định của hai thanh này là tương đương. Chiều dài của thanh quy đổi này được gọi là chiều dài tính toán của thanh xét.

- Với tháp dạng dàn không gian làm bằng thanh thép góc đơn, chiều dài tính toán  $l_0$  của các thanh và bán kính quán tính  $r$  tương ứng của tiết diện thanh dùng để xác định độ mảnh  $\lambda$  (h.5.21) được lấy theo bảng 5.7.

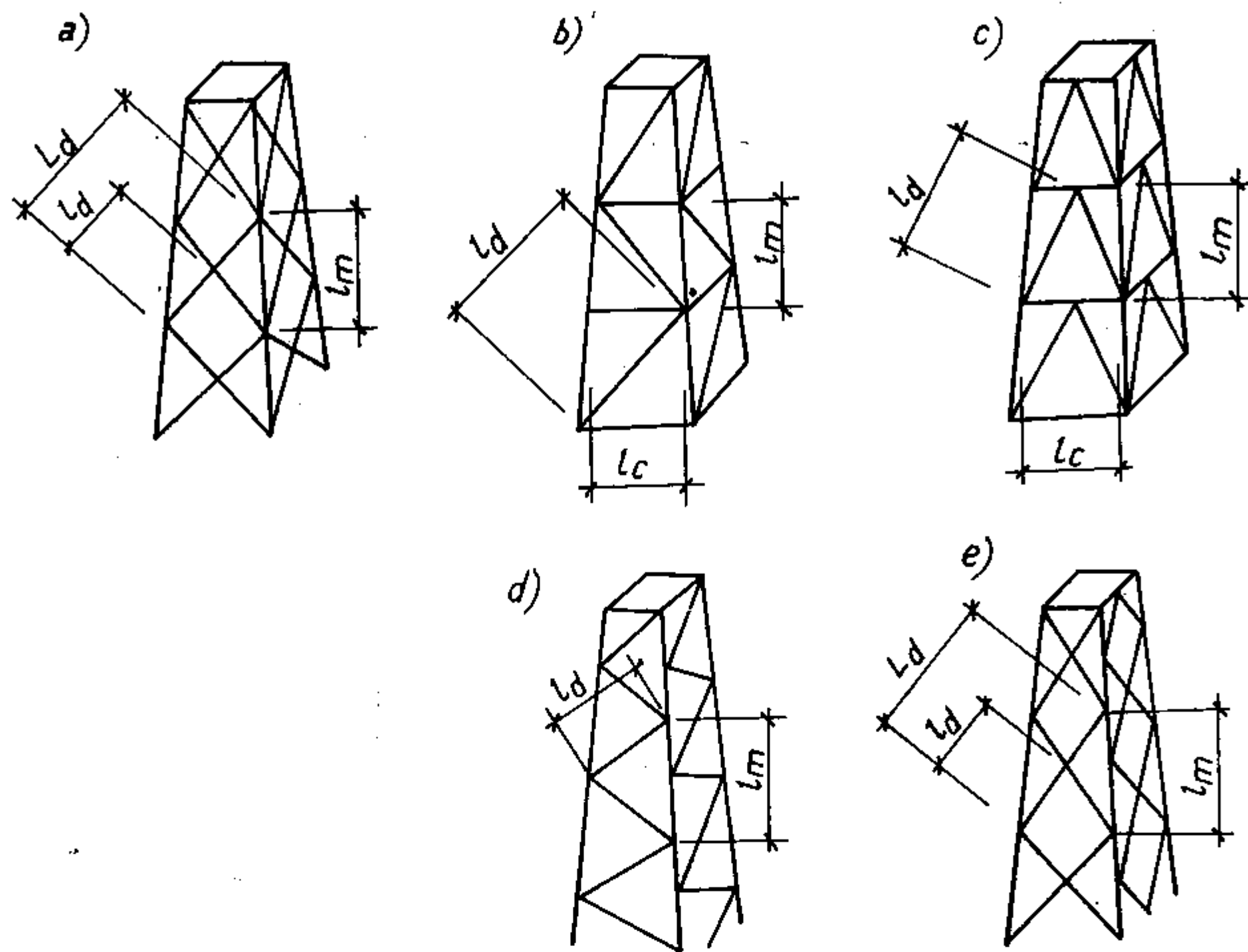
**Bảng 5.7.** Chiều dài tính toán của các thanh trong hệ dàn không gian làm từ thép góc đơn

| Loại thanh  | $l_0$                         |                               |
|---|-------------------------------|-------------------------------|
| <i>Thanh cánh</i><br>Dạng theo hình a,b,c<br>Dạng theo hình d,e   | $l_m$<br>$1/4 l_m$            | $r_{min}$<br>$r_x$ hoặc $r_y$ |
| <i>Thanh xiên</i><br>Dạng theo hình b,c,d<br>Dạng theo hình a,e   | $\mu_d l_d$<br>$\mu_d l_{dc}$ | $r_{min}$<br>$r_{min}$        |
| <i>Thanh ngang</i><br>Dạng theo hình b<br>Dạng theo hình c  | $0,8 l_c$<br>$0,65 l_c$       | $r_{min}$<br>$r_{min}$        |
| <p><i>Chú thích :</i> <math>l_{dc}</math> - chiều dài quy ước của thanh xiên (theo bảng 5.8)<br/><math>\mu_d</math> - hệ số quy đổi chiều dài tính toán của thanh xiên (bảng 5.9)</p> |                               |                               |

**Bảng 5.8.** Chiều dài quy ước của thanh xiên

| Đặc điểm mặt giao nhau của các thanh bụng   | Chiều dài quy ước $l_{dc}$ của thanh bụng xiên nếu thanh đỡ là thanh |   |                         |
|---|--|---|-------------------------|
|   | chịu kéo   | không chịu lực                            | chịu nén                |
| Cả hai thanh không gắn đoạn   | $l_d$  | $1/3 l_d$                                 | $0,8 L_d$               |
| Thanh đỡ gắn đoạn và có phù bản mặt :<br>Kết cấu theo hình a<br>Kết cấu theo hình e<br>• Khi $1 \leq n \leq 3$<br>• Khi $n \geq 3$  | $13 l_d$<br>$(1,75 - 0,15n) l_d$<br>$13 l_d$                         | $16 l_d$<br>$(19 - 0,1n) l_d$<br>$16 l_d$ | $L_d$<br>$L_d$<br>$L_d$ |
| Mặt giao nhau của các thanh được giữ không cho chuyển vị ra ngoài mặt phẳng dàn (bằng các tấm cứng ...)   | $l_d$  | $l_d$                                     | $l_d$                   |
| <p><i>Chú thích :</i> <math>L_d</math> - chiều dài các thanh xiên theo hình a,e ;<br/>" - tỷ số độ cứng đơn vị nhỏ nhất của thanh cánh và thanh xiên.<br/><math>n = (J_{m,min} / l_d) / (J_d \cdot \sin^2 \alpha)</math><br/><math>J_{m,min} ; J_{d,min}</math> - mômen quán tính nhỏ nhất của tiết diện thanh cánh thanh xiên tương ứng.</p> |  |   |                         |





Hình 5.21. Chiều dài tính toán các thanh trong hệ không gian

Bảng 5.9. Giá trị hệ số  $\mu_d$  (dùng cho thanh bụng xiên)

| Liên kết thanh bụng với cánh                                 | "                 | Giá trị của $\mu_d$ khi $l/r_{\min}$ bằng |                               |            |
|--|-------------------|---|-------------------------------|------------|
|  |                   | $\leq 60$                                 | $60 \leq l/r_{\min} \leq 160$ | $\geq 160$ |
| Bằng đường hàn, hoặc ít nhất hai bulông khi không có bán mắt | $\leq 2$          | 1,14                                      | $0,54 + 0,36 r_{\min}/l$      | 0,765      |
|  | $\geq 6$          | 1,04                                      | $0,56 + 28,8 r_{\min}/l$      | 0,774      |
| Bằng một bulông  | không phụ thuộc " | 1,12                                      | $0,64 + 28,8 r_{\min}/l$      | 0,83       |

Chú thích : Khi giá trị  $\mu_d$  trong khoảng từ 2 đến 6, được phép nội suy tuyến tính

- Với dàn thép ống không dùng bán mắt thì  $l_{ox} = l_{oy} = 0,9l$ .

### c. Độ mảnh và độ mảnh giới hạn của các thanh

Gọi tỷ số chiều dài tính toán  $l_o$  của thanh và bán kính quán tính tiết diện  $r$  theo một phương nào đó là độ mảnh của thanh theo phương đó :

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} ; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{r_y} ; \quad \lambda_{\max} = \frac{l_o}{r_{\min}} , \quad (5.48)$$

$$\text{với } r_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} ; r_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} ; r_{x_0} = \sqrt{\frac{J_{x_0}}{A}} ; r_{\min} = \min(r_x, r_y, r_{x_0}) \quad (5.49)$$

$J_x, J_y, J_{x_0}, A$  - mômen quán tính đối với trục  $x$ , trục  $y$ , trục  $x_0$  và diện tích tiết diện thanh xét.

Giống như trong các dàn thông thường, ngoài việc cần phải thỏa mãn yêu cầu về chịu lực, các thanh trong tháp (đặc biệt là với những thanh có nội lực bé) còn cần phải bảo đảm các yêu cầu về cấu tạo tổng thể, bảo đảm chức năng trông hệ, cũng như thỏa mãn yêu cầu công nghệ chế tạo, vận chuyển và lắp dựng. Thanh nén khi quá mảnh thì khả năng chịu lực rất thấp; thanh kéo khi quá mảnh sẽ dễ bị cong vênh khi vận chuyển. Vì vậy, độ mảnh theo phương bất kỳ của thanh phải thỏa mãn điều kiện:

$$\lambda \leq \lambda_{\max} = [\lambda].$$

Giá trị  $\lambda_{\max}$  cho trong bảng 5.10 phụ thuộc vào loại thanh và dấu nội lực thanh

**Bảng 5.10. Độ mảnh giới hạn của các thanh.**

| Loại thanh  | Độ mảnh lớn nhất ( $\lambda_{\max}$ ) khi thanh chịu |     |
|-------------|--|-----|
|             | nén  | kéo |
| Thanh cánh  | 120  | 300 |
| Thanh ngang | 150  | 350 |
| Thanh xiên  | 150  | 400 |

## 5. Chọn và kiểm tra tiết diện

### a. Nguyên tắc chọn tiết diện

Về cơ bản, nguyên tắc chọn tiết diện các thanh trong tháp thép cũng tương tự như trong dàn phẳng. Tuy nhiên, để số chủng loại thanh ít mà các thanh vẫn làm việc hợp lý, cần lưu ý:

- Để hạn chế các mômen lệch tâm lớn tại nút, trong một tháp không nên thay đổi tiết diện hoặc bề rộng thanh cánh nhiều lần; chênh lệch về đường kính (hoặc chiều rộng) của hai thanh cánh kế tiếp không nên nhiều quá.

- Các thanh ở khoảng 1/3 chiều cao phía đỉnh tháp, vì chiều dài bé mà nội lực thường nhỏ, nên chọn tiết diện thanh có đường kính (hoặc chiều rộng) bé và chiều dày lớn để giảm diện tích cản gió, giảm tác dụng của tải trọng gió lên thanh.

- Các thanh bụng ở phía chân tháp thường có chiều dài khá lớn, nội lực không nhỏ lại còn chịu uốn cục bộ (ít nhất là uốn do trọng lượng bản thân). Mặt khác, áp lực gió ở vùng chân tháp cũng nhỏ. Vì vậy để tăng cường khả năng

chống uốn nên chọn tiết diện thanh có đường kính (hoặc chiều rộng) lớn và chiều dày bé.

**b. Chọn và kiểm tra tiết diện thanh chịu nén**

Tiến hành như đối với thanh chịu nén đúng tâm. Diện tích yêu cầu  $A_{yc}$  xác định sơ bộ theo công thức :

$$A_{yc} = \frac{N}{\varphi\gamma R} \quad (5.50)$$

trong đó  $N$  - lực nén tính toán trong thanh, daN ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của thanh. Với thanh chịu nén có độ mảnh  $\lambda \geq 60$ , kể đến các mômen phụ sinh ra khi thanh quá mảnh, lấy  $\gamma = 0,8$ . Với thanh bụng dùng một thép góc, kể đến các mômen lệch tâm của trục thanh và trục liên kết, lấy  $\gamma = 0,75$ . Với thanh cánh chân thép, kể đến các tác động ngẫu nhiên vùng thấp do va đập, do nước mưa xối lên từ mặt đất, lấy  $\gamma = 0,95$ . Các trường hợp còn lại lấy  $\gamma = 1$ ;

$R$  - cường độ tính toán của thép, daN/cm<sup>2</sup> ;

$\varphi$  - hệ số uốn dọc của thanh nén đúng tâm, tra bảng phụ thuộc độ mảnh  $\lambda_{max}$  của thanh. Trong các phép tính sơ bộ, khi chưa có tiết diện thanh, có thể giả thiết gần đúng  $\lambda = 60 \div 80$  với thanh cánh và  $\lambda = 90 \div 120$  với thanh bụng. Diện tích yêu cầu trên đây chỉ là giá trị rất gần đúng. Khi cấu tạo tiết diện có thể lấy các giá trị lân cận, không nhất thiết phải lấy lớn hơn. Nhưng khi kiểm tra tiết diện phải tính chính xác diện tích  $A$  và độ mảnh  $\lambda_{max}$

Với thanh cánh bằng thép ống, bằng một thép góc hoặc với thanh bụng bằng hai thép góc, độ mảnh :

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{r_x} ; \lambda_y = \frac{l_{oy}}{r_y} \quad \text{và} \quad \lambda_{max} = \max(\lambda_x ; \lambda_y). \quad (5.51)$$

Với thanh bụng một thép góc :

$$\lambda_{max} = \max\left(\frac{l_{ox}}{r_o}, \frac{l_{oy}}{r_o}\right) ; \quad (5.52)$$

$r_o$  - bán kính quán tính bé nhất của tiết diện (ứng với trục  $x_o - x_o$ ).

Sau khi có chính xác giá trị  $\lambda_{max}$ , tra bảng để có  $\varphi_{min}$ . Tiết diện được kiểm tra điều kiện bền về ổn định cục bộ theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} A} \leq \gamma R \quad (5.53)$$

Nếu không thỏa mãn, phải tiến hành chọn lại tiết diện. Trường hợp thanh có chịu uốn cục bộ, cần phải tính toán theo thanh nén lệch tâm.

Cần chú ý là ở bài toán thiết kế tiết diện, để tránh lãng phí vật liệu, khi kiểm tra theo công thức (5.53) không nên để giá trị ứng suất ở vế trái quá nhỏ hơn  $\gamma R$  ở vế phải.

### c. Chọn và kiểm tra tiết diện thanh chịu kéo

Diện tích yêu cầu của thanh xác định theo công thức :

$$A_{th}^{yc} = \frac{N}{\gamma R} \quad (5.54)$$

trong đó  $A_{th}^{yc}$  - diện tích làm việc thực tế (tiết diện thu hẹp), đã trừ diện tích lỗ.

Trong phép tính sơ bộ ban đầu, nếu tiết diện thanh có khoét lỗ, lấy :

$$A_{th}^{yc} = \frac{N}{0,85\gamma R} \quad (5.55)$$

Các hệ số  $N$ ,  $\gamma$ ,  $R$  có ý nghĩa giống như ở thanh nén.

Sau khi cấu tạo tiết diện, tính chính xác (cho toàn tiết diện) các giá trị  $r_x$ ,  $r_y$ ,  $\lambda_{max}$  và  $A_{th} = (A_{ng} - A_{gy})$ ; với  $A_{ng}$  là diện tích nguyên của toàn tiết diện chưa kể các giảm yếu;  $A_{gy}$  là diện tích các giảm yếu do lỗ ...

Tiết diện được kiểm tra theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{A_{th}} \leq \gamma R \quad (5.56)$$

và

$$\lambda \leq [\lambda] \quad (5.57)$$

Giá trị  $[\lambda]$  là độ mảnh cho phép của thanh kéo.

### d. Chọn và kiểm tra tiết diện thanh theo độ mảnh giới hạn

Trường hợp thanh quá dài, nội lực bé cần lấy độ mảnh giới hạn làm điều kiện khống chế để chọn tiết diện thanh. Trước hết từ loại thanh và điều kiện quy định của quy phạm để có  $[\lambda]$ . Tính giá trị bán kính quán tính yêu cầu  $r^{yc}$

$$r_x^{yc} = \frac{l_{ox}}{[\lambda]} ; r_y^{yc} = \frac{l_{oy}}{[\lambda]} \quad (5.58)$$

Dựa vào các đặc trưng hình học  $r_x$  và  $r_y$  trong sổ tay thép hình, để quyết định số hiệu thép hình cho thanh xét theo điều kiện :

$$r_x^{thuc} \geq r_x^{yc} \text{ và } r_y^{thuc} \geq r_y^{yc} \quad (5.59)$$

## 6. Các kiểm tra tổng thể

### a. Ổn định tổng thể

Với các tháp chịu tải trọng đứng lớn (đài quan sát, du lịch, tháp dờ đài nước ...), ngoài việc thỏa mãn các điều kiện cục bộ của từng thanh (vế bên và

về ổn định) như đã xét trên đây còn phải kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể của toàn tháp. Coi tháp như một cột rỗng chịu nén uốn đồng thời.

Kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể theo công thức :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \gamma R, \quad (5.60)$$

trong đó  $N$  - lực nén tính toán tác dụng lên toàn cột tháp. Chủ yếu là do trọng lượng bản thân và thiết bị, tải trọng sử dụng trên các sàn công tác ;

$\varphi$  - hệ số uốn dọc của thanh rỗng tiết diện thay đổi, chịu nén uốn,  $\varphi$  là hàm số của độ mảnh tính đối  $\lambda_{td}$  :

$$\lambda_{td} = \sqrt{\left[ \lambda_0^2 + k \left( \frac{A}{A_{x1}} + \frac{A}{A_{x2}} \right) \right]}; \quad (5.61)$$

$A$  - tổng diện tích tiết diện các thanh cánh ;

$A_{x1}$  ;  $A_{x2}$  - diện tích tiết diện các thanh xiên trên cùng một mặt cắt ngang tháp của các mặt bên vuông góc với trục 1-1 ; 2-2 (với hệ thanh bụng đơn dạng tam giác,  $A_{x1}$  là diện tích tiết diện một thép góc; với dạng chữ thập,  $A_{x1}$  là diện tích của tiết diện bốn thép góc) ;

$k$  - hệ số phụ thuộc vào góc nghiêng của trục thanh bụng xiên so với trục thanh cánh, tra bảng như đối với cột rỗng chịu nén đúng tâm ;

$\lambda_0$  - độ mảnh toàn cột rỗng, lấy giá trị lớn hơn của ( $\lambda_x$  và  $\lambda_y$ ), và có kể đến độ thon của cột, tra bảng trong sổ tay thiết kế kết cấu thép.

Với các tháp có tải trọng đứng bé (tháp thông tin, cột tải điện, cột mốc ...), vì lực nén bé, không cần kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể (nếu có kiểm tra thì cũng dễ dàng thỏa mãn).

### **b. Điều kiện biến dạng**

Để bảo đảm chức năng của công trình, cần phải kiểm tra điều kiện biến dạng. Với các tháp treo ăng ten thông tin, khi độ võng quá lớn sẽ làm chất lượng sóng thông tin không ổn định, khi thu hoặc phát chất lượng tiếng và hình đều kém. Với các sàn công tác khi cột võng nhiều sẽ làm nghiêng lệch thiết bị, ảnh hưởng đến công năng. Công trình tháp cần thỏa mãn các điều kiện biến dạng sau :

◆ **Độ võng đỉnh tháp :**

$$f_H \leq [f]. \quad (5.62)$$

◆ **Góc xoay của tiết diện ngang mức các sàn :**

$$\theta \leq [\theta]. \quad (5.63)$$

Giá trị phải tính  $f_H$  và  $\theta$  tính theo tải trọng tiêu chuẩn và đã chỉ dẫn trong phân trước đây.

Giá trị cho phép  $[f_H]$  và  $[\theta]$  tra trong các tiêu chuẩn quy định riêng cho từng công trình cụ thể, của riêng từng ngành.

Các tháp ăng ten thông tin thường lấy giá trị

$$[f]_H = \left( \frac{1}{250} + \frac{1}{400} \right) H ; [\theta]_H = 1 + 2^\circ.$$

Các cột tải điện thường lấy giá trị  $[f] = \left( \frac{1}{150} + \frac{1}{400} \right) H$ , tùy theo điện áp tải của từng tuyến.

Trong khá nhiều trường hợp, do không chế bởi điều kiện biến dạng dẫn đến tiết diện thiết kế của các thanh khá lớn, trong khi ứng suất trên tiết diện không lớn lắm.

### c. Ổn định lật đổ và chống lật

#### • Kiểm tra điều kiện chống lật

Kiểm tra điều kiện chống lật của tháp theo công thức :

$$\frac{M_{\text{giữ}}}{M_{\text{lật}}} \geq K, \quad (5.64)$$

trong đó  $K$  - hệ số an toàn chống lật phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình, lấy  $K = 1,5 + 2$  ;

$M_{\text{giữ}}$  - tổng mômen giữ, chống lật đổ công trình.

$M_{\text{lật}}$  - mômen gây lật đổ công trình của các tác dụng bên ngoài (thường là do gió),

$$M_{\text{lật}} = \sum_{j=1}^n W_j z_j, \quad (5.65)$$

ở đây  $W_j$  - các lực ngang gây lật (h.5.22a) ;

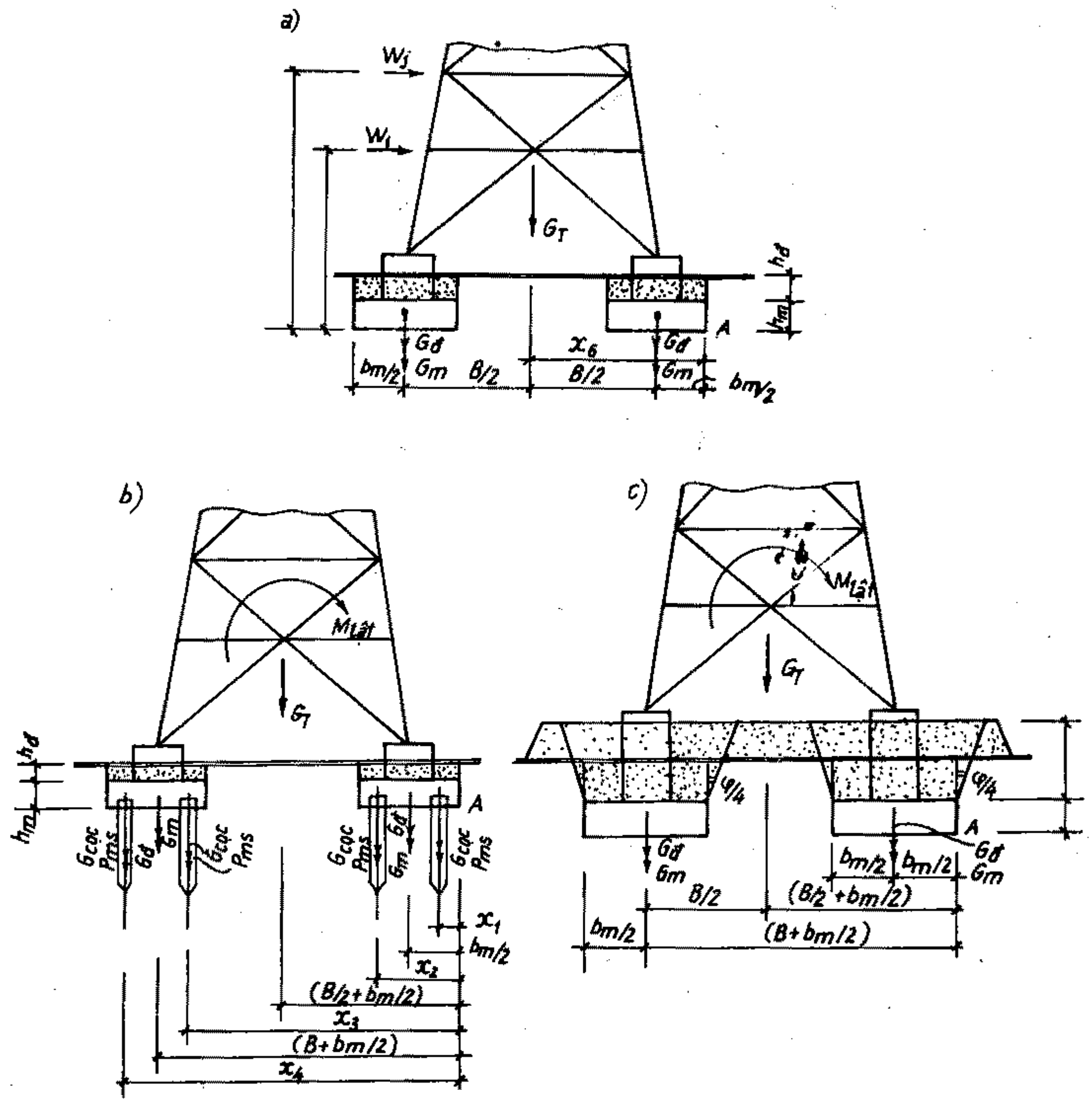
$z_j$  - khoảng cách từ lực gây lật thứ  $j$  đến điểm lật (điểm xoay của hệ).

Tháp vẽ trên hình 5.22a khi bị lật sẽ xoay quanh cạnh biên đi qua điểm A.

Các thành phần giữ (chống lật) bao gồm :

- Trọng lượng bản thân tháp  $G_T$ , với cánh tay đòn tương ứng bằng  $(B/2 + b_m/2)$ .
- Trọng lượng bản thân móng  $G_m$ , với cánh tay đòn bằng  $(B + b_m/2)$ , và  $b_m/2$ .

- Trọng lượng của đất đắp bên trên các móng  $G_d$ , với các cánh tay đòn chống lật như ở thành phần trọng lượng bản thân móng.



Hình 5.22. Sơ đồ tính ổn định lật.  
 Các giải pháp tăng cường ổn định

$$M_{\text{giu}}^1 = \frac{G_T(B + b_m)}{2} + n(G_m + G_d)[B + b_m], \quad (5.66)$$

trong đó  $n$  - số lượng móng và khối đất bên trên móng tham gia chống lật.

Lưu ý rằng để thỏa mãn điều kiện chống lật, các bulông neo chân cột tháp vào móng cũng cần đủ lớn để chịu kéo khi mang trọng lượng của khối móng BTCT và đất đắp trên khối móng này.

• Các giải pháp tăng cường ổn định lật

Việc tính toán chống lật như đã giới thiệu trên đây được dùng cho tất cả các tháp. Khi điều kiện chống lật (5.66) không thỏa mãn, cần tìm cách tăng giá trị  $M_{\text{giu}}$  mà vẫn phải thỏa mãn điều kiện chịu lực của đất nền. Một số giải pháp tăng cường ổn định lật là :

◆ *Dùng móng cọc* (h.5.22b). Giải pháp này nhằm tăng mômen giữ không chỉ do việc kể thêm trọng lượng cọc mà còn kể đến ma sát chống nhổ của thành cọc với đất nền :

$$M_{\text{giu}} = M_{\text{giu}}^1 + \sum_{j=1}^n (G_j^{\text{coc}} + P_j^{\text{ms}}) x_j, \quad (5.67)$$

trong đó  $M_{\text{giu}}^1$  - mômen giữ xác định theo (5.66) ;

$G_j^{\text{coc}}$  - trọng lượng bản thân cọc thứ  $j$  ;

$P_j^{\text{ms}}$  - lực giữ do ma sát thành bên của cọc thứ  $j$  với đất,

$$P_j^{\text{ms}} = \sum_{i=1}^s V_j h_i f_i^{\text{ms}}, \quad (5.68)$$

ở đây  $V_j$  - chu vi cọc thứ  $j$  ;

$s$  - số lớp đất trên chiều dài cọc ;

$h_i$  - chiều dày lớp đất thứ  $i$  có hệ số ma sát với thành cọc  $f_i^{\text{ms}}$ .

◆ *Tăng trọng lượng khối đất chống lật bằng cách chôn sâu, mở rộng bề móng hoặc đắp cao hơn so với mặt đất tự nhiên.*

Khi lớp đất bên dưới đủ tốt để đặt được đáy móng sâu hơn và các lớp còn lại đủ dày, có thể tăng cường ổn định lật bằng cách tăng chiều sâu chôn móng (hoặc đồng thời mở rộng bề móng), nguyên tắc giống như ở hình 5.22a nhưng trong thành phần của  $M_{\text{giu}}$  thì trọng lượng khối đất bên trên bề móng lớn hơn (kể cả phần mở rộng theo góc ma sát trong của đất đắp  $\varphi/4$  về các phía).

Khi chỉ có thể đặt được móng nông, cần đắp thêm lớp đất (hoặc kê đá) với chiều cao  $h_d$  bên trên mặt móng (h.5.22c), trong thành phần mômen giữ phải kể thêm lớp đất có chiều cao  $h_d$ , góc ma sát trong  $\varphi_d$  (góc mở  $\varphi_d, \gamma_d$ ). Giải pháp này thường được ứng dụng khá nhiều vì không phức tạp cho thi công móng, không



cần tăng chiều rộng móng và khi cần điều chỉnh chỉ cần thay loại đất đắp và chiều cao của nó để thay đổi các hệ số  $\varphi_d$ ,  $\gamma_d$  và  $h_d$ .

Đồng thời với các giải pháp chống lật, cần bố trí hệ thống giằng móng để chống lún lệch và bảo đảm độ cứng tổng thể cho toàn hệ móng.

## § 5.4. GIẢI PHÁP CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CHI TIẾT

### 1. Nối thanh

Trong trường hợp chiều dài thanh thép bé hơn chiều dài thanh của tháp thì phải tiến hành nối thanh. Mỗi nối có thể tiến hành bằng cách hàn, bằng bulông ; có thể tiến hành trong nhà máy hoặc tại công trình.

Tùy theo hình thức tiết diện mà giải pháp nối thanh cũng khác nhau. Nguyên tắc chung là mỗi nối phải đủ truyền nội lực của thanh được nối.

Khi tiết diện thanh là thép góc, giải pháp cấu tạo và tính toán mỗi nối thanh giống như ở dàn thông thường. Lưu ý rằng tải trọng tác dụng lên tháp thường là tải trọng đối chiều nên hầu hết là mỗi nối chịu kéo. Khi nối bằng bulông cần tìm cách hạn chế sự giảm yếu của tiết diện cho khoét lỗ và phải kiểm tra điều kiện bền của tiết diện giảm yếu này.

Khi tiết diện thanh là thép ống, các giải pháp thường dùng như hình 5.23.

#### *a. Nối thanh bằng liên kết hàn*

Thường dùng cho các mối nối tiến hành trong nhà máy, theo các giải pháp sau :

- **Nối đối đầu, kết hợp ống cốt (h.5.23a)**

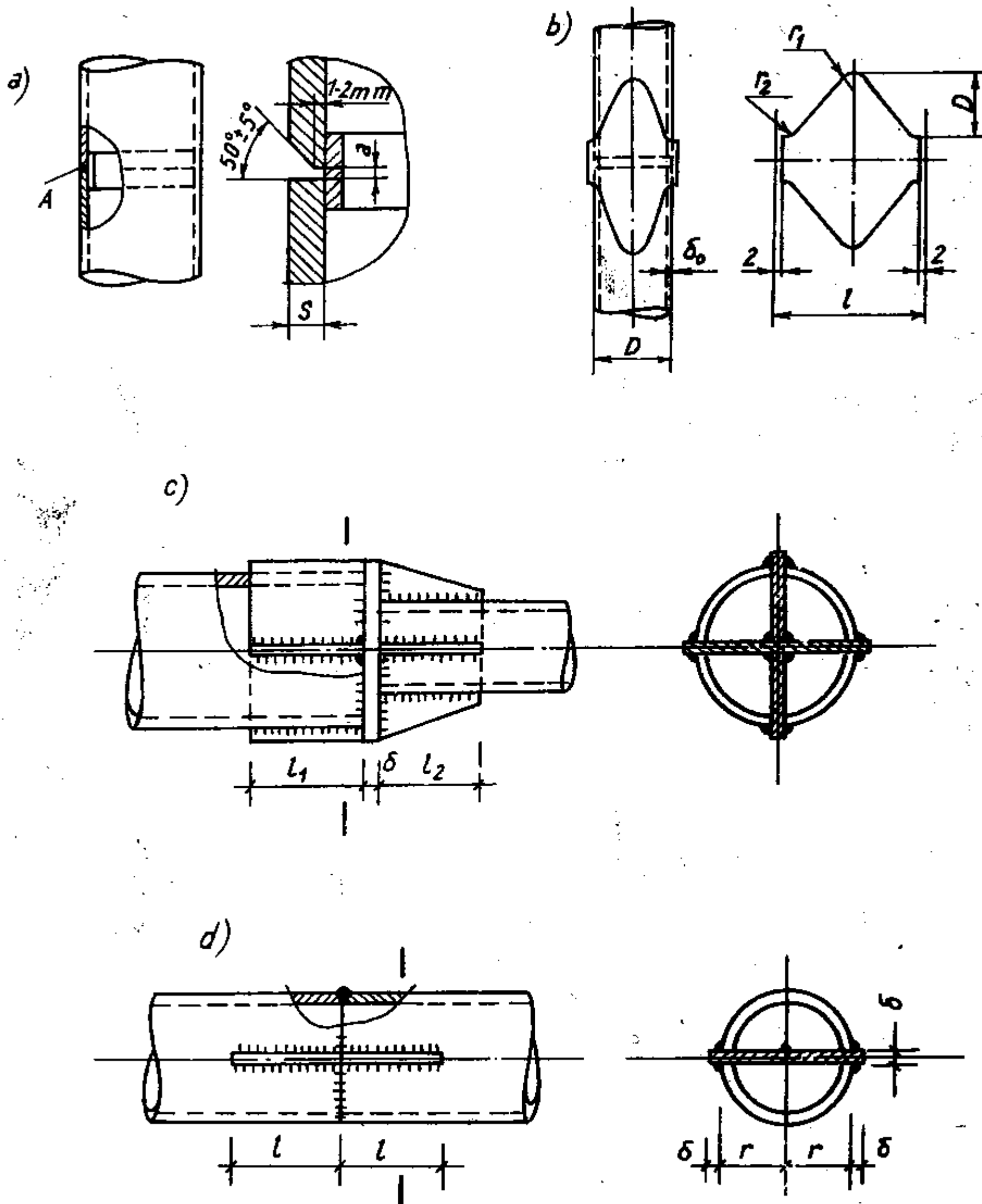
Dùng thích hợp cho những thanh bụng và những thanh có tiết diện bằng nhau. Cách này có hình thức gọn, đẹp, đơn giản cho cấu tạo nhưng độ an toàn không cao vì mỗi nối tập trung trên một tiết diện ngang, đường hàn và vùng thép gần đường hàn bị gia nhiệt cục bộ sẽ trở nên giòn hơn, không tốt khi chịu các tải trọng đối chiều.

- **Nối đối đầu, dùng bản ốp ngoài và đường hàn góc (h.5.23b)**

Chu vi bản ốp ngoài được lượn cong. Khi hàn góc theo đường cong này sẽ hạn chế được giảm yếu do gia nhiệt trên cùng một tiết diện ngang. Bản ốp dùng thép tấm được dập trước để tạo chu vi cong rồi uốn ôm ngoài ống thanh hoặc là khi số lượng ít có thể dùng một đoạn ống khác (có đường kính trong bằng đường kính ngoài của thanh cần nối) bổ đôi rồi gia công chu vi cong.

• Nối hàn đối đầu thông qua bản bích ngang và các lõi ống (h.5.23c)

Lõi ống có thể là một thép bản (nếu thanh bé) hoặc dùng ba bản thép được chế tạo trước thành dạng chữ thập (cho những thanh lớn). Kiểu này dùng thích hợp khi nối hai thanh có đường kính khác nhau. Đầu ống nối phải xẻ rãnh để chứa các bản thép của lõi; liên kết đầu ống với thép bản bằng các đường hàn góc ngoài và với mặt bích bằng đường hàn vòng.



Hình 5.23. Nối thanh bằng phương pháp hàn

• Nối đường hàn đối đầu kết hợp với thép bản và đường hàn góc (h.5.23d)

Dùng khi nối hai đoạn ống có đường kính bằng nhau mà không dùng ống lõi. Đầu thép ống phải xẻ rãnh. Khi thi công, đặt thép bản vào đúng vị trí để xẻ rãnh, để khắc phục ứng suất phụ do biến hình hàn cần hàn đường hàn đối đầu (đường hàn vòng ống) trước, các đường hàn góc được hàn sau.

**b. Nối thanh bằng bulông (h.5.24)**

Thường dùng cho các mối nối công trường, đặc biệt là cho thanh cánh tại chỗ nối hai đoạn. Hai thanh nối có thể có đường kính bằng hoặc khác nhau.

Mặt bích khoét lỗ đường kính  $D_1$  lớn hơn đường kính ngoài,  $D_0$  của ống một đoạn  $a = 1 + 3$  mm. Bulông phân bố trên đường tròn đường kính  $D_b$  theo các góc  $\alpha$  bằng nhau. Đầu ống cắm ngập sâu vào bích đoạn không bé hơn  $2/3$  chiều dày bích. Phần còn lại lớn hơn 10 mm, đủ để bố trí đường hàn góc đỉnh ống với mặt trong lỗ bích. Nghĩa là chiều dày bích không bé hơn 30 mm. Ống còn được liên kết với bích bằng đường hàn góc ở vòng ngoài và các bản sườn cứng. Để có thể vận dụng êcu dễ dàng ngoài công trường và bảo đảm điều kiện làm việc bình thường của bích thì các kích thước cần thỏa mãn điều kiện cấu tạo :

$$D_b - (D_0 + 2h_n) \geq 1,8d ;$$

$$D_B \geq D_b + 3d_0,$$

trong đó  $h_n$  - chiều cao đường hàn góc vòng ngoài, thường chọn bằng chiều dày ống nối ;

$d, d_0$  - đường kính đỉnh và đường kính lỗ bulông, thường chọn

$$d_0 = d + (1,5 \div 4) \text{ mm, giá trị } 1,5 \text{ mm dùng cho } d \leq 20 \text{ mm.}$$

Để tính mối nối, cần giả thiết trước đường kính đỉnh  $d$ , sau đó xác định khả năng chịu kéo của một bulông :

$$[N_{1b}] = R_b \frac{\pi d^2}{4} \gamma \quad (5.69)$$

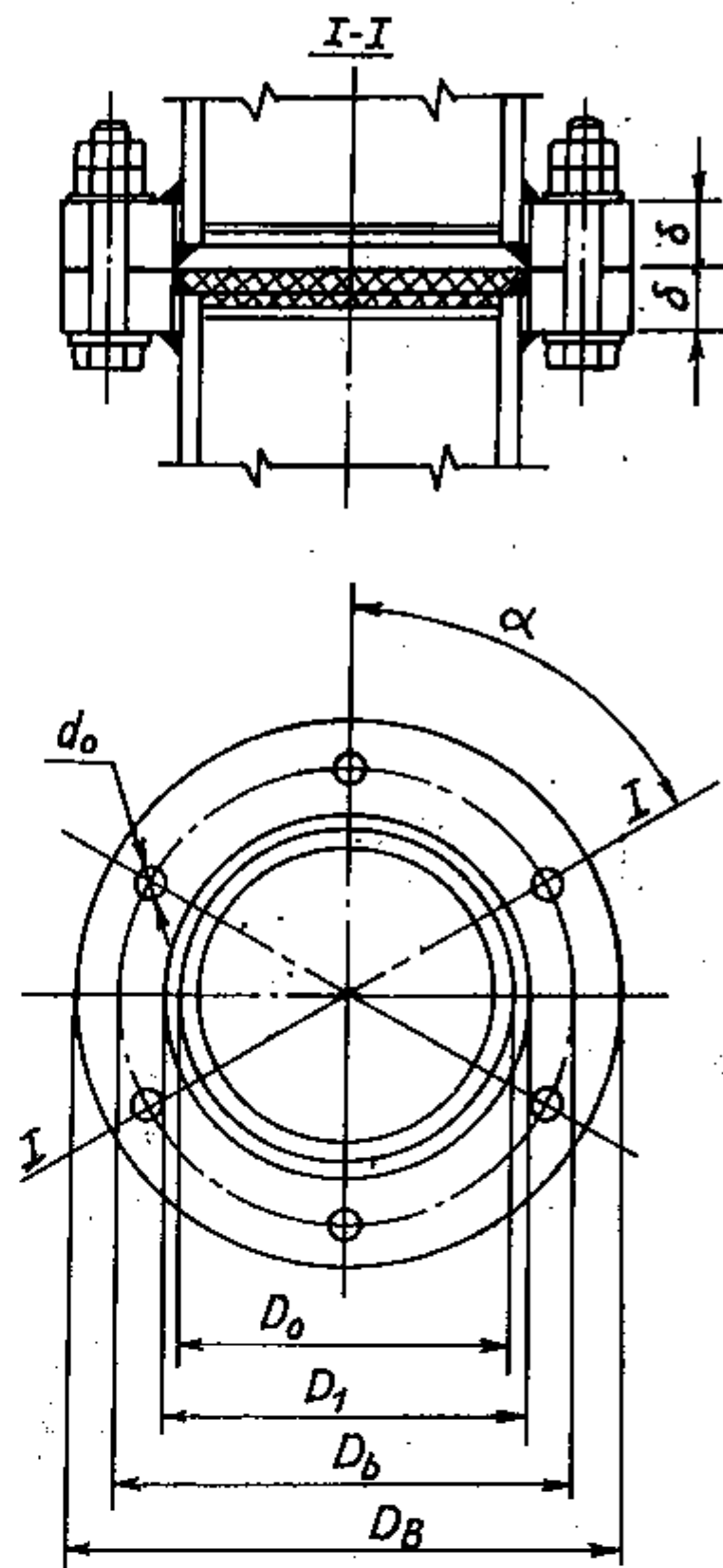
Số lượng bulông cho mối nối :

$$n \geq \frac{N}{[N_{1b}]} \quad (95.70)$$

trong đó  $N$  - nội lực tính toán của mối nối ;

$R_b$  - cường độ tính toán khi kéo của vật liệu thép làm bulông ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của liên kết, thường lấy  $\gamma = 0,8$ .



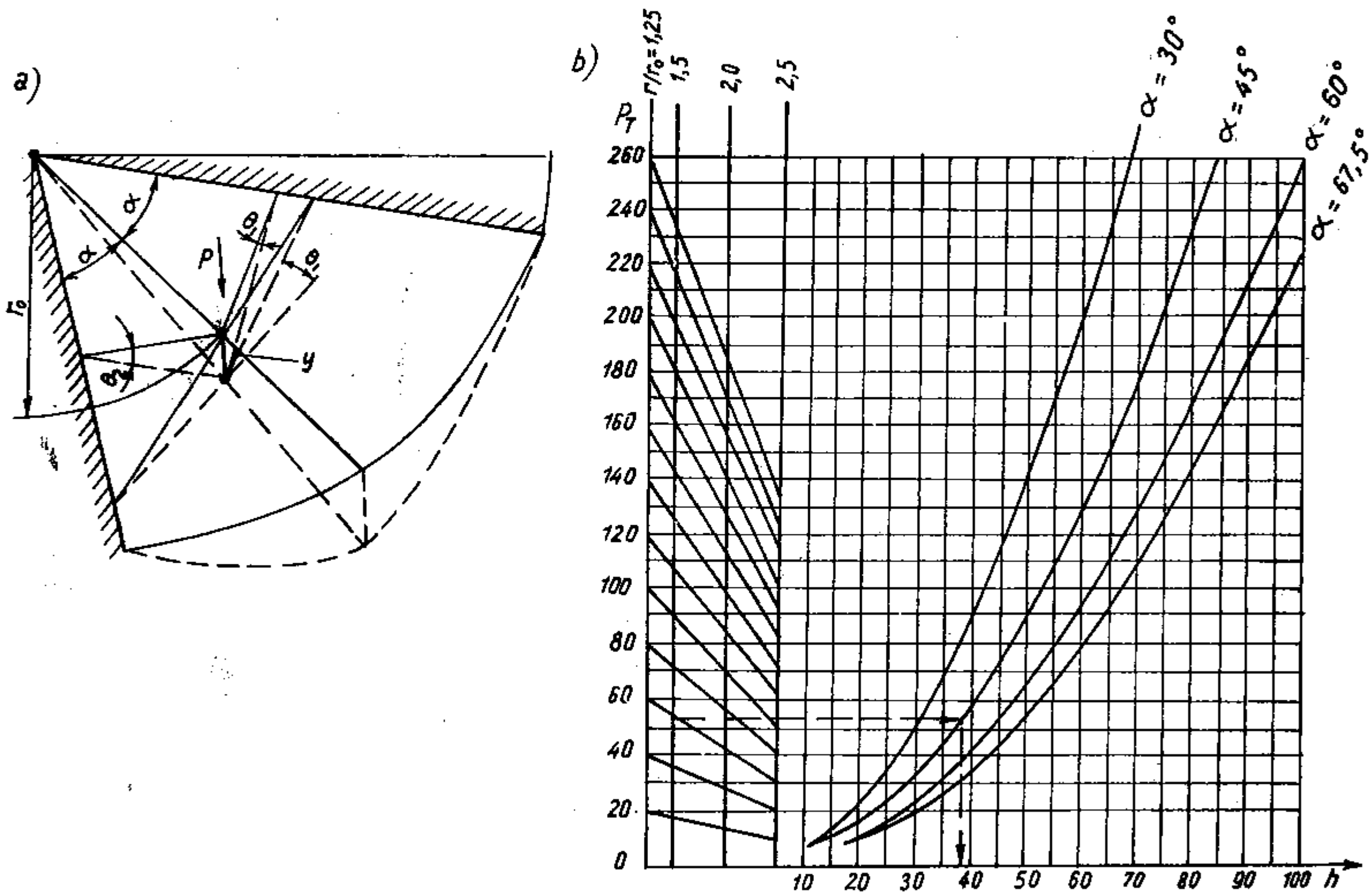
Hình 5.24. Mối nối ống bằng bulông và mặt bích

Sau khi chọn số lượng bulông và cấu tạo mối nối, cần xác định chiều dày  $\delta$  của bản bích theo sơ đồ bán hình quạt (h.5.25a). Hai cạnh ngàm là hai đường nối tâm ống với hai đỉnh kế nhau (hoặc hai sườn đứng), cạnh cong vòng ngoài bích là cạnh tự do. Bán hình quạt chịu uốn bởi lực  $P$  chính là lực kéo trong một bulông (có thể coi bằng khả năng chịu kéo  $[N_{1b}]$  ; lực  $P$  đặt cách tâm ống đoạn

$$r_0 = \frac{D_b}{2}$$

Có thể chọn chiều dày  $\delta$  của bản bích theo cách tra từ đồ thị quan hệ  $P - \delta$  theo phương pháp biểu đồ trên hình 5.25b.

Từ lực  $P$  đã có, theo đường giống xiên cho gặp đường thẳng đứng  $r/r_0$  tương ứng, tiếp tục giống ngang cho đến khi gặp đường cong phù hợp với góc  $\alpha$  (thường bằng  $60^\circ$  ;  $45^\circ$  ;  $30^\circ$ ) ; sau đó giống thẳng xuống cho gặp trục hoành, được giá trị tính toán  $h$ . Chiều dày  $\delta$  của bản bích được chọn cần lớn hơn hoặc bằng trị số  $h$  này và phải phù hợp với điều kiện khai thác vật liệu.



**Hình 5.25.** Tính toán chiều dày bản bích nối

a) sơ đồ tính toán ; b) biểu đồ quan hệ  $P - \delta$ .

Biểu đồ trên hình 5.25 thành lập cho các bản bích làm từ thép cường độ nâng cao mác 10Г2С1 (có  $\sigma_{chay} = 3500 \text{ daN/cm}^2$  ; hệ số đồng chất  $k = 0,85$  ; hệ số điều kiện làm việc  $\gamma = 0,8$  ;  $\gamma k \sigma_{chay} = 2400 \text{ daN/cm}^2$ ). Khi bản bích được chế tạo từ các vật liệu khác : tương ứng có  $\sigma_{1chay}$  ,  $\gamma_1$  ,  $k_1$  thì giá trị tính toán

$h_1$  (ứng với vật liệu mới), được suy từ trị số  $h$  (ứng với vật liệu 10Г2С1) theo công thức quy đổi :

$$h_1 = \frac{h}{\sqrt{\frac{2400}{\gamma_1 k_1 \sigma_{1chay}}}} \quad (5.71)$$

Các sườn đứng được chọn có chiều dày bằng chiều dày thép ống, chiều cao vào khoảng  $8 \div 15$  cm, chiều rộng bằng  $(D_B - D_o)/2$  và thường được cắt vát để dễ vận êcu. Chiều cao đường hàn sườn đứng vào thành ống và vào mặt bích lấy theo cấu tạo, gần bằng chiều dày ống.

## 2. Cấu tạo đầu thanh

Các thanh có thể liên kết với nhau bằng đường hàn hoặc bằng bulông. Chiều dài đường hàn, số lượng bulông được quyết định theo điều kiện tính toán liên kết. Các đầu thanh thường được cấu tạo theo các cách sau :

### a. Với các thanh bằng thép góc

Khi dùng liên kết bulông để liên kết trực tiếp (hoặc thông qua bản ghép) thanh cánh bằng thép góc của hai đoạn tháp thì : để tránh giảm yếu nhiều khi khoét lỗ trên cùng một tiết diện và khi thi công các đầu đỉnh ở hai mặt phẳng không chạm nhau ; cần bố trí đỉnh ở hai mặt thanh theo kiểu so le. Đầu các thanh bụng ở các mặt bên có cấu tạo giống nhau.

### b. Với các thanh bằng thép ống

Đầu thanh cánh dùng mặt bích và liên kết bulông (xem phần 1).

Thanh bụng liên kết với thanh cánh thông qua sự áp sát của đầu thanh với bản mặt bằng đường hàn hoặc bulông. Các giải pháp sau đây thường áp dụng cho đầu thanh bụng.

- **Nung nóng, ép dập đầu ống rồi khoan lỗ, có thể được uốn gập theo một góc nào đó (h.5.26a)**

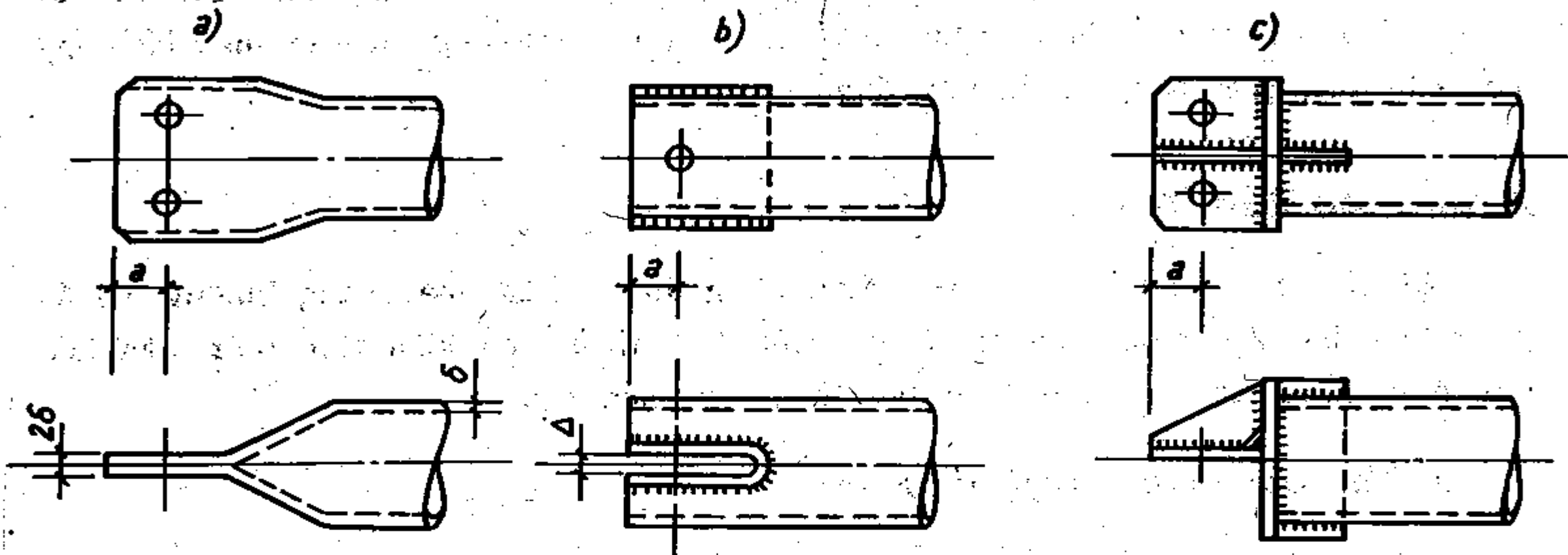
Loại đầu thanh này có cấu tạo đơn giản, gọn nhưng do phải nung ép, gia công cơ nhiều nên vật liệu vùng đầu thanh thường bị giòn, có những vết nứt nguy hiểm. Chỉ thích hợp với những thanh bé, đầu thanh chỉ có một hoặc hai bulông. Thanh bụng của hệ dàn không gian (kể cả dàn mái) thường dùng loại đầu thanh này.

- **Xẻ dọc đầu thanh, hàn thêm thép bản dẹt uốn cong rồi khoét lỗ (h. 5.26b)**

Loại này có cấu tạo phức tạp hơn, khó khống chế sự cùng phẳng mặt của hai đầu trong cùng một thanh, vật liệu vùng đầu thanh cũng bị gia nhiệt khá nhiều, chỉ có thể bố trí bulông trên dọc trục thanh nên kích thước liên kết thường lớn. Thường áp dụng cho các thanh ngang và các thanh bụng xiên của các dàn nhỏ.

### • Dùng chi tiết đầu thanh bằng thép bản (h.5.26c)

Chế tạo và cấu tạo tương đối phức tạp, chi phí thép và nhân công lớn, nhưng độ linh động cao, áp dụng được cho cả các thanh nội lực lớn hoặc nhỏ. Phần lớn các tháp thép ống đều dùng loại đầu thanh cho thanh bụng. Trong thiết kế nên tiêu chuẩn hóa để chỉ có một số ít loại cho mỗi tháp theo cách thay đổi số lượng đỉnh (hai đỉnh, bốn đỉnh, sáu đỉnh) hoặc thay đổi đường kính lỗ đỉnh.



Hình 5.26. Đầu thanh bụng bằng thép ống

## 3. Cấu tạo các nút cơ bản

### a. Nút gối tựa

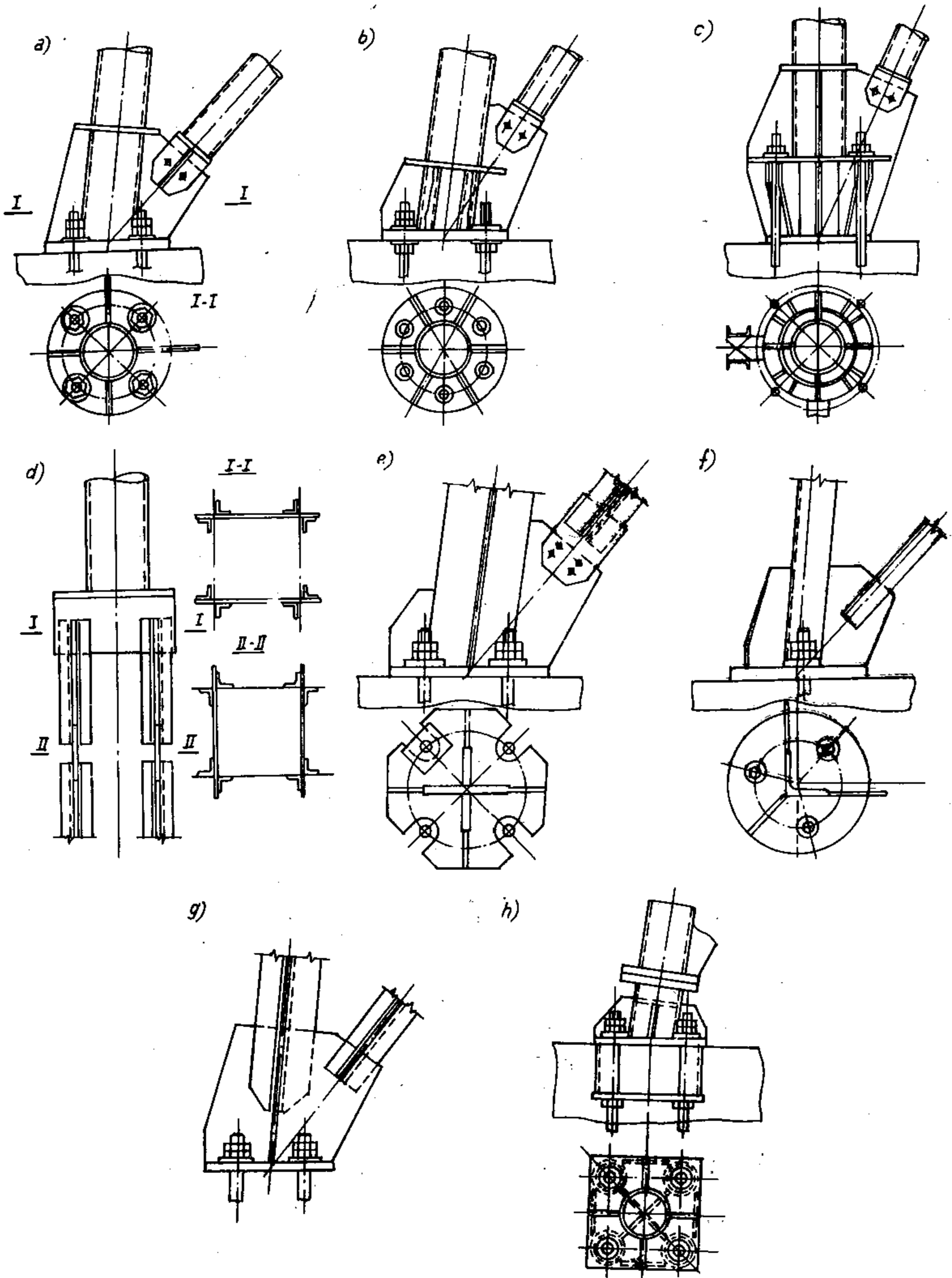
Yêu cầu chung khi cấu tạo :

- Khi nút gối tựa ở phía nén, bản đế phải đủ lớn để truyền toàn bộ tải trọng nén đến móng. Ứng suất bên dưới bản đế không được lớn hơn khả năng chịu ép cục bộ của bê tông mặt móng.

- Khi nút gối ở phía chịu nhổ, các bulông neo chân đế vào móng phải thỏa mãn điều kiện chống nhổ. Cần quan tâm cả về diện tích tiết diện bulông, chiều dài neo, và điều kiện để liên kết chặt được bulông neo với chân cột.

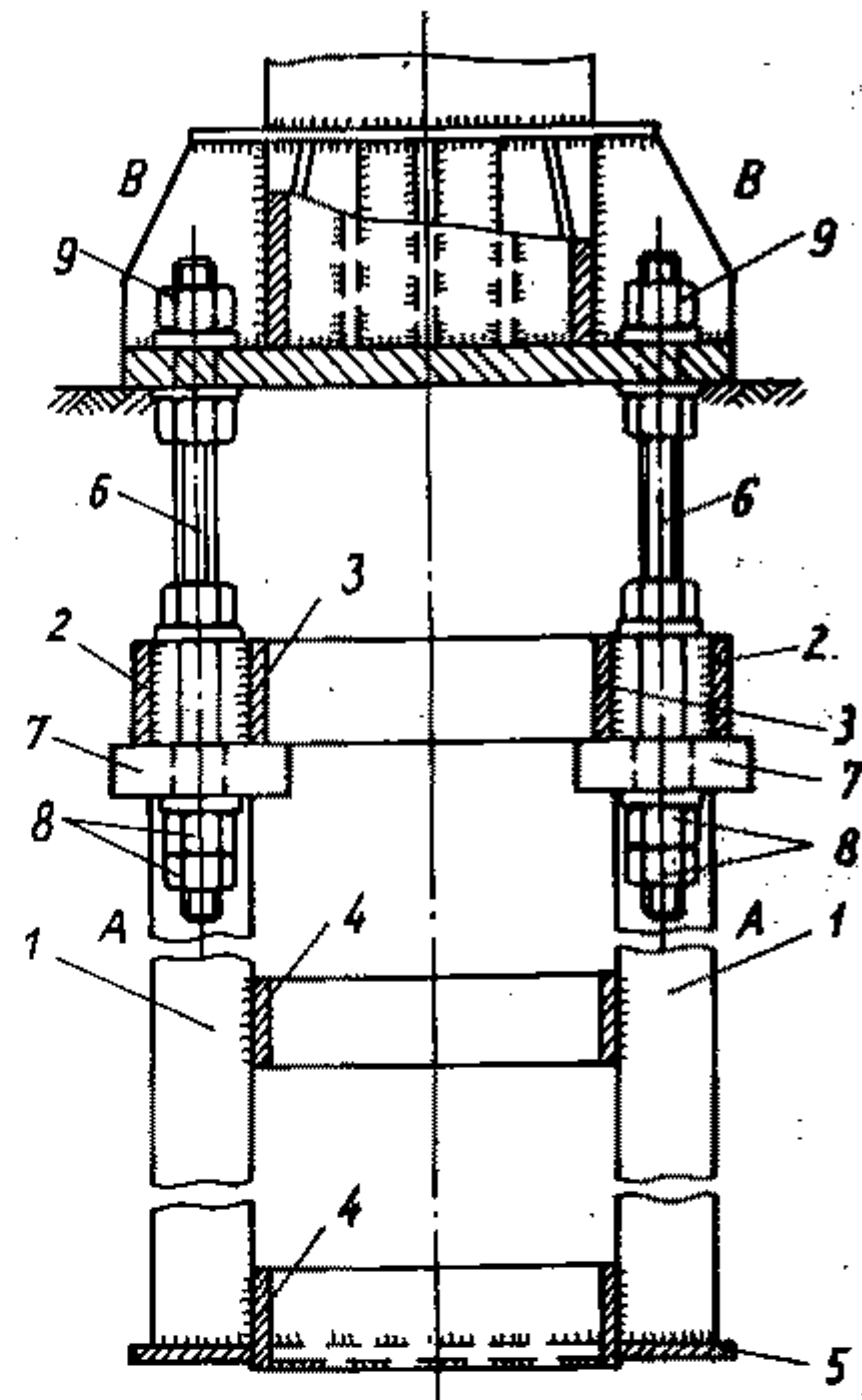
- Đơn giản cho các công việc thi công ở công trình.

Hình 5.27 giới thiệu một số giải pháp cấu tạo của nút chân tháp khi thanh cánh là thép ống hoặc thép góc. Các giải pháp a, b, c, d, e, f, thanh cánh hàn sẵn với chi tiết của chân đế, cấu tạo thanh khá cứng kénh và nặng nề ; dễ cong vênh khi vận chuyển. Giải pháp g, h dùng cách chế tạo đoạn chân đế riêng, gọn gàng, tiện lợi cho thi công hơn. Để khắc phục các sai số rất dễ mắc phải khi thi công móng làm sai lệch vị trí bulông neo ; các lỗ khoét ở bản đế để bulông neo xuyên qua thường có đường kính lớn (gấp gần hai lần đường kính bulông neo). Cần có long đen đệm dày và ở ngoài kính ngoài đủ lớn để phủ được lỗ khoét lớn này. Cách làm như ở hình 5.27c là khá hợp lý. Sau khi căn chỉnh vận đủ, vận chặt các êcu, cần hàn các long đen này với bản đế bằng đường hàn công trường.



Hình 5.27. Cấu tạo nút chân tháp

Giải pháp ở hình 5.28 dùng cho nút chân những tháp lớn. Khối neo bao gồm các dải thép 1 hướng tâm liên kết với nhau qua các vòng đồng tâm 2, 3, 4 và đế 5. Ở giai đoạn thi công móng, khối neo được chôn ngập trong bê tông đến mức A - A. Khối chuyển tiếp chân cột (có thể nghiêng hoặc thẳng đứng như hình vẽ) được cố định với khối neo thông qua các bulông 6 (thường là 12 ; 8 ; 6 cái). Việc căn chỉnh cao thấp, nghiêng lệch bằng cách vận các êcu ở ngay dưới bản đế. Tác dụng neo giữ nhờ có các êcu 8, long đen đế 7 khá dày và các bulông tăng trên 9. Sau khi hoàn chỉnh việc lắp ghép đoạn chân tháp thì đổ bù bê tông mặt móng mác cao (có lưới thép) cho đến mức B - B.



Hình 5.28. Khối neo và đoạn chuyển tiếp chân tháp

Giải pháp này khá chắc chắn, tiện lợi cho việc căn chỉnh nhưng khá tốn kém kim loại cho khối neo, vì vậy chỉ nên dùng ở những chân tháp lớn.

#### b. Các nút liên kết khác

Với các tháp bằng thép ống, trục các thanh bụng đều hội tụ trên trục thanh cánh. Nút có thể liên kết trực tiếp các thanh hoặc thông qua ống lồng, bản mát.

Trường hợp thanh cánh là thép góc đơn thì thanh bụng có thể liên kết trực tiếp với má thanh cánh hoặc thông qua bản mát. Khi liên kết thanh bụng trực tiếp với má của thanh cánh thì sự hội tụ của hệ thanh không gian sẽ dẫn đến các kiểm tra khác nhau tại nút ; cụ thể là :

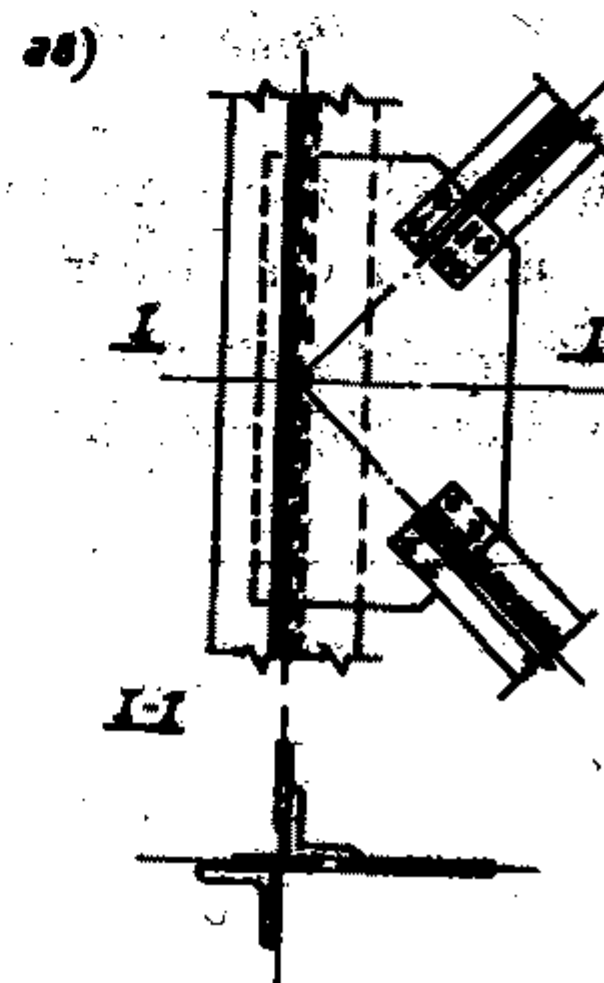
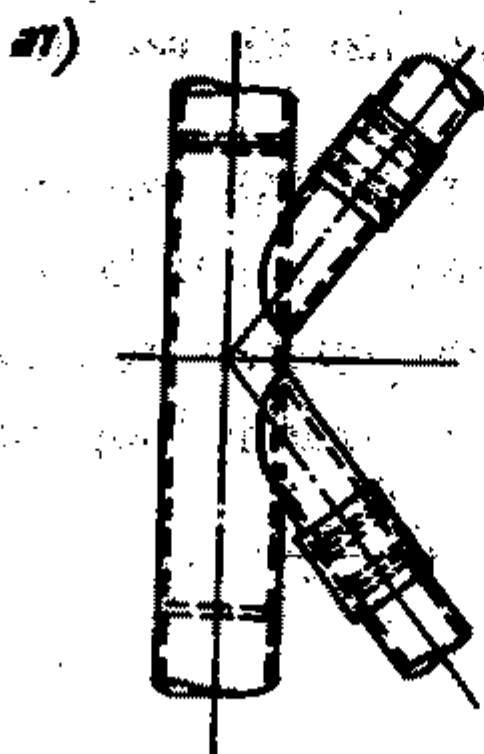
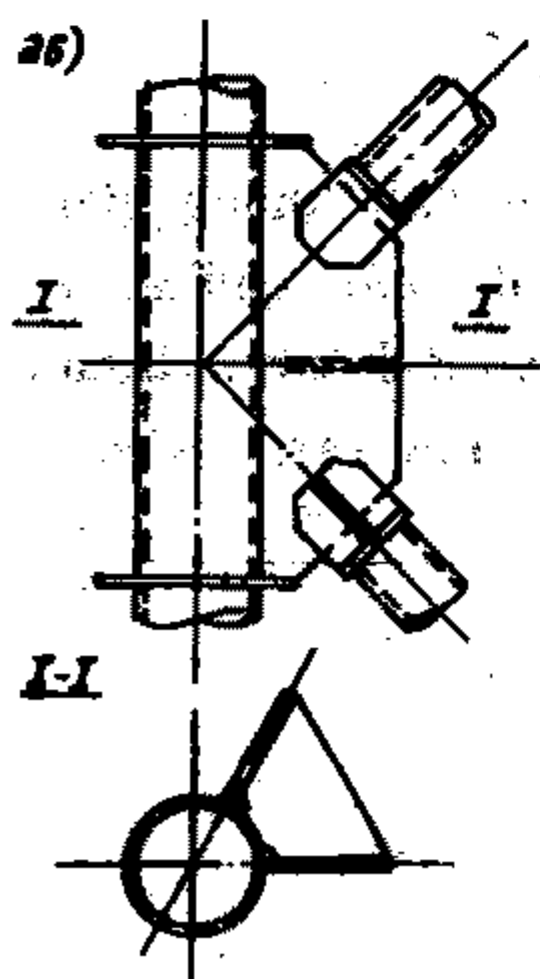
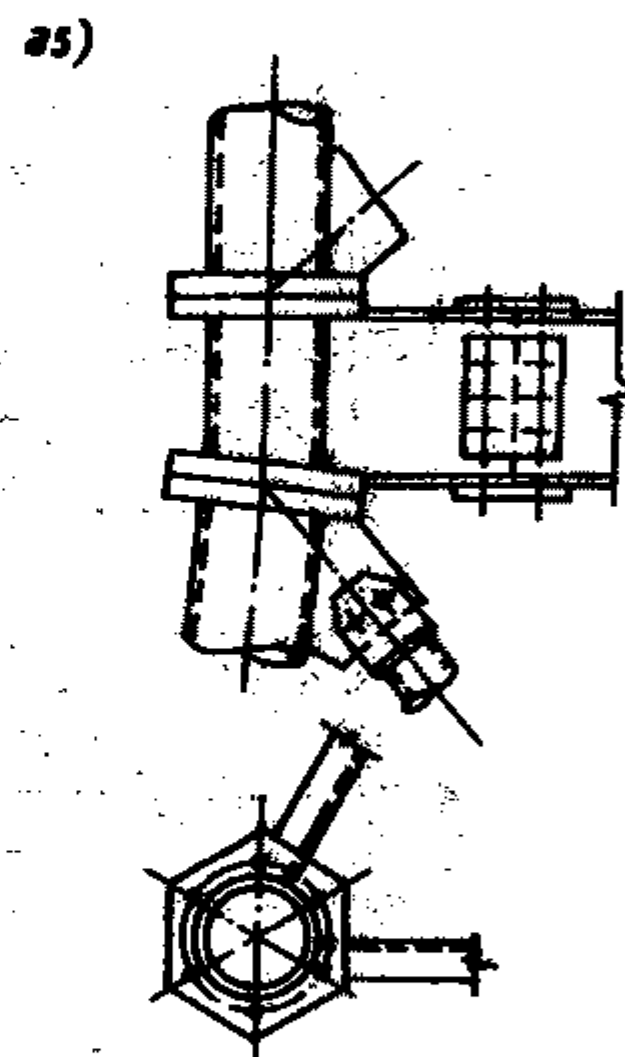
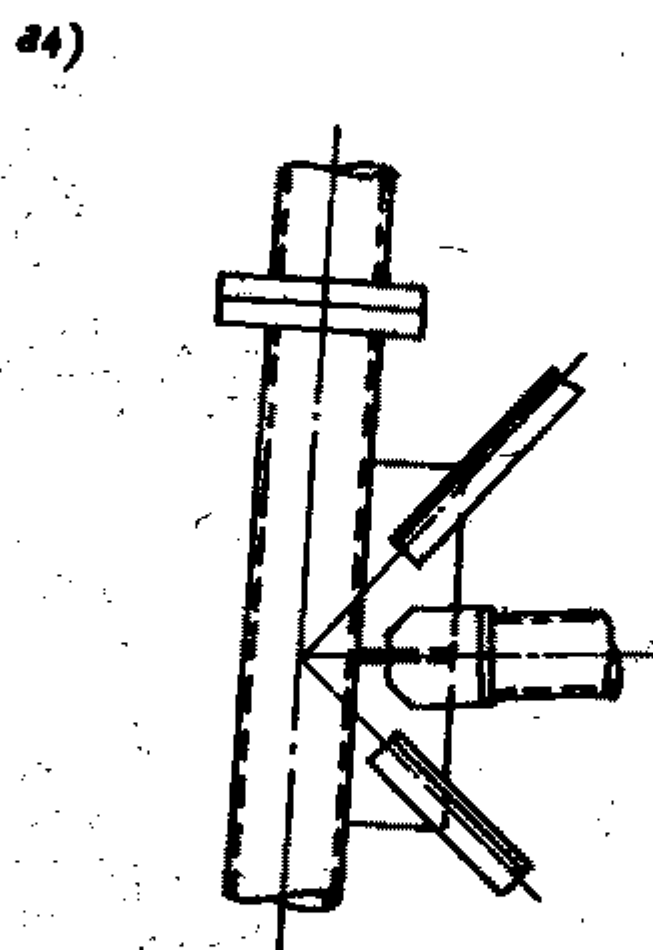
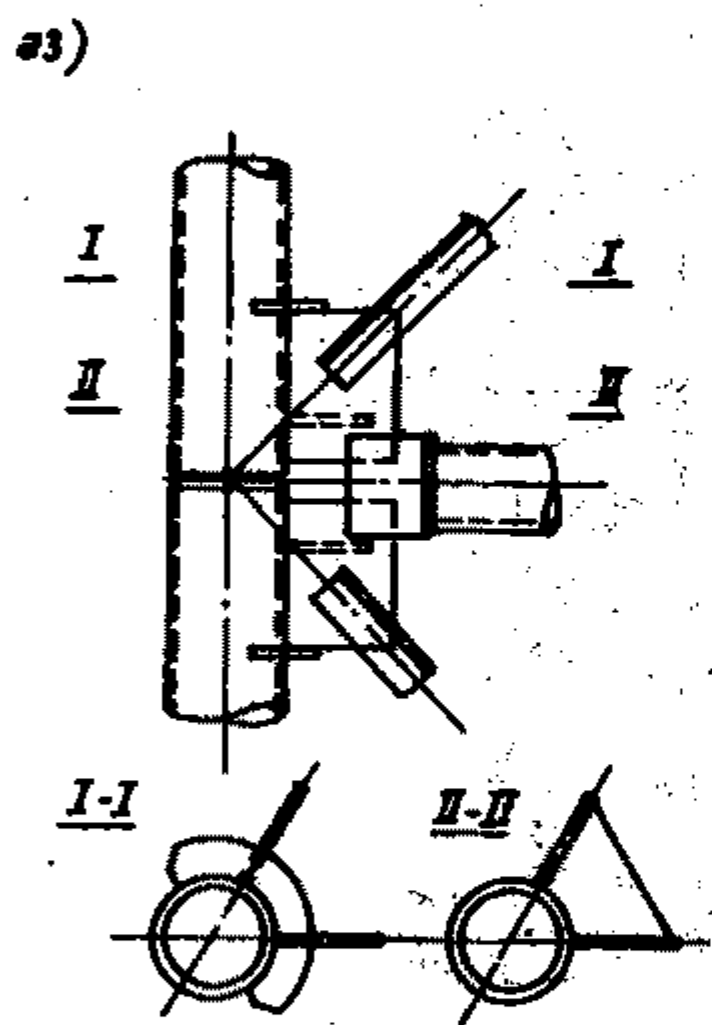
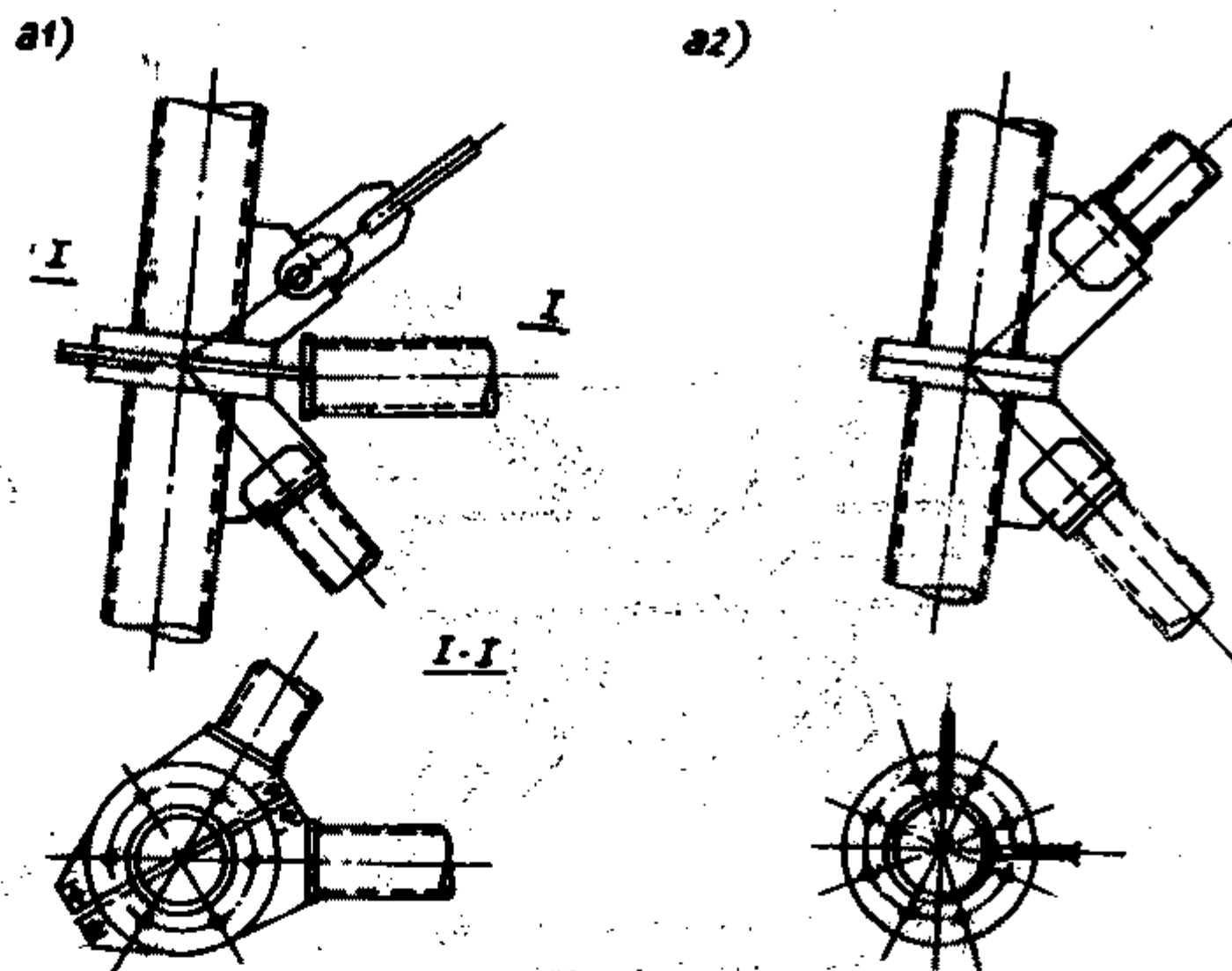
- Bố trí để các thanh ở hai mặt phẳng cùng hội tụ ở cùng một mức trên trục thanh cánh. Với giải pháp này, tại nút không có độ lệch tâm, sai số giữa sơ đồ tính và sự làm việc thực là nhỏ, nhưng tiết diện bị giảm yếu nhiều và do đầu đinh ở hai mặt phẳng dễ chạm nhau nên rất khó thi công.

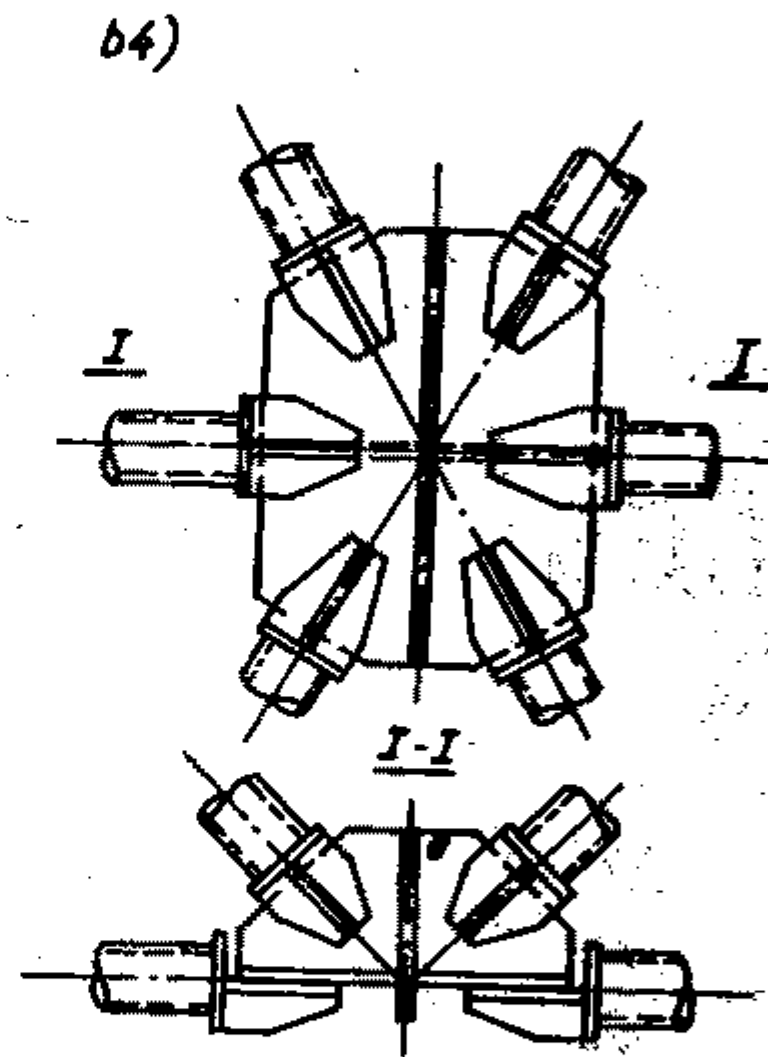
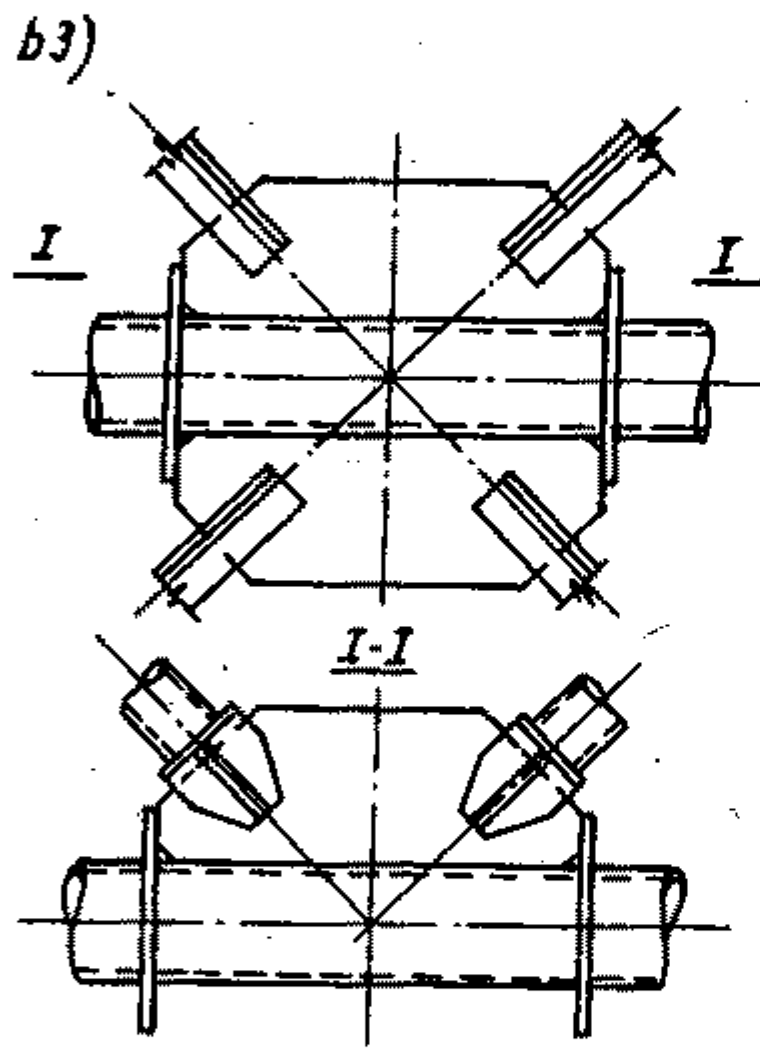
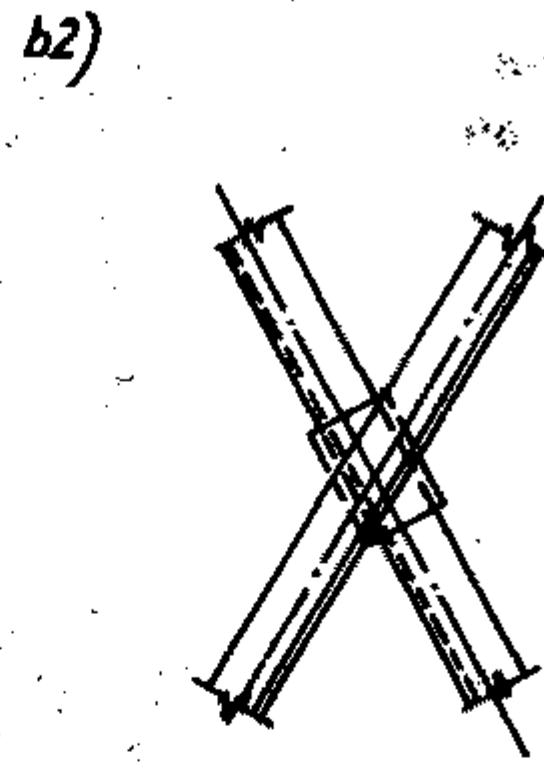
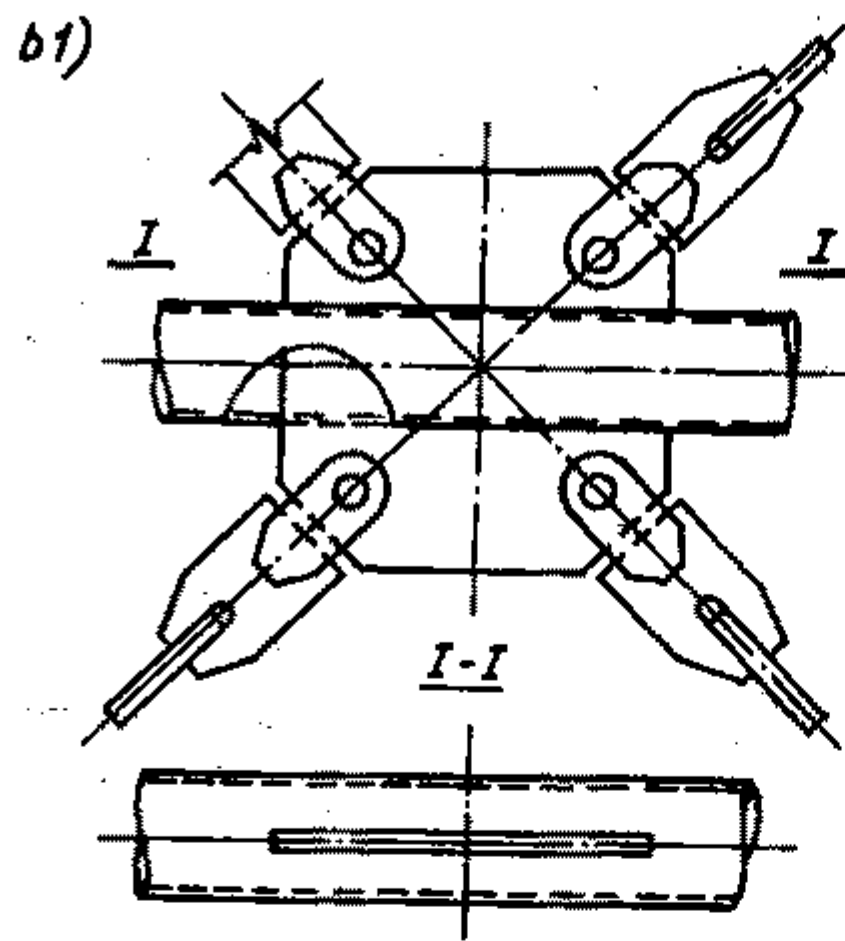
- Các thanh bụng ở mỗi mặt bên cũng hội tụ trên trục thanh cánh nhưng ở các mức cao khác nhau ; hoặc là không có hội tụ của các thanh bụng trên trục thanh cánh. Hai trường hợp này đơn giản cho chế tạo, không gây giảm yếu đáng kể cho tiết diện thanh cánh nhưng tại nút liên kết tồn tại độ lệch tâm, cần xét đến khi kiểm tra tiết diện và tính liên kết.

Khi dùng bản mát, cần có các sườn ngang liên kết các bản ở các mặt phẳng khác nhau nhằm tăng độ cứng không gian cho công trình và cũng hạn chế được các cong vênh khi vận chuyển.



Hình 5.29a. Cấu tạo một liên kết thanh bụng với thanh cánh





**Hình 5.29b. Cấu tạo nút liên kết các thanh bọng**

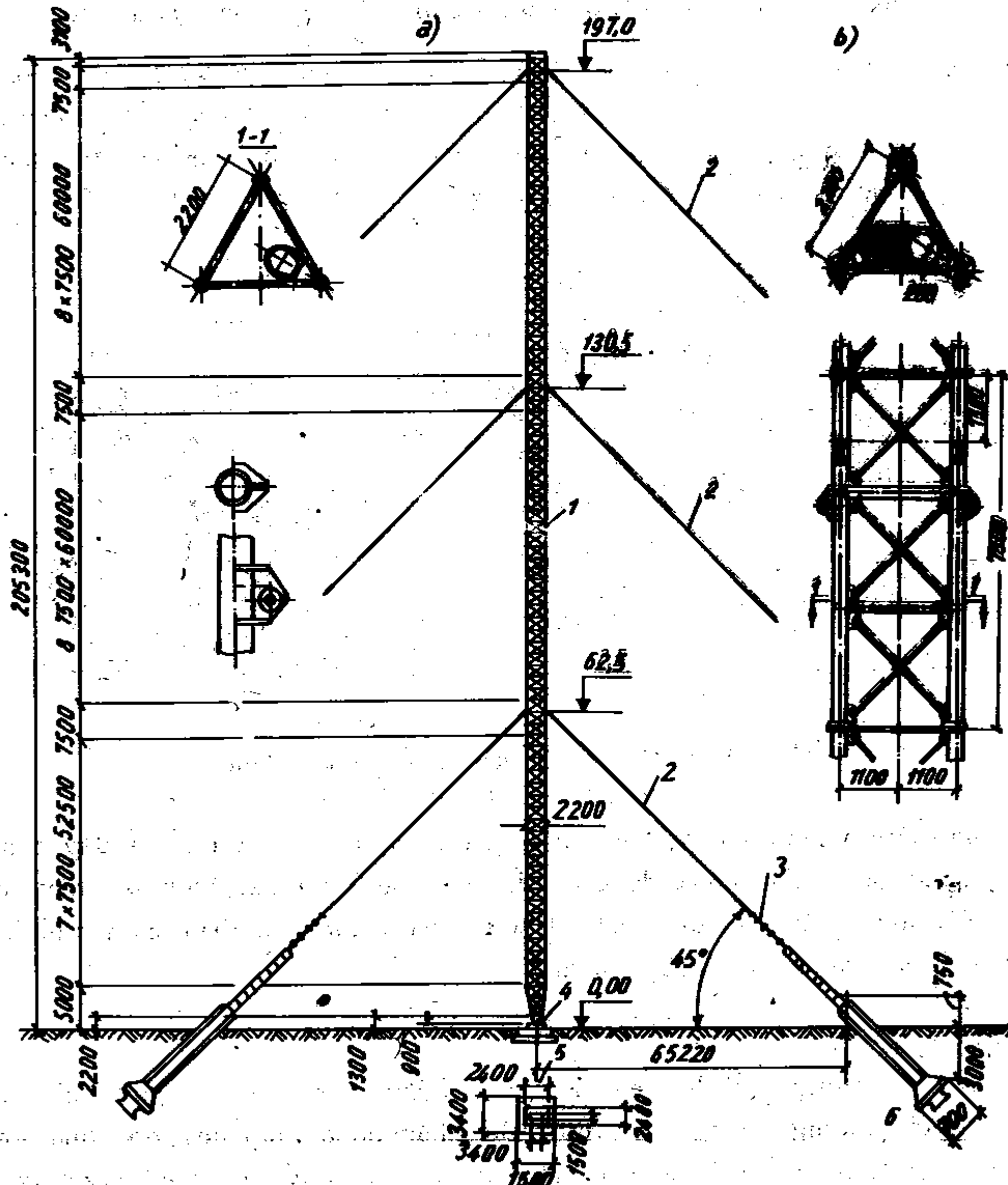
Hình 5.29a,b giới thiệu một số giải pháp cấu tạo cho các nút dàn không gian. Liên kết tại đầu các thanh có thể là hàn hoặc bulông. Việc tính toán chúng, về cơ bản không khác so với dàn phẳng. Khi tại nút tồn tại mômen lệch tâm, thanh cánh cần được kiểm tra để thỏa mãn cả trường hợp tải trọng phụ thêm này.

## § 5.5. KẾT CẤU TRỤ

### 1. Cấu tạo của trụ

Kết cấu trụ có sơ đồ cấu tạo như hình 5.30, bao gồm thân trụ, dây neo và các móng dây neo, móng thân.

Trụ được dùng làm các cột ăng ten, cột đường dây tải điện ... Nó có thể cao tới vài trăm mét, đáp ứng được nhu cầu về độ cao của công trình.



Hình 5.30. Trụ vô tuyến điện

a) dạng chung ; b) đoạn thân trụ ;

1- thân trụ ; 2- dây neo ; 3- sứ cách điện ; 4- gối tựa của thân ;

5- móng thân trụ ; 6- móng dây neo.

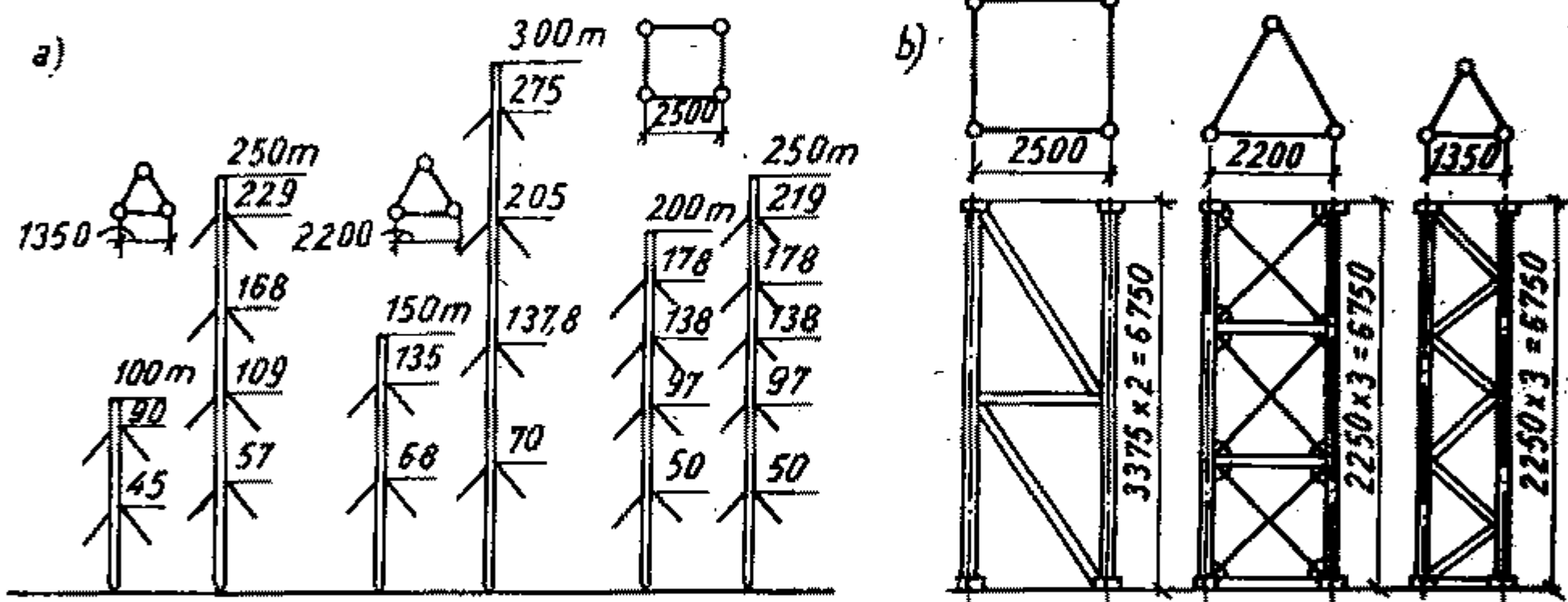
Thân trụ thường có cấu tạo là dàn không gian ba mặt hoặc bốn mặt như hình 5.30 và 5.31. Các thanh cánh (còn gọi là các nhánh) của thân được làm bằng thép góc hoặc thép ống, cũng có thể là thép hình chữ I hoặc chữ [ , các thanh bụng làm bằng thép góc, thép ống hoặc thép tròn. Hệ thanh bụng thường dùng các sơ đồ như hình 5.30b và 5.31b. Thân trụ cũng có khi là một thép ống như hình 5.32. Thân trụ có bề rộng không đổi trên toàn bộ chiều cao, thường rộng 1 - 2,5 m và phù hợp với điều kiện sau :

$$\frac{H}{200} \leq D \leq \frac{H}{60}$$

trong đó  $H$  - chiều cao của toàn thân trụ ;

$D$  - đường kính của đường tròn ngoại tiếp tiết diện thân trụ.

Thân trụ được chia làm nhiều đoạn để chuyên chở và dựng lắp. Các đoạn dài 6 - 8 m như hình 5.30 và hình 5.31, và nối lại với nhau bằng bulông. Mỗi đoạn là một dàn không gian, các mặt dàn đều cấu tạo theo nguyên tắc như dàn phẳng, ví dụ như nút liên kết thanh bụng vào thanh cánh ở hình 5.33.



Hình 5.31. Các sơ đồ trụ và các đoạn thân

a) các sơ đồ trụ ; b) các đoạn định hình.

Dây neo làm nhiệm vụ giữ cho thân trụ đứng thẳng, thường là dây cáp thép tạo nên từ các sợi thép cường độ cao, giới hạn bền của các thép sợi này từ 120 đến 180 daN/mm<sup>2</sup>. Dây neo được bố trí thành từng lớp dọc theo thân trụ, khoảng cách các lớp này được lấy trong khoảng

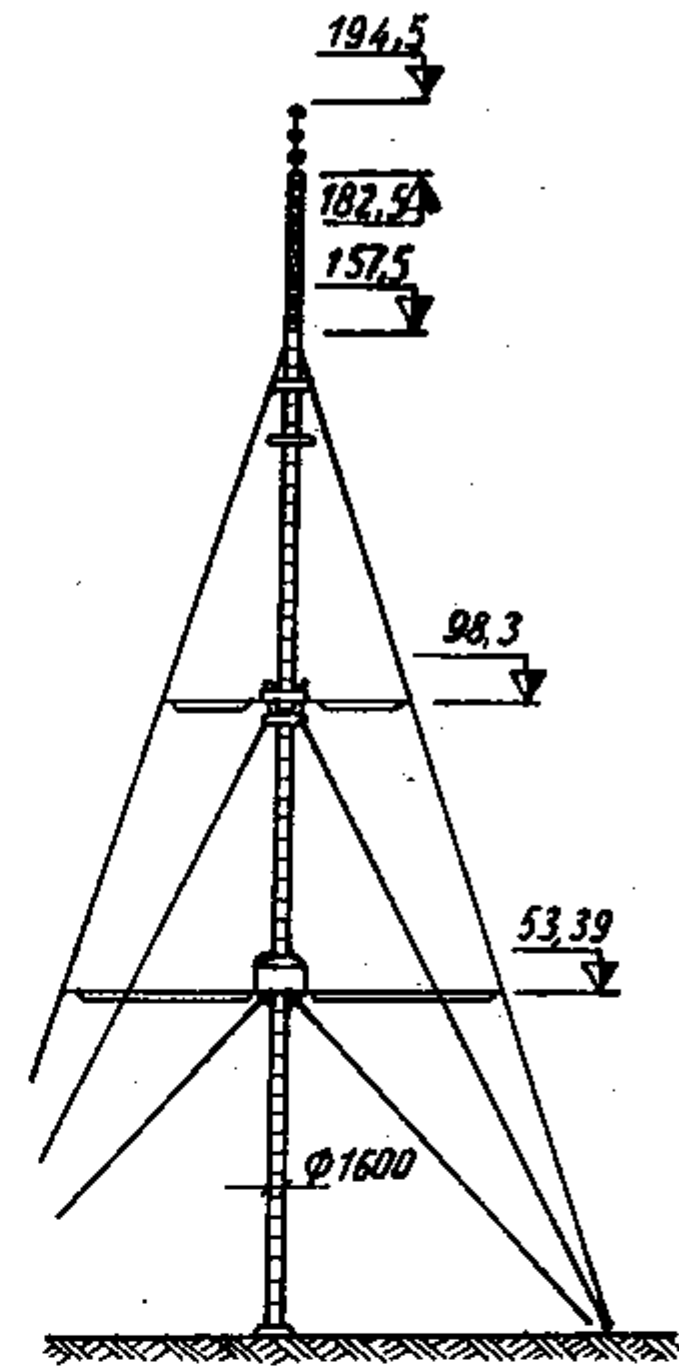
$$30D \geq L \geq 15D.$$

Số dây neo trong mỗi lớp có thể là ba dây, bốn dây, ..., góc nghiêng của dây neo so với phương ngang 45 - 60°. Để khắc phục nhịp dây neo quá lớn khi độ cao của trụ lớn có thể lấy góc nghiêng của lớp dây neo trên cùng đến 75° so với phương ngang như hình 5.32. Dây neo liên kết vào thân có cấu tạo như hình 5.34a,b, việc điều chỉnh dây neo được tiến hành nhờ chi tiết ở đầu dưới của dây neo như hình 5.34d. Độ võng của các dây neo được giảm đi nhờ có các xà ngang như hình 5.32.

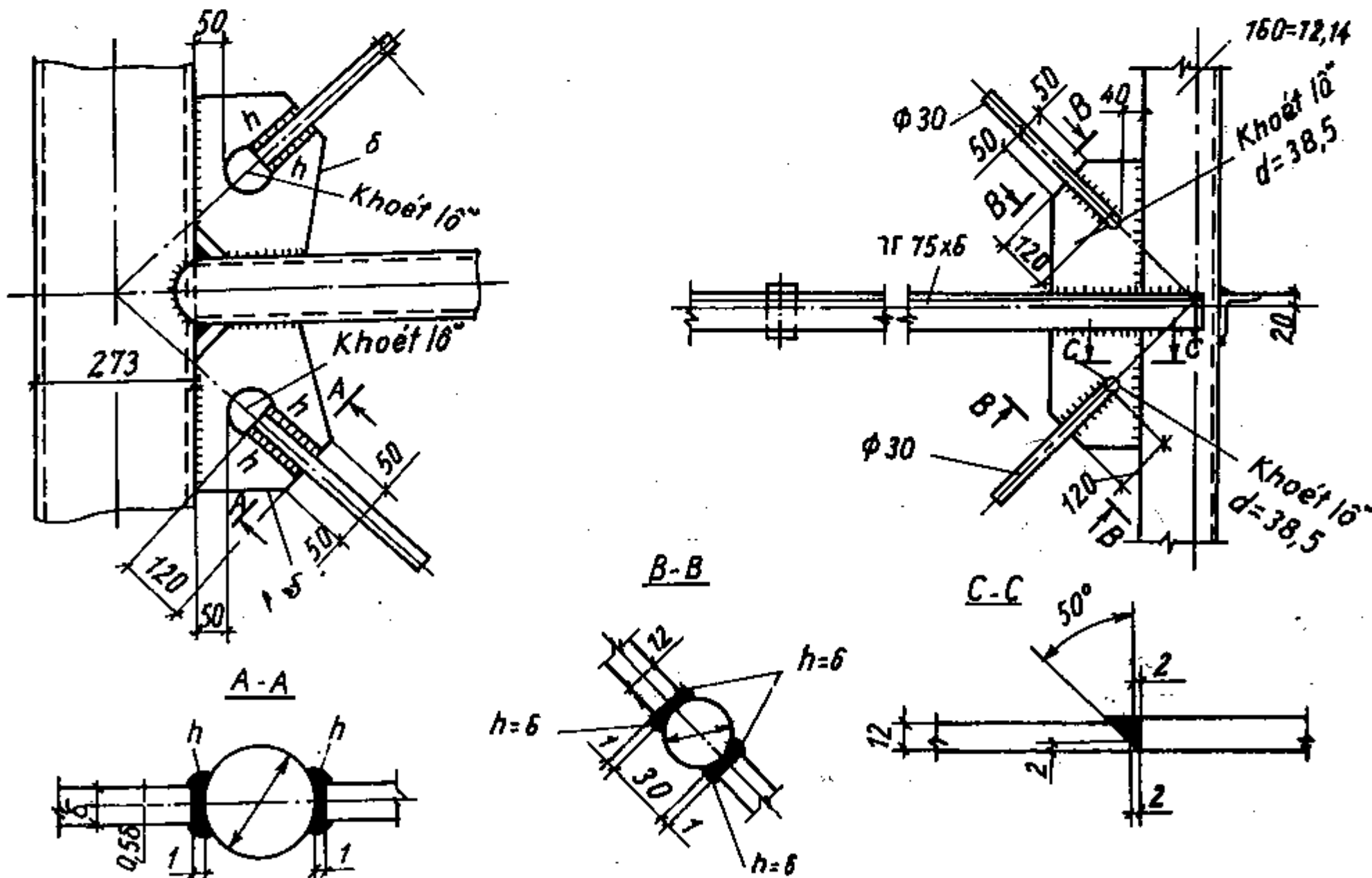
Đối với các trụ vô tuyến điện, do yêu cầu của kỹ thuật điện không bố trí nhiều dây neo trên một lớp, thường dùng là ba dây. Đồng thời cũng không nên dùng quá nhiều lớp dây neo. Tức là số lớp dây neo và số dây neo trong một lớp càng ít càng tốt. Để các dây neo không ảnh hưởng tới chất lượng truyền sóng, dây neo được chia ra thành từng đoạn bằng những sứ cách điện như hình 5.30 và cấu tạo như hình 5.35a, khoảng cách các sứ này bằng hoặc nhỏ hơn  $\lambda/7$  đối với trụ dùng cho sóng trung bình và dài bằng hoặc nhỏ hơn  $\lambda/4$  so với sóng ngắn,  $\lambda$  là bước sóng, các kích thước này và loại sứ cách điện được quyết định bởi tính toán của kỹ thuật điện.

Móng của thân trụ là móng chịu nén, tùy theo địa chất và lực nén từ thân truyền vào móng để quyết định giải pháp móng.

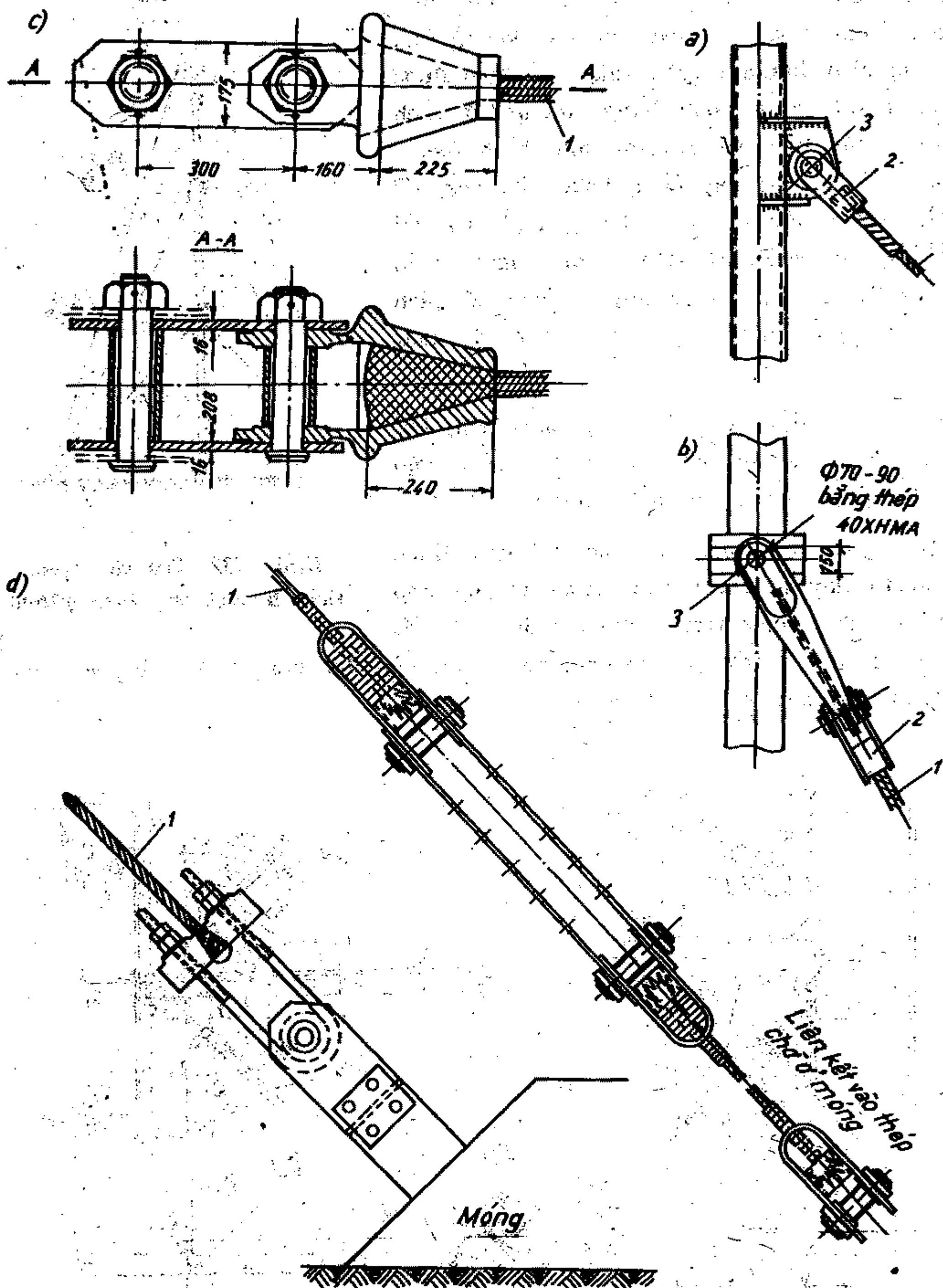
Móng neo là móng chịu nhổ. Để chịu được lực nhổ từ dây neo, tùy theo từng trường hợp cụ thể có thể dùng trọng lượng móng và đất đá trên nó hoặc dùng khả năng chống trượt của đất nền. Mỗi móng neo có thể dùng cho một hay nhiều dây neo.



Hình 5.32. Trụ vô tuyến, thân là một ống thép  $\Phi 1600$

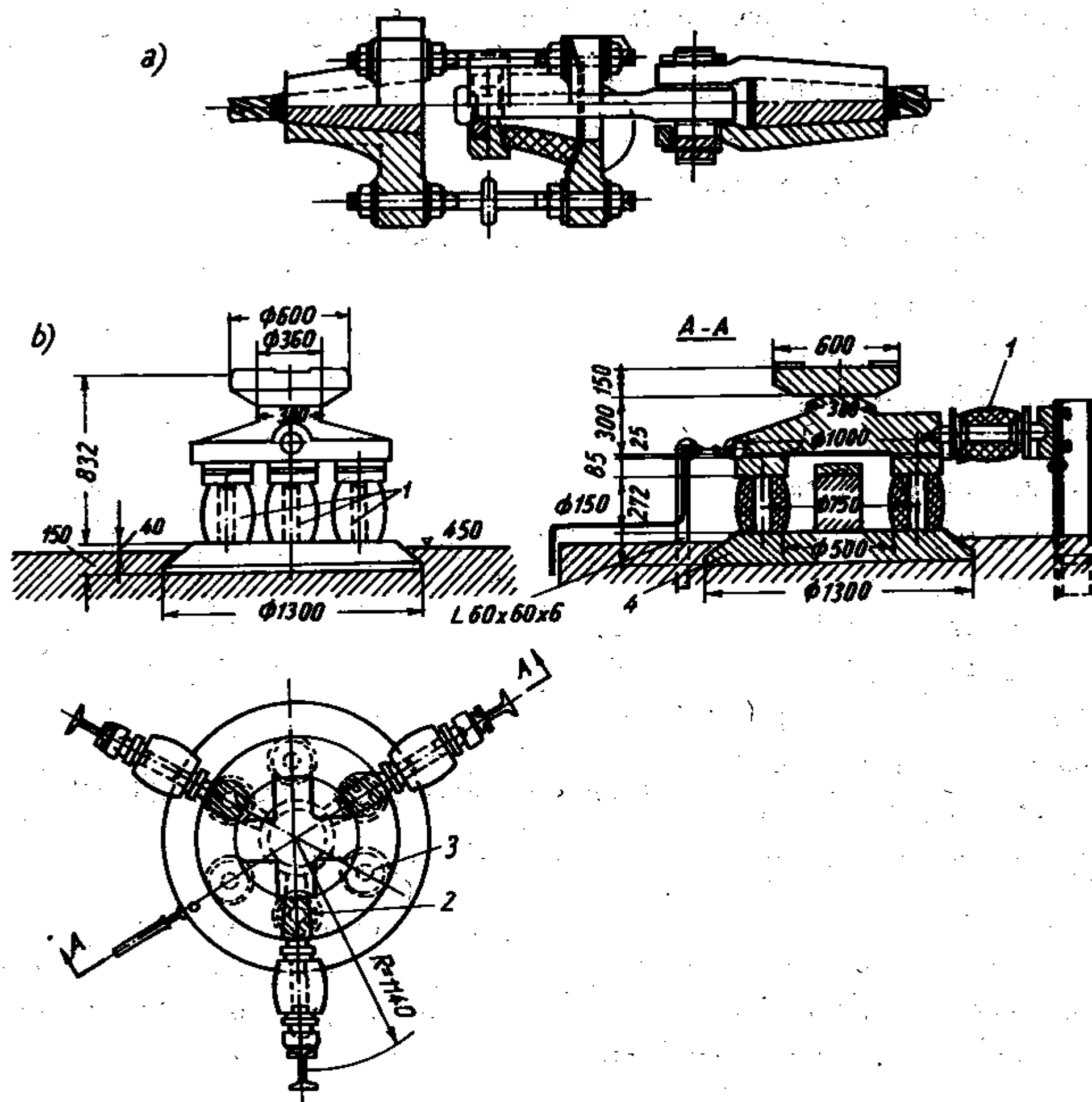


Hình 5.33. Liên kết thanh bưng với thanh cánh



**Hình 5.34. Cấu tạo đầu dây neo**  
 a,b) nút liên kết dây neo vào thân ; c) cấu tạo đầu trên của dây neo ;  
 d) cấu tạo đầu dưới của dây neo ;  
 1- dây neo ; 2- chốt neo ; 3- chốt.

Đối với các trụ vô tuyến điện cần bố trí sự cách điện giữa thân và móng qua bộ phận đế. Phần này có nhiều loại khác nhau, với thân trụ có sơ đồ khớp với móng dùng bộ phận đế như hình 5.35b. Các sứ đặt thẳng đứng truyền lực dọc từ bản đế thân trụ xuống bản thép lót ở trên mặt móng, còn thành phần lực ngang (lực cắt) được truyền vào móng qua các sứ nằm ngang.



**Hình 5.35.** Sự cách điện của trụ vô tuyến điện  
 a) cấu tạo sứ cách điện trên dây neo ; b) gối tựa của thân vụ VTD ;  
 1- sứ cách điện ; 2- sứ làm việc ; 3- sứ dự phòng ; 4- bản đế.

## 2. Tính toán trụ

### a. Tải trọng và tổ hợp tải trọng

Như đã trình bày ở §5.1, các tải trọng và tác động đối với trụ là : trọng lượng bản thân trụ, trọng lượng dây neo, trọng lượng các thiết bị, các loại tải sử dụng, tải trọng gió, tải trọng động đất, tác động của nhiệt độ, lực căng trước trong các dây neo, các tải trọng do sự cố gây ra, tải sinh ra do quá trình thi công, ...

Lực căng trước trong dây neo được xem là tải thường xuyên của trụ. Nhờ có lực căng trước trong dây neo làm giảm các chuyển vị ngang ở các gối neo.

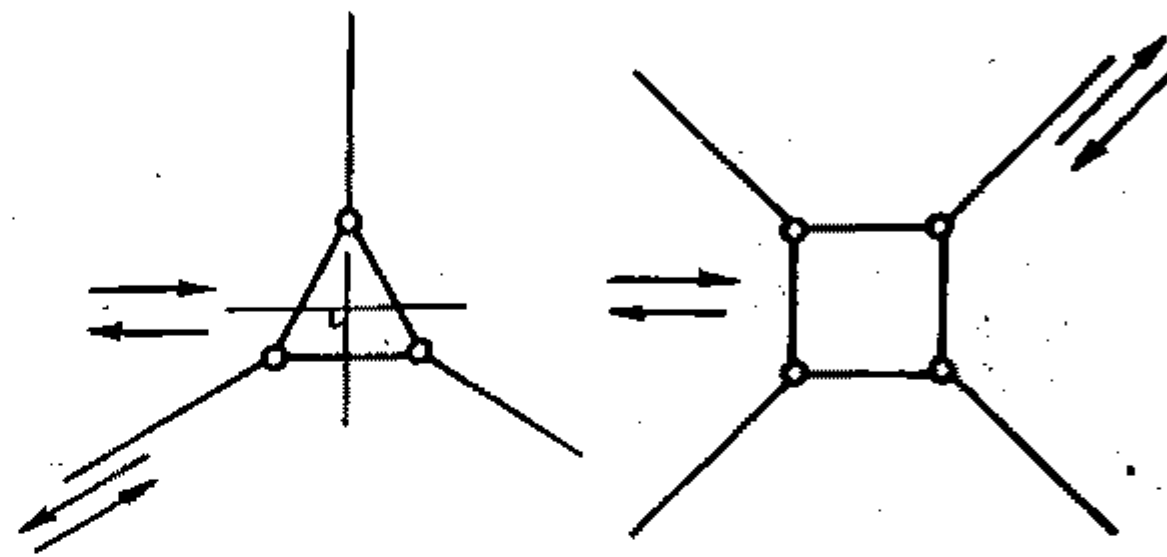
Để có được ưu việt này, lực căng trước trong các dây neo phải đủ lớn sao cho dây neo làm việc ở mọi trường hợp bất lợi nhất không bị chùng, chúng luôn luôn có nội lực kéo. Lực căng trước được lựa chọn tùy thuộc vào từng trường hợp cụ thể, song việc lựa chọn thường có ứng suất căng trước trong dây neo là :

$$\sigma_0 = 10 \div 45 \text{ daN/mm}^2.$$

Việc tính toán trụ cần xét tới các tổ hợp tải trọng :

- Gió mạnh nhất, nhiệt độ  $t = 20^\circ \text{C}$ .
- Không có gió, nhiệt độ cao nhất.
- Không có gió, nhiệt độ thấp nhất.
- Động đất, nhiệt độ  $t = 20^\circ \text{C}$ , 1/2 gió mạnh nhất.

Trong các tổ hợp có gió cần phải tính toán theo phương gió gây nguy hiểm cho thân trụ và cho dây neo, những phương gió đó thường là trùng với mặt phẳng dây, vuông góc với mặt phẳng dây, vuông góc với mặt thân trụ, trùng với mặt thân trụ, theo mặt phân giác của hai mặt thân trụ (hay theo đường chéo của tiết diện thân trụ). Kết hợp lại có các trường hợp gió bất lợi cần xét đối với trụ như hình 5.36.



Hình 5.36. Phương tải trọng gió đối với trụ

Ngoài các tổ hợp tải trọng đã nêu trên cần phải tính toán kiểm tra trụ với tổ hợp tải trọng bất lợi, khi dựng lắp. Tùy theo chức năng của trụ mà cần xét tới tải trọng bất lợi sinh ra bởi các sự cố của công trình ví dụ dây ăng ten một phía bị đứt gây ra uốn hoặc xoắn thân trụ, ...

### b. Các bước tính toán

Việc tính toán trụ gồm các bước sau :

#### • Bước 1. Sơ bộ lựa chọn kết cấu trụ

Căn cứ vào nhiệm vụ và chức năng của trụ, các yêu cầu kỹ thuật, dựa vào các tài liệu chuyên môn, các công trình tương tự cũng như kinh nghiệm chọn ra sơ đồ kết cấu, các kích thước tiết diện dây neo và thân trụ. Sau đó sơ bộ xác định tải trọng và kiểm tra lại theo sơ đồ dầm đơn giản nhiều nhịp khớp tại các gối tựa. Các gối tựa này thay cho các lớp dây neo và xem như không có chuyển vị ngang. Dựa vào nội lực trong dầm để kiểm tra và chọn lại thân trụ. Dựa vào phản lực gối tựa kiểm tra và chọn lại dây neo.

#### • Bước 2. Xác định tải trọng

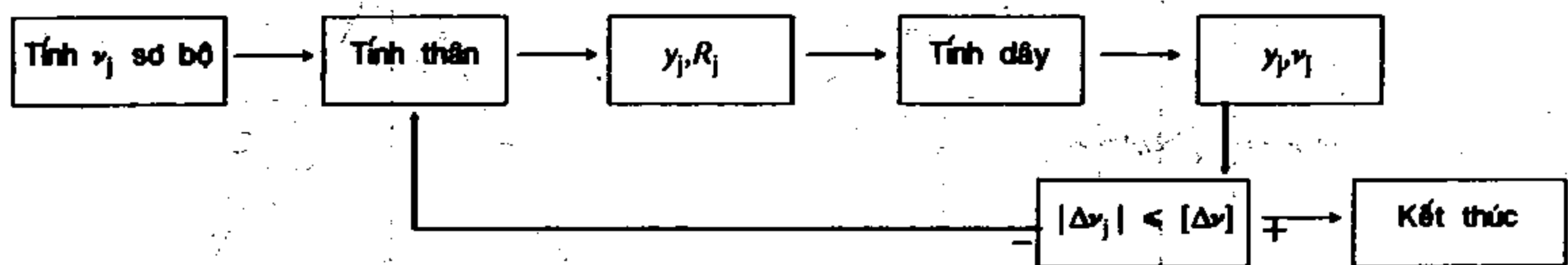
Sau bước 1 đã quyết định được kết cấu của trụ, tiến hành xác định các đặc trưng hình học, trọng lượng (cũng như khối lượng), các dao động riêng, các chu



kỳ dao động  $T$  của trụ và các tải trọng tác dụng : thành phần gió tĩnh, thành phần gió động, động đất,...

● **Bước 3. Tính toán nội lực thân trụ và dây neo**

Việc tính toán nội lực thân và dây là bài toán khá phức tạp, song nhờ có máy tính điện tử đã khắc phục được những khó khăn lớn này và cho kết quả có độ chính xác cao. Trong tài liệu này trình bày phương pháp tính đúng đắn còn gọi là phương pháp tính vòng (phương pháp lặp). Bằng phương pháp này có thể tính toán trụ đạt được độ chính xác cần thiết. Việc tính toán được thực hiện cho riêng thân và dây (theo các mục c và d), khi tính thân thay dây thành các gối đàn hồi. Sự liên hệ giữa tính thân và tính dây được thông qua chuyển vị ngang của nút liên kết dây neo vào thân, hoặc qua độ cứng của gối đàn hồi. Quy trình tính toán được tiến hành như sau : bước đầu sơ bộ tính gần đúng độ cứng của các gối đàn hồi rồi tính thân có được chuyển vị và phản lực của các gối đàn hồi, tiến hành tính dây với các tải trọng và tác động trong đó có tải là phản lực của gối đàn hồi vừa tính, kết quả được chuyển vị nút neo, từ chuyển vị này tính được độ cứng của gối đàn hồi, nếu  $|\Delta v| \leq [\Delta v]$  thì kết thúc, ngược lại thì dùng độ cứng của gối đàn hồi vừa tính tiếp tục tính thân tiến hành vòng tiếp theo, cứ vậy cho tới khi thỏa mãn điều kiện trên ( $\Delta v$  là độ chênh lệch của độ cứng của gối đàn hồi giữa hai lần tính liên tiếp,  $[\Delta v] \geq 0$  là độ chính xác cần thiết được đề ra do người tính nhằm bảo đảm an toàn, điều kiện sử dụng và các tiêu chuẩn kỹ thuật của công trình, chính xác nhất khi  $\Delta v = [\Delta v] = 0$ ). Tóm tắt quy trình tính như sơ đồ sau



● **Bước 4. Tính toán kiểm tra thân trụ.**

● **Bước 5. Tính toán các chi tiết của trụ.**

**c. Tính toán nội lực thân trụ**

Thay các lớp dây neo thành các gối đàn hồi theo phương ngang. Tính trụ như một dầm liên tục dựa trên các gối đàn hồi.

Tổng quát ta có sơ đồ tính như hình 5.37a,  $v_j$  là độ cứng của gối đàn hồi  $j$ , đó là nội lực trong gối đàn hồi  $j$  khi độ lún của gối bằng một đơn vị dài ( $v_j = 1$ ).

Ban đầu tính thân ta có thể xác định gần đúng hệ số  $v_j$  như sau :

Xét lớp dây neo  $j$  như hình 5.37b chịu tải trọng ngang  $P_j$  ( $P_j = R_j$ ,  $R_j$  là phản lực ở gối đàn hồi hay nội lực trong gối đàn hồi  $j$ ) có chuyển vị ngang  $y_j$ , gần đúng xem dây là thanh thẳng và xem phương chuyển vị của các gối  $j$  trùng với phương của tải trọng ngang. Với sơ đồ tính như hình 5.37b,c có điều kiện

cân bằng lực tại nút và biến dạng dài  $\Delta l_k$  của dây neo bất kỳ  $k$  ( $k = 1 + m$ ), trong trường hợp này là :

$$\sum_{k=1}^m T_{jk} \cos\beta_j \cos\varphi_k = R_j ;$$

$$\Delta l_k = y_j \cos\beta_j \cos\varphi_k = \frac{T_{jk} l_{dj}}{E_d A_{dj}} ,$$

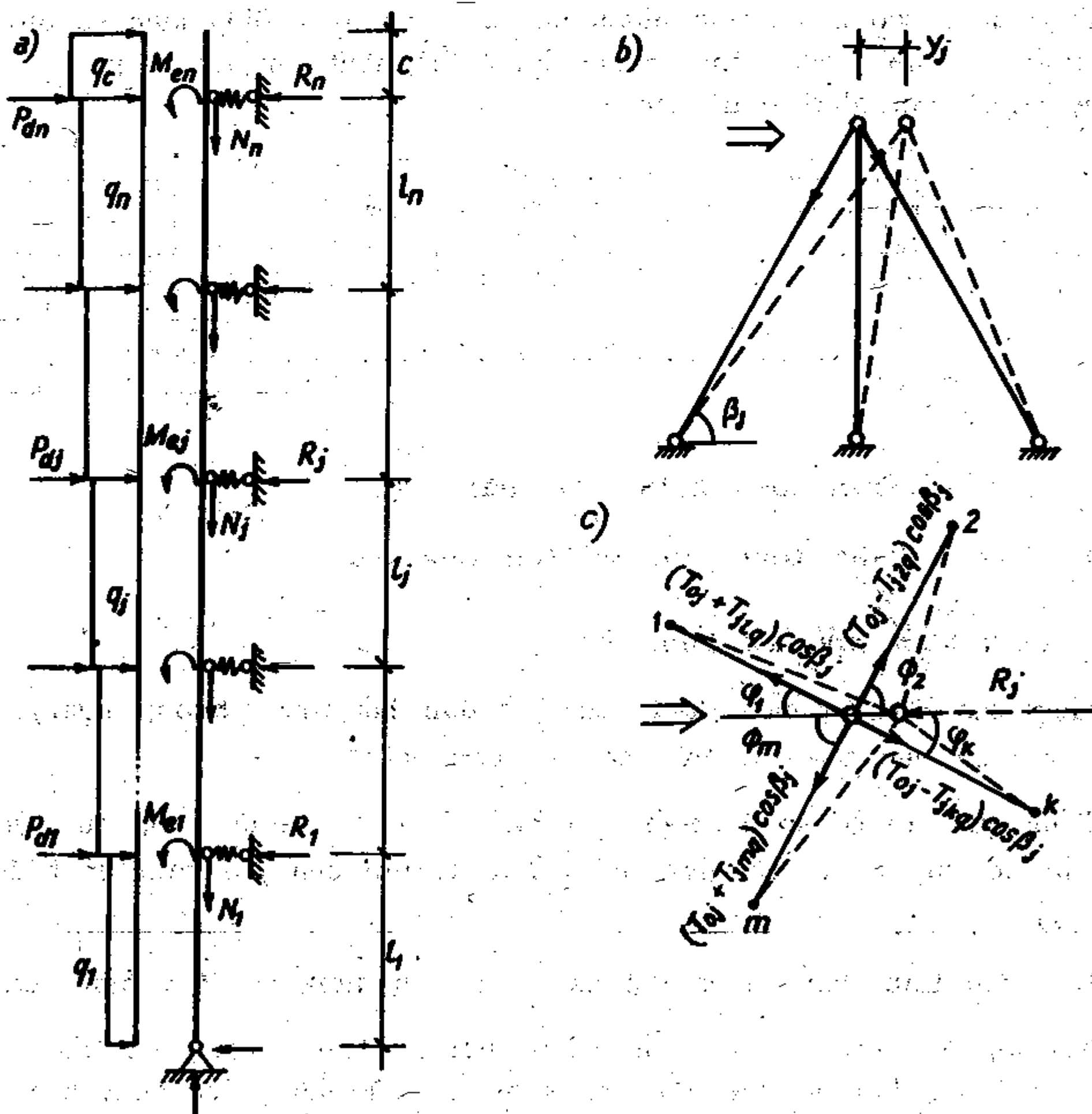
rút ra

$$T_{jk} = \frac{y_j E_d A_{dj} \cos\beta_j \cos\varphi_k}{l_{dj}} ,$$

thay vào trên được  $R_j = y_j \sum_{k=1}^m \frac{E_d A_{dj} \cos^2\varphi_k \cos^2\beta_j}{l_{dj}}$

Vậy có 
$$v_j = \frac{R_j}{y_j} = \sum_{k=1}^m \frac{E_d A_{dj} \cos^2\varphi_k \cos^2\beta_{jk}}{l_{dj}} \quad (5.72)$$

$$R_j = v_j y_j , \quad (5.73)$$



Hình 5.37. Sơ đồ tính toán trụ

trong đó  $E_d$  - môđun đàn hồi của dây neo ;

$A_{dj}$  - tiết diện dây neo thứ  $k$  ở lớp neo thứ  $j$  ;

$l_{dj}$  - chiều dài dây cung của dây neo (nhịp của dây neo) ở lớp dây neo  $j$  ;

$\varphi_k$  - góc hợp bởi hình chiếu bằng của dây neo thứ  $k$  ( $k = 1 + m$ ) trong một lớp neo với phương chuyển vị ngang ( $\varphi_k \leq 90^\circ$ ) xem hình 5.37c.

Với  $m = 3$  (ba dây bố trí đều trên mặt bằng) khi chuyển vị trong một mặt phẳng dây ta có :

$$v_j = \frac{2E_d A_{dj} \cos\beta_j}{l_{dj}},$$

khi chuyển vị vuông góc với một mặt phẳng dây có

$$v_j = \frac{\sqrt{3}E_d A_{dj} \cos\beta_j}{l_{dj}}$$

Với  $m = 4$  (bốn dây bố trí đều trên mặt bằng), khi chuyển vị trong một mặt phẳng dây có :

$$v_j = \frac{2E_d A_{dj} \cos\beta_j}{l_{dj}}$$

khi chuyển vị theo phương hợp với một mặt phẳng dây  $45^\circ$  :

$$v_j = \frac{2\sqrt{2}E_d A_{dj} \cos\beta_j}{l_{dj}}$$

Cần nhắc lại rằng các  $v_j$  xác định theo công thức 5.72 chỉ dùng cho vòng tính toán đầu tiên, còn các vòng sau  $v_j$  được xác định theo công thức 5.102.

Để phù hợp với sơ đồ thực, khi thay dây neo bằng các gối đàn hồi theo phương ngang, tại các gối này còn tồn tại lực dọc  $N_{dj}$  và mômen lệch tâm  $M_{ej}$  (do dây neo gây ra) :

$$N_{dj} = \sum_{k=1}^m T_{jk} \sin\beta_j ; \quad (5.74)$$

$M_{ej} = e_j R_j \operatorname{tg}\beta_j$ , đặt  $\varepsilon_j = e_j \operatorname{tg}\beta_j$  và kết hợp với công thức (5.73) ta có :

$$M_{ej} = \varepsilon_j v_j y_i , \quad (5.75)$$

trong đó  $m$  - số dây neo ở lớp dây neo thứ  $j$  ;

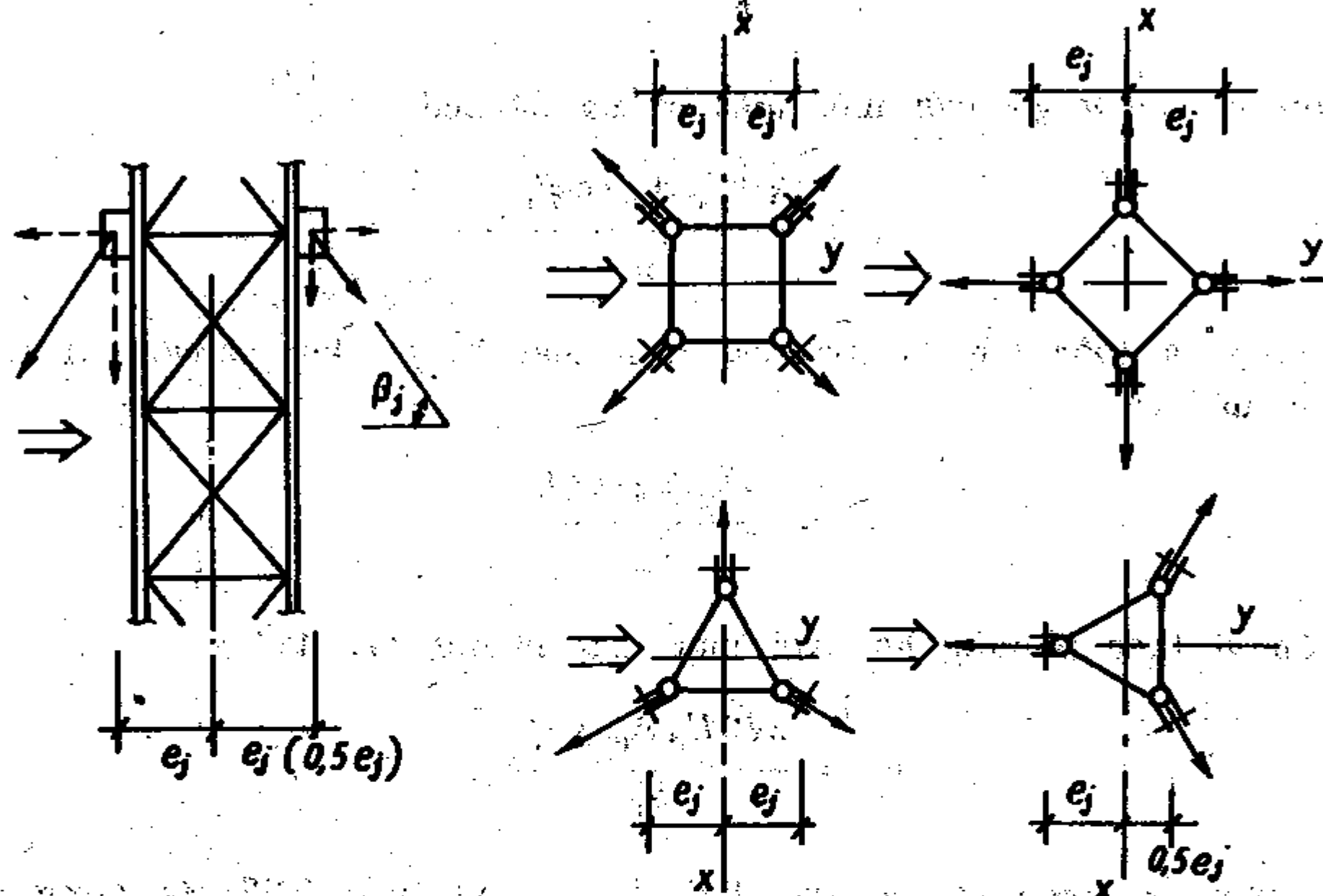
$k = 1 + m$  ;

$T_{jk} = \sigma_{jk} A_{dj}$  - nội lực trong dây thứ  $k$  do các tải trọng tác dụng gồm cả tải ban đầu,  $\sigma_{jk}$  xác định từ hệ phương trình tính dây neo 5.101. Có thể phân tích  $T_{jk}$  như sau :  $T_{jk} = T_{oj} \pm T_{jkk}$  (đương nhiên việc tính dây không thể tách riêng như vậy), ở vòng tính đầu tiên dưới tác dụng của tải trọng ngang gần đúng coi các

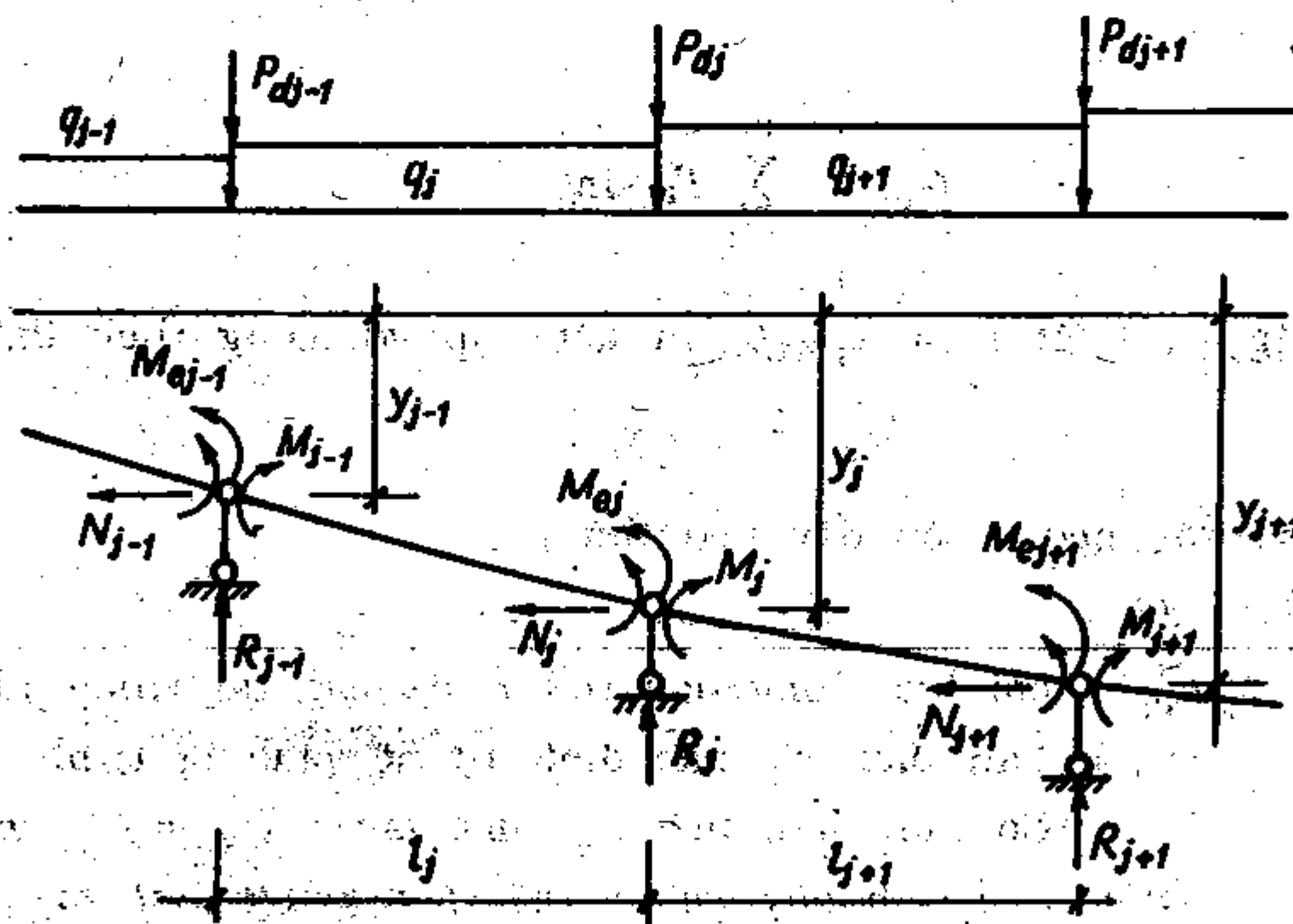
$T_{jkq} \sin \beta_j$  triệt tiêu hết cho nhau và có  $N_{dj} = mT_{oj} \sin \nu_j$ .  $T_{oj}$  là nội lực căng ban đầu, còn gọi là lực căng trước trong các dây neo ở lớp dây neo thứ  $j$ ;  $T_{jkq}$  là nội lực trong dây neo thứ  $k$  ở lớp dây neo thứ  $j$  do tải trọng (không phải tải trọng ban đầu) gây ra;

$\beta_j$  - góc nghiêng của các dây neo (phương dây cung) ở lớp thứ  $j$  với phương ngang;

$e_j$  - độ lệch tâm, khoảng cách từ điểm neo dây đến trục của tiết diện vuông góc với mặt phẳng uốn tại gối  $j$  (xem hình 5.38).



Hình 5.38. Sơ đồ truyền lực dọc lệch tâm từ dây neo vào thân



Hình 5.39. Hệ cơ bản tính toán thân trụ

Để xác định nội lực của dầm liên tục chịu nén uốn tựa trên các gối đàn hồi ta kết hợp phương pháp chuyển vị và phương pháp lực với hệ cơ bản như hình 5.39.

Tại mỗi gối có hai ẩn  $M_j$  và  $y_j$ , hệ có  $n$  gối đàn hồi có  $2n$  ẩn. Các ẩn này được xác định bởi hệ  $2n$  phương trình lập từ các điều kiện cân bằng góc xoay và cân bằng lực tại mỗi gối đàn hồi  $j$  ( $j = 1 + n$ ):

◆ Phương trình cân bằng góc xoay (xoay quanh trục  $x$  của tiết diện thân, xem hình 5.38)

$$a_j M_{j-1} + (b_j + b_{j+1}) M_j + a_{j+1} M_{j+1} + \frac{1}{l_j} y_{j-1} + \left( b_j \varepsilon_j \nu_j - \frac{1}{l_j} - \frac{1}{l_{j+1}} \right) y_j + \left( a_{j+1} \varepsilon_{j+1} \nu_{j+1} + \frac{1}{l_{j+1}} \right) y_{j+1} = -(c_j q_j l_j^2 + c_{j+1} q_{j+1} l_{j+1}^2). \quad (5.76)$$

◆ Phương trình cân bằng lực (theo trục  $y$  của tiết diện, là phương phân lực  $R_j$ )

$$-\frac{1}{l_j} M_{j-1} + \left( \frac{1}{l_j} + \frac{1}{l_{j+1}} \right) M_j - \frac{1}{l_{j+1}} M_{j+1} + \frac{N_j}{l_j} y_{j-1} + \left( \nu_j + \frac{\varepsilon_j \nu_j}{l_j} - \frac{N_j}{l_j} - \frac{N_{j+1}}{l_{j+1}} \right) y_j + \left( \frac{\varepsilon_{j+1} \nu_{j+1}}{l_{j+1}} + \frac{N_{j+1}}{l_{j+1}} \right) y_{j+1} = P_{dj} + \frac{q_j l_j + q_{j+1} l_{j+1}}{2}, \quad (5.77)$$

trong đó  $P_{dj}$  - lực ngang tập trung ở gối  $j$ ;

$$P_{dj} = \frac{1}{4} m g_{dj} l_{dj} (1 + \sin^2 \beta_j);$$

$m$  - số dây neo ở gối  $j$ ;

$q_{dj}$  - tải trọng ngang phân bố đều trên dây ở lớp dây thứ  $j$ , ví dụ như tải trọng gió (lấy giá trị ở độ cao bằng  $2/3$  độ cao treo dây);

$q_j$  - tải trọng ngang (gió, động đất,...) phân bố đều trên thân ở nhịp  $l_j$ ;

$N_j$  - lực dọc ở nhịp  $l_j$ ,  $N_j = N_{j+1} + N_{dj} + N_{gj}$ ,

$N_{gj}$  - trọng lượng của thân, dây neo, thiết bị, phụ kiện, ..., ở  $1/2$  nhịp  $l_j$  và  $1/2$  nhịp  $l_{j+1}$ ;

$a_j, b_j$  và  $c_j$  - các hệ số xét đến sự gia tăng mômen uốn do lực dọc, xác định theo các công thức sau:

$$a_j = \frac{1}{U_j^2} \left( \frac{U_j}{\sin U_j} - 1 \right) \psi_j; \quad b_j = \frac{1}{U_j^2} \left( 1 - U_j \operatorname{tg} U_j \right) \psi_j; \\ c_j = \frac{1}{U_j^3} \left( \operatorname{tg} \frac{U_j}{2} - \frac{U_j}{2} \right) \psi_j; \quad U_j = l_j \sqrt{\frac{N_j}{E I_j \mu}}; \quad \psi_j = \frac{l_j}{E I_j \mu}, \quad (5.78)$$

ở đây  $\mu$  - hệ số kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt của thân đến độ cứng chống uốn của nó,

$$\mu = \frac{1}{1 + \mu_0}, \quad (5.79)$$

trong công thức trên  $\mu_0$  - hệ số phụ thuộc vào cấu tạo của thân :

Với thân đặc (cũng như trường hợp thân rỗng hai nhánh khi tính toán theo trực thực)  $\mu_0 = 0$ .

Với thân rỗng thanh bụng (các nhánh như nhau, các mặt rỗng như nhau)  $\mu_0$  được xác định như sau :

$$\mu_0 = \frac{\pi^2 A_{cj}}{\lambda_j^2 A_{tj} \sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad \text{với thân rỗng hai mặt,} \quad (5.80)$$

$$\mu_0 = \frac{2\pi^2 A_{cj}}{\lambda_j^2 A_{tj} \sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad \text{với thân rỗng ba mặt,} \quad (5.81)$$

$$\mu_0 = \frac{4\pi^2 A_{cj}}{\lambda_j^2 A_{tj} \sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad \text{với thân rỗng bốn mặt,} \quad (5.82)$$

$A_{cj}$  - diện tích tiết diện một thanh cánh (còn gọi là nhánh) ở nhịp  $j$  của thân trụ ;

$A_{tj}$  - diện tích tiết diện một thanh bụng xiên (đối với hệ thanh bụng chữ thập là diện tích tiết diện hai thanh bụng xiên khi hai thanh bụng xiên đều chịu lực) ở nhịp  $j$  của thân trụ ;

$\alpha$  - góc nghiêng của thanh xiên với thanh cánh ;

$\lambda_j$  - độ mảnh ban đầu (không xét đến biến dạng của hệ thanh bụng) của thân ở nhịp  $j$  tính đối với trục của tiết diện vuông góc với phương tải trọng ngang.

Sau khi thành lập và giải hệ  $2n$  phương trình trên ta có các mômen  $M_j$  và các chuyển vị  $y_j$  của gối  $j$ , đồng thời cũng xác định được các nội lực ở trong các gối đàn hồi  $R_j$  theo công thức (5.73). Dùng  $R_j$  này vào việc tính dây neo. Nội lực cuối cùng của thân là kết quả thu được khi chu trình tính toán thỏa mãn yêu cầu : độ cứng  $v_j$  của gối đàn hồi xác định theo công thức (5.102) ở vòng tính trước và vòng tính sau được xem là như nhau.

#### d. Tính dây neo

##### • Tải trọng và tác động

Dây neo được tính toán với các tải trọng và tác động sau :

##### ◆ Tải trọng gió tác động trên dây $\omega$

Tải này xem là phân bố đều với trị số tính ở độ cao bằng  $2/3$  độ cao treo dây. Đối với mỗi lớp dây neo được tính với các hướng gió bất lợi như đã nêu ở mục a và hình 5.36.

##### ◆ Trọng lượng bản thân dây neo và các phụ kiện trên dây neo $g$ và sự căng trước trong các dây neo

Sự căng này tạo nên ứng suất ban đầu (ứng suất trước)  $\sigma_0$  trong dây neo, bảo đảm điều kiện dây neo không bị chùng (luôn có nội lực kéo) trong mọi tổ hợp tải trọng và có tỷ số độ võng của dây trên nhịp dây nhỏ hơn  $1/8$ .

◆ Tác động của nhiệt độ .

◆ Tải trọng ngang tại nút liên kết dây neo vào thân.

Đó là lực ngang  $P_j$  từ thân trụ truyền vào, nó chính bằng nội lực  $R_j$  trong gối đàn hồi  $j$  khi tính thân trụ (xem mục c),  $P_j = R_j$  .

● Các giả thiết tính toán

- Với  $\frac{f}{l} < \frac{1}{8}$  xem dây neo là dây mềm thoải (ứng suất uốn trong dây rất bé, không quá 1% so với ứng suất kéo trong dây).

- Tải tác dụng trên dây khi tính dây chỉ lấy thành phần vuông góc với nhịp dây, bỏ qua thành phần dọc nhịp dây vì thành phần này ảnh hưởng không đáng kể đến nội lực dây. Như vậy việc tính toán dây neo xem như dây mềm thoải tựa trên hai gối ngang nhau và có phương vồng của dây vuông góc với nhịp dây, lực căng của dây song song với nhịp dây (nhịp dây là khoảng cách của hai gối, tức là khoảng cách từ điểm liên kết dây neo vào móng đến điểm liên kết dây neo vào thân trụ).

● Các phương trình tính dây neo

Dây neo được tính toán dựa trên các điều kiện cân bằng của dây neo và các điều kiện cân bằng lực tại nút liên kết dây vào thân.

◆ Điều kiện cân bằng của mỗi dây neo

+ Xét dây neo dưới tác dụng của tải trọng

Ở trạng thái ban đầu có thành phần tải trọng vuông góc với nhịp dây là  $q_0$  theo giả thiết ở trên và lý thuyết tính toán dây mềm (công thức (2.23) ở chương 2), với  $f < l/8$  gần đúng xem nội lực trong dây không thay đổi, vậy có nội lực trong dây ở trạng thái ban đầu  $T_0$  là (sơ đồ tính như hình 5.40) :

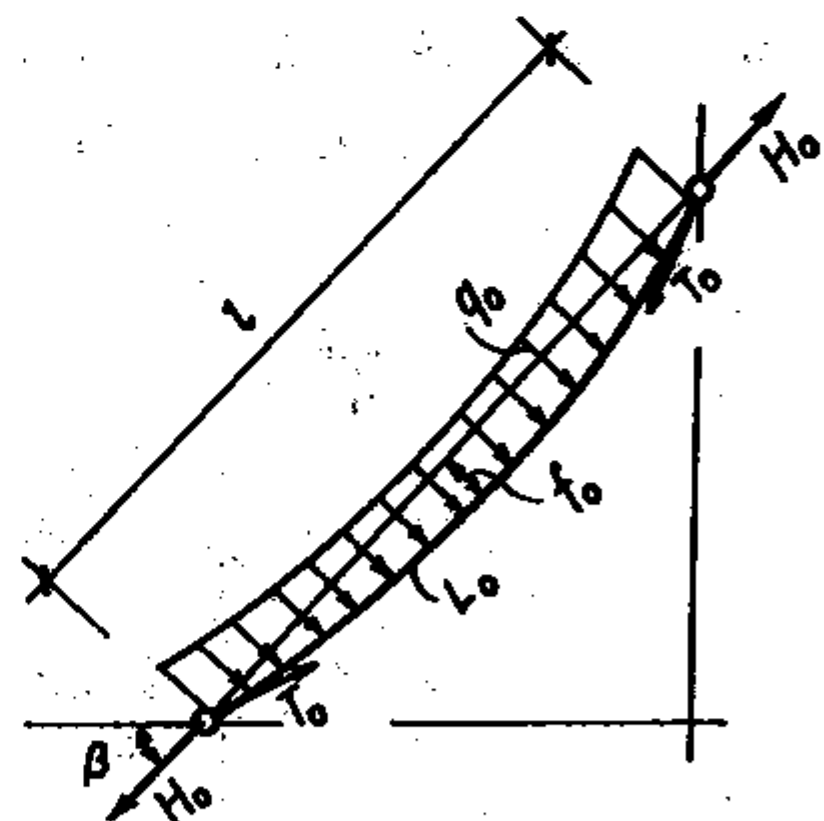
$$T_0 = H_0 = \frac{q_0 l^2}{8f_0} \quad (5.83)$$

- Nếu biết trước  $f_0$  ( $f_0 < l/8$ ) thì có :

$$\sigma_0 = \frac{q_0 l^2}{8f_0 A_d} \quad (5.84)$$

- Nếu biết  $\sigma_0$  (ứng suất trước trong dây neo, có thể lấy  $\sigma_0 = 10 \div 45 \text{ daN/mm}^2$ ) thì xác định được độ vồng ban đầu của dây neo là :

$$f_0 = q_0 \frac{l^2}{8\sigma_0 A_d} \quad (5.85)$$



Hình 5.40. Sơ đồ tính dây (ở trạng thái ban đầu)

- Độ dãn dài của dây neo :

Ta có chiều dài trục dây neo ở trạng thái ban đầu được xác định theo  $\sigma_0$  hoặc  $f_0$  như sau :

$$L_0 = l + \frac{8f_0^2}{3l} = l + \frac{q_0^2 l^3}{24\sigma_0^2 A_d^2} \quad (5.86)$$

Ở trạng thái chịu thành phần tải trọng  $q$  vuông góc với nhịp dây của các tải trọng tác dụng trên dây gồm cả tải ban đầu, trong dây có ứng suất  $\sigma$ , có chiều dài của dây là :

$$L = l + \frac{q^2 l^3}{24\sigma^2 A_d^2} \quad (5.87)$$

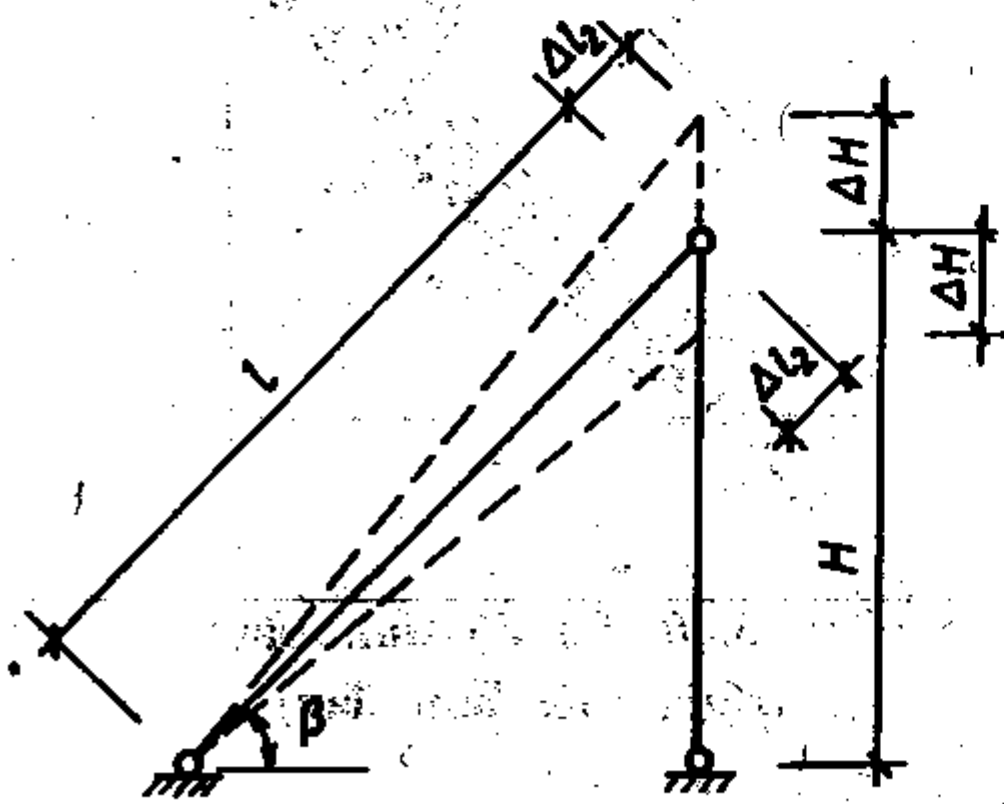
Vậy độ dãn của dây khi chịu  $q$  so với trạng thái ban đầu chỉ có  $q_0$  là :

$$\Delta l_1 = L - L_0 = \frac{q^2 l^3}{24\sigma^2 A_d^2} - \frac{q_0^2 l^3}{24\sigma_0^2 A_d^2} \quad (5.88)$$

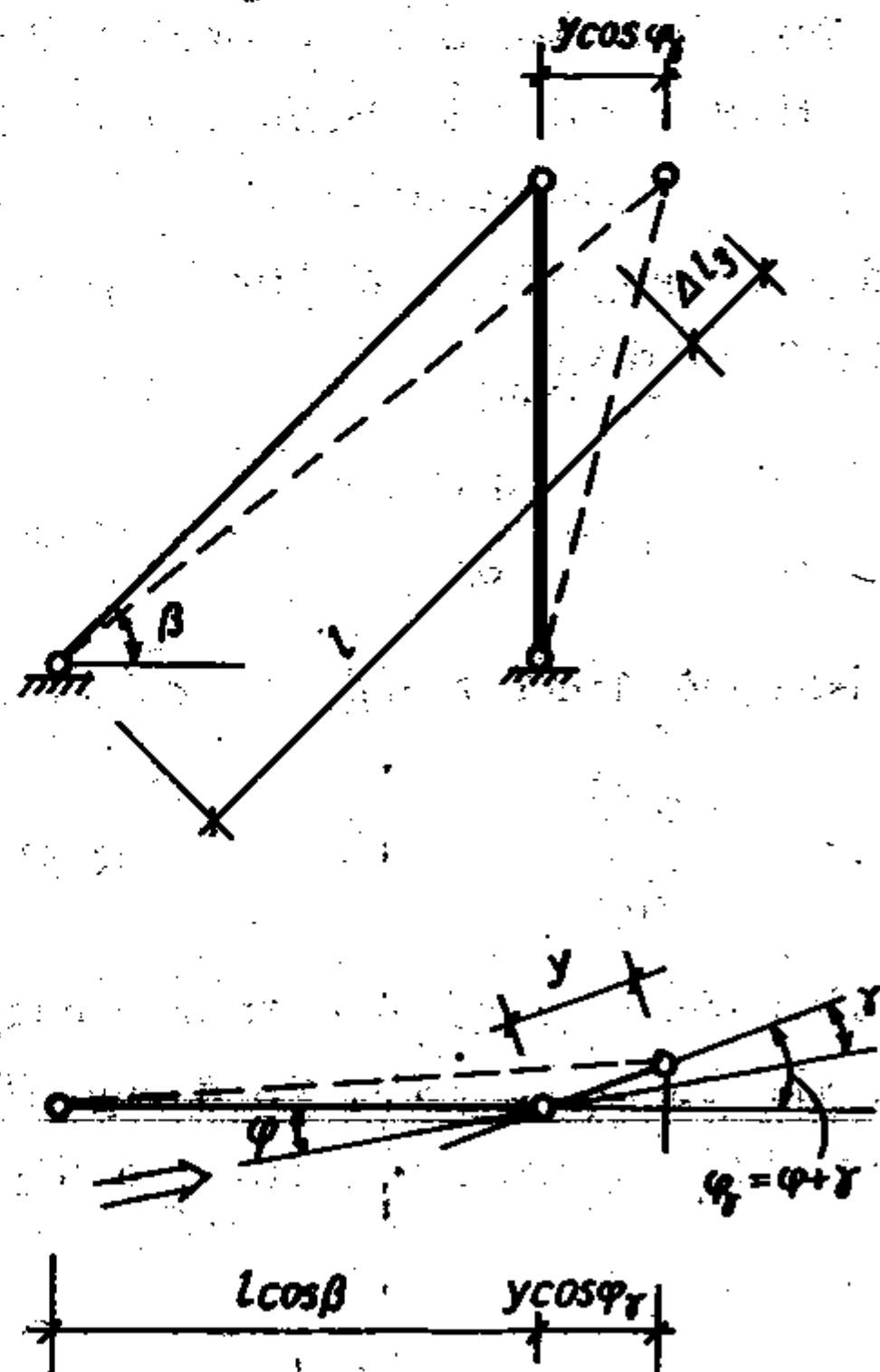
+ Kết dây neo chịu chuyển vị gối tựa :

Tại vị trí dây neo liên kết vào thân có chuyển vị thẳng đứng do sự co dãn của thân trụ dưới tác động của biến thiên nhiệt độ  $\Delta t = t - t_0$  và có chuyển vị ngang  $y$  dưới tác dụng của tải trọng ngang vào công trình.

- Dưới tác động  $\Delta t = t - t_0$  làm cho thân trụ với chiều cao  $H$  từ đế trụ đến điểm neo dây vào thân có biến dạng dài  $\Delta H$  (xem, hình 5.41)



Hình 5.41. Sơ đồ biến dạng dây neo khi thân trụ co, dãn do  $\Delta t = t - t_0$



Hình 5.42. Sơ đồ biến dạng dây neo do chuyển vị ngang của gối



$$\Delta H = \alpha_1(t - t_0)H, \quad H = l \sin \beta ;$$

$$\Delta H = \alpha_1(t - t_0)l \sin \beta . \quad (5.89)$$

Vậy dây neo có biến dạng dài theo phương nhíp dây  $l$  là

$$\Delta l_2 = \Delta H \sin \beta = \alpha_1(t - t_0)l \sin^2 \beta .$$

- Dưới chuyển vị ngang  $y$  của nút neo, từ hình 5.42 xác định được biến dạng dài của dây neo theo phương nhíp dây  $l$  là

$$\Delta l_3 = y \cos \beta \cos \varphi_\gamma ; \quad \varphi_\gamma = \varphi + \gamma ;$$

$$\Delta l_3 = y \cos \beta \cos(\varphi + \gamma), \quad (5.91)$$

trong đó  $\varphi$  - góc hợp bởi phương tải trọng ngang với hình chiếu bằng của dây neo;

$\varphi_\gamma$  - góc hợp bởi phương chuyển vị ngang  $y$  với hình chiếu bằng của dây neo;

$\gamma$  - góc hợp bởi phương tải trọng ngang với phương chuyển vị ngang.

Vậy dây neo đồng thời chịu các tải trọng và các tác động như trên thì biến dạng dài của dây neo theo phương nhíp dây là :

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3. \quad (5.92)$$

Mặt khác biến dạng dài  $\Delta l$  của dây neo được xác định trực tiếp từ  $\Delta \sigma = \sigma - \sigma_0$  và  $\Delta t = t - t_0$  như sau :

$$\Delta l = \frac{\Delta \sigma l}{E_d} + \Delta t \alpha_1 l = \frac{\sigma - \sigma_0}{E_d} l + \alpha_1(t - t_0)l. \quad (5.93)$$

Vậy có 
$$\frac{\sigma - \sigma_0}{E_d} l + \alpha_1(t - t_0)l = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3. \quad (5.94)$$

thay các  $\Delta l_1, \Delta l_2, \Delta l_3$  ở trên vào (5.94) biến đổi ta được điều kiện cân bằng của dây neo là :

$$\frac{q^2 l^2 E_d}{24 \sigma^2 A_d^2} = \sigma_0 - \frac{q_0^2 l^2 E_d}{24 \sigma_0^2 A_d^2} \pm \frac{y E_d}{l} \cos \beta \cos(\varphi + \gamma) - \alpha_1 E_d (t - t_0) \cos^2 \beta ; \quad (5.95)$$

$$\sigma - \frac{A}{\sigma^2} = B \pm b \cos(\varphi + \gamma), \quad (5.96)$$

trong đó 
$$A = \frac{q^2 l^2 E_d}{24 A_d^2} ; \quad (5.97)$$

$$B = \sigma_0 - \frac{q_0^2 l^2 E_d}{24 \sigma_0^2 A_d^2} - \alpha_1 E_d (t - t_0) \cos^2 \beta ; \quad (5.98)$$

$$b = \frac{1}{l} E_d \cos \beta. \quad (5.99)$$

Ở phương trình (5.96) lấy dấu "+" khi dây dãn, lấy dấu "-" khi dây co; các  $\sigma$ ,  $\gamma$ ,  $y$  là ẩn số cần tìm. Tại mỗi lớp dây neo có  $m$  dây ta lập được  $m$  phương trình (5.96) với  $m$  ẩn  $\sigma_k$  và hai ẩn  $y$  và  $\gamma$ .

◆ Điều kiện cân bằng lực tại nút liên kết dây neo vào thân trụ

Sơ đồ tính toán như hình 5.43, tại nút có  $m$  dây neo. Như đã trình bày ở phần tính toán nội lực thân trụ, các gối đàn hồi chính là các dây neo quy đổi. Vậy có các điều kiện cân bằng sau:

- Tổng hình chiếu trên trục song song với phương tải trọng ngang  $P$  của nội lực trong các dây neo chính là phản lực  $R$  ở gối đàn hồi khi tính nội lực thân trụ ( $P = R$ ).

- Tổng hình chiếu trên trục vuông góc với phương tải trọng ngang của nội lực trong các dây neo bằng không.

Phương trình cân bằng lực ở dây là:

$$\sum_{k=1}^m T_k \cos\beta \cos\varphi_k = R; \quad T_k = \sigma_k A_d \quad \Rightarrow \quad \sum_{k=1}^m \sigma_k A_d \cos\beta \cos\varphi_k = R;$$

$$\sum_{k=1}^m T_k \cos\beta \sin\varphi_k = 0; \quad \Rightarrow \quad \sum_{k=1}^m \sigma_k A_d \cos\beta \sin\varphi_k = 0.$$

Đặt  $\sigma_p = \frac{P}{A_d \cos\beta} = \frac{R}{A_d \cos\beta}$  (5.100)

Thay (5.100) vào phương trình trên và kết hợp với (5.96) có hệ phương trình sau:

$$\begin{cases} \sigma_k - \frac{A_k}{\sigma_k^2} = B \pm by \cos(\varphi_k + \gamma); \\ \sum_{k=1}^m \sigma_k \cos\beta \sin\varphi_k = 0; \\ \sum_{k=1}^m \sigma_k \cos\varphi_k = \sigma_p \end{cases} \quad (5.101)$$

trong đó  $A_k$  xác định theo (5.97) với  $q$  là  $q_k$ .

Với hệ (5.101) có  $m + 2$  phương trình đủ để xác định  $m$  ẩn  $\sigma_k$  và hai ẩn  $y$ ,  $\gamma$ . Giải hệ phương trình này ta có được các  $\sigma_k$ ,  $y$  và  $\gamma$ .

Từ  $y$  và  $\gamma$  tính được độ cứng  $v_j$  của gối đàn hồi theo công thức (5.102) để tính nội lực thân:

$$v_j = \frac{R_j}{y_j \cos y_j} \quad (5.102)$$

Khi có sự sai khác đáng kể của  $v_j$  giữa lần tính này với lần tính thân trước thì tiến hành tính lại nội lực thân trụ theo mục c với  $v_j$  vừa tính.

Khi các nút liên kết dây neo vào thân chuyển vị ngang có  $\gamma \neq 0$  thì nội lực thân trụ còn có thành phần theo phương vuông góc với phương tải trọng ngang do chuyển vị gối tựa  $y_j \sin \gamma_j$  vuông góc với phương tải trọng ngang gây nên.

Ví dụ : Xét trường hợp lớp neo có ba dây, bố trí đều trên mặt bằng như hình 5.44 các dây có góc nghiêng so với phương ngang là  $\beta$  và có chiều dài nhịp dây là  $l$ , chịu các tác động  $\Delta t = (t - t_0)$ , tải trọng gió  $\omega$  theo phương ngang, trọng lượng bản thân  $g$  với ứng suất căng ban đầu là  $\sigma_0$ .

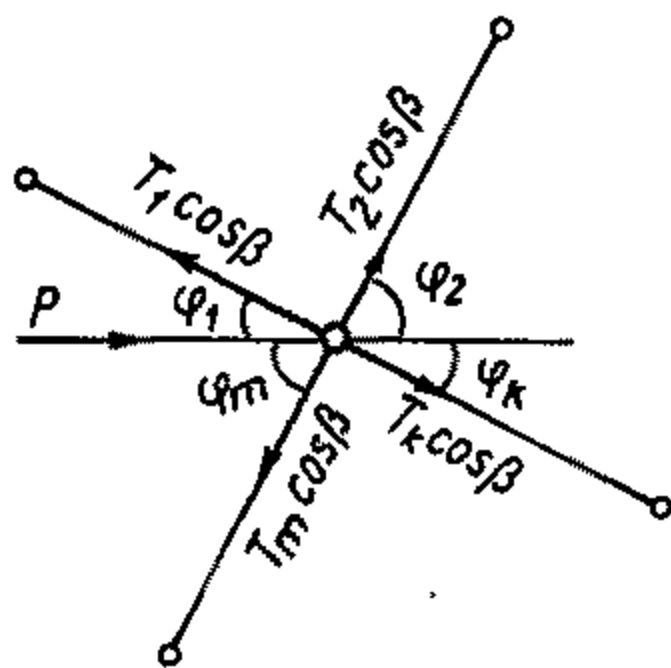
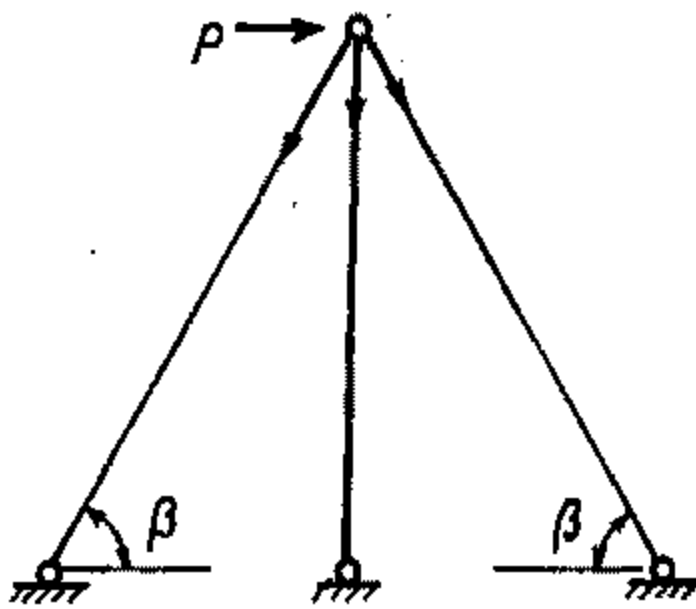
Theo phương trình (5.101) có ba phương trình cân bằng dây là :

$$\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} = B + by \cos(\varphi + \gamma) ;$$

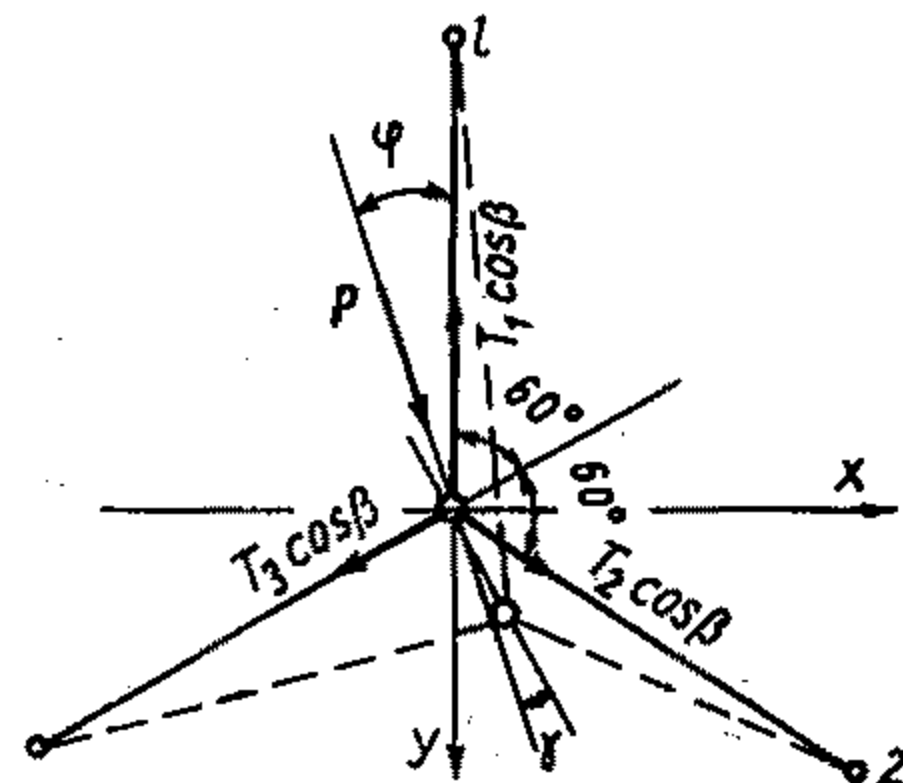
$$\sigma_2 - \frac{A_2}{\sigma_2^2} = B - by \cos(60^\circ - \varphi - \gamma) ;$$

$$\sigma_3 - \frac{A_3}{\sigma_3^2} = B - by \cos(60^\circ + \varphi + \gamma).$$

và các phương trình cân bằng lực như sau (ở đây để thuận lợi xét cân bằng trên hai trục  $x$  và  $y$  như hình 5.44, trong đó  $P = R$ ,  $R$  là nội lực trong gối đàn hồi khi giải nội lực thân trụ) :



Hình 5.43. Sơ đồ lực tại nút bốn dây neo do  $P$



Hình 5.44. Sơ đồ lực tại nút ba dây neo do  $P$

$$\begin{cases} T_1 \cos \beta - T_2 \cos \beta \cos 60^\circ - T_3 \cos \beta \cos 60^\circ = P \cos \varphi; \\ T_3 \cos \beta \cos 30^\circ - T_2 \cos \beta \cos 30^\circ = P \sin \varphi; \end{cases}$$

thay  $\sigma_i A_d$  vào  $T_i$  ta có :

$$\begin{cases} \sigma_1 A_d \cos \beta - \frac{1}{2} \sigma_2 A_d \cos \beta - \frac{1}{2} \sigma_3 A_d \cos \beta = P \cos \varphi; \\ \frac{\sqrt{3}}{2} \sigma_3 A_d \cos \beta - \frac{\sqrt{3}}{2} \sigma_2 A_d \cos \beta = P \sin \varphi; \end{cases}$$

chia cả hai vế của hệ phương trình trên cho  $A_d \cos \beta$  ta được :

$$\begin{cases} \sigma_1 - 0,5(\sigma_2 + \sigma_3) = \frac{P}{A_d} \frac{\cos \varphi}{\cos \beta}; \\ \sigma_3 - \sigma_2 = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{P}{A_d \cos \beta} \sin \varphi. \end{cases}$$

thay (5.100) vào hệ vừa thu được ta có hệ phương trình :

$$\begin{cases} \sigma_1 - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \sigma_p \cos \varphi; \\ \sigma_3 - \sigma_2 = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_p \sin \varphi. \end{cases}$$

Kết quả có hệ năm phương trình sau :

$$\begin{cases} \sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} = B + b \cos(\varphi + \gamma); \\ \sigma_2 - \frac{A_2}{\sigma_2^2} = B - b \cos(60^\circ - \varphi - \gamma); \\ \sigma_3 - \frac{A_3}{\sigma_3^2} = B - b \cos(60^\circ + \varphi + \gamma); \\ \sigma_1 - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \sigma_p \cos \varphi; \\ \sigma_3 - \sigma_2 = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_p \sin \varphi, \end{cases} \quad (5.103)$$

trong đó  $A_i, B, b$  và  $\sigma_p$  - xác định theo các công thức (5.97) + (5.100) với  $q$  là  $q_k$ ;  $q_0$  - tải trọng ban đầu,

$$q_0 = g \cos \beta; \quad (5.104)$$

$q_1, q_2, q_3$  - thành phần tải trọng vuông góc với nhịp dây tác dụng trên dây 1,2,3 được tính như sau :

$$q_1 = \sqrt{(\omega \sin \varphi)^2 + (g \cos \beta + \omega \cos \varphi \sin \beta)^2}; \quad (5.105)$$

$$q_2 = \sqrt{[(\omega \sin(60^\circ - \varphi))]^2 + [g \cos \beta - \omega \cos(60^\circ - \varphi) \sin \beta]^2}; \quad (5.106)$$

$$q_3 = \sqrt{[(\omega \sin(60^\circ + \varphi))]^2 + [g \cos \beta - \omega \cos(60^\circ + \varphi) \sin \beta]^2}. \quad (5.107)$$

Giải hệ phương trình (5.103) thu được các kết quả (5.108) + (5.112) trong đó  $\sigma_1$  xác định bằng phương pháp thử đúng dần. Từ  $\sigma_1$  xác định được các  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ,  $y$  và  $\gamma$ .

$$y = \frac{1}{E_d \cos \beta \cos(\varphi + \gamma)} \left( \sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B \right) \quad (5.108)$$

$$\gamma = \arccos \left( \frac{\sigma_1 - \frac{A_1}{\sigma_1^2} - B}{b} - \varphi \right); \quad (5.109)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - \sigma_p \left( \cos \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi \right); \quad (5.110)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_p \left( \cos \varphi - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi \right); \quad (5.111)$$

$$\sigma_1 = \sigma_p \left( \cos \varphi + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \varphi \right) + \sqrt{\frac{A_2}{3(\sigma_1 - B) - 2\sigma_p \cos \varphi - A_1/\sigma_1^2 - A_3/\sigma_3^2}} \quad (5.112)$$

### e. Tính toán kiểm tra thân trụ

#### • Tính toán kiểm tra từng nhịp

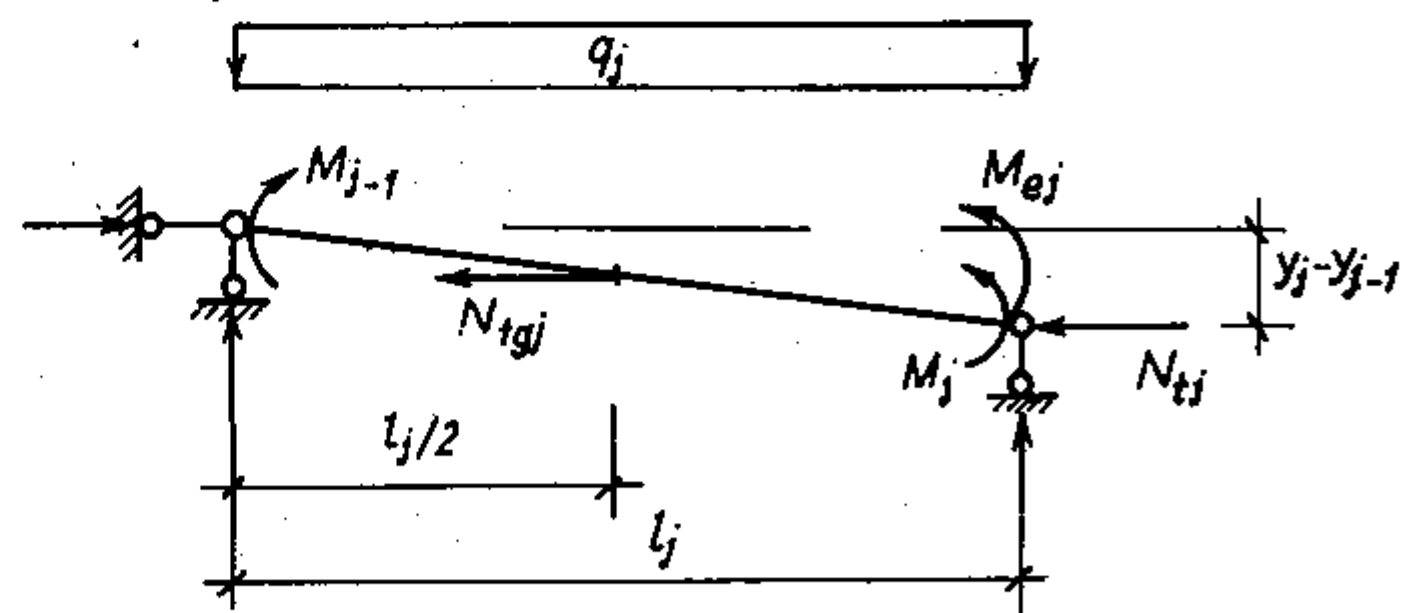
Thân trụ được tính toán kiểm tra riêng từng nhịp như cấu kiện chịu nén lệch tâm, với sơ đồ xác định nội lực như hình 5.45, trong đó

$$N_{tj} = N_j - 0,5N_{tj}$$

( $N_{tj}$  là trọng lượng nhịp  $j$  của thân và phụ kiện gắn vào thân,  $N_j$  là lực dọc xác định ở mục c khi tính nội lực thân trụ).

Thân trụ là dàn không gian cánh song song, ngoài việc kiểm tra như một cấu kiện nén lệch tâm (nén uốn) cần phải kiểm tra các thanh cánh, thanh bụng.

Từ các nội lực  $N$ ,  $M$ ,  $Q$  của thân (xác định theo sơ đồ hình 5.45) và mômen xoắn thân trụ (nếu có)  $M_{xoắn}$  xác định được nội lực dọc trong các thanh cánh và thanh bụng xiên của thân trụ. Nội lực nguy hiểm cho thanh



Hình 5.45. Sơ đồ tính thân trụ

cánh là trường hợp  $M$  nằm trong mặt phẳng, đường chéo của tiết diện thân, còn đối với thanh bụng là trường hợp  $Q$  song song với mặt phẳng chứa thanh bụng. Với đặc điểm cấu tạo của thân trụ có tiết diện là đa giác đều, các cánh như nhau, các mặt dãn như nhau, có sơ đồ xác định nội lực các thanh như hình 5.46 và có nội lực dọc trong các thanh là :

- Với thanh cánh

$$N_C = N_N + N_M \quad (5.113)$$

- Với thanh bụng xiên

$$N_X = N_Q + N_{X_0}, \quad (5.114)$$

trong đó

$$N_N = \frac{N}{n}; \quad (5.115)$$

$$N_M = \frac{2M}{nr}; \quad (5.116)$$

$$N_Q = \frac{2Q}{n \sin \alpha}; \quad (5.117)$$

$$N_{X_0} = \frac{M_{xoắn}}{na \sin \alpha}, \quad (5.118)$$

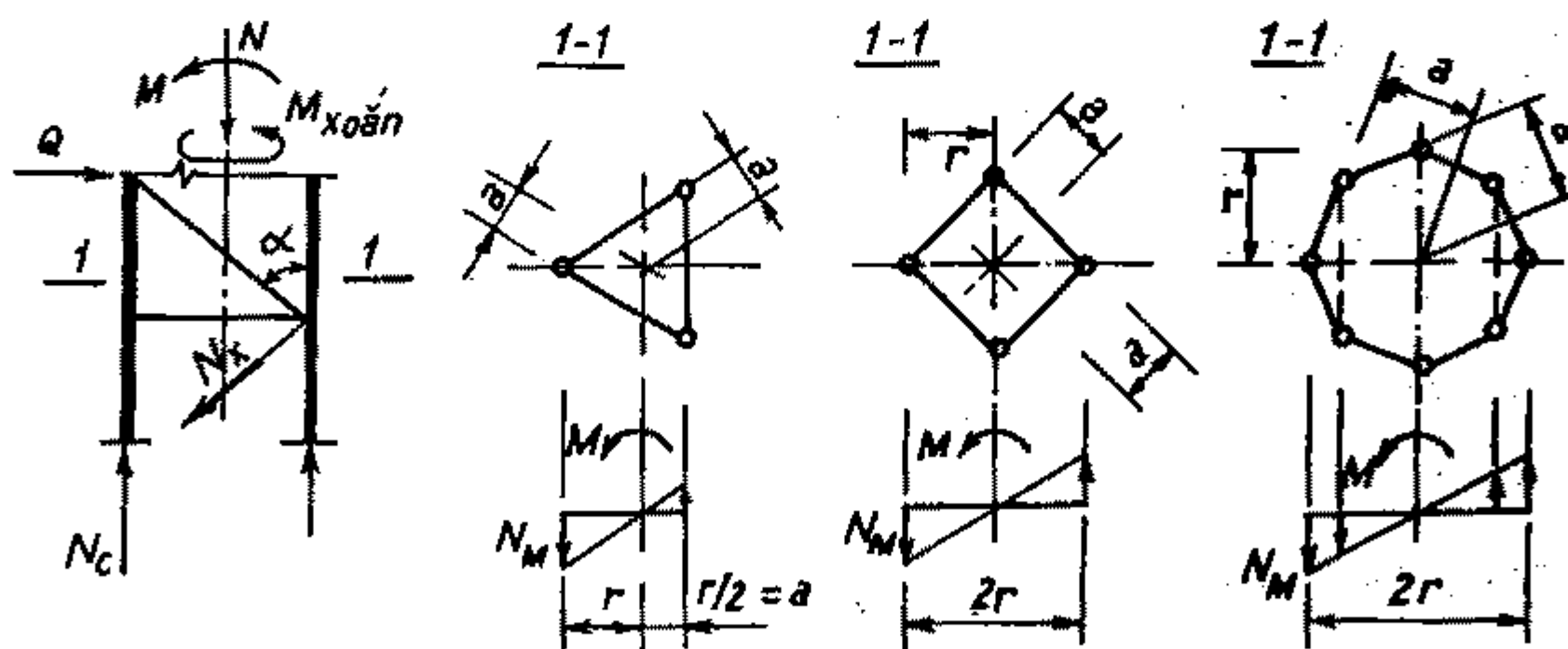
ở đây  $r$  - bán kính vòng tròn qua trọng tâm các thanh cánh (vòng tròn ngoại tiếp đa giác tiết diện thân) ;

$a$  - bán kính vòng tròn nội tiếp đa giác tiết diện thân ;

$n$  - số mặt của thân ;

$\alpha$  - góc nghiêng của thanh xiên với thanh cánh.

Các thanh cánh và thanh bụng được tính toán như thanh nén (kéo) đúng tâm với các lực dọc tính toán trong chúng  $N_C$ ,  $N_X$ .



Hình 5.46. Sơ đồ tính nội lực các thanh của thân trụ

### • Tính toán kiểm tra ổn định tổng thể của trụ

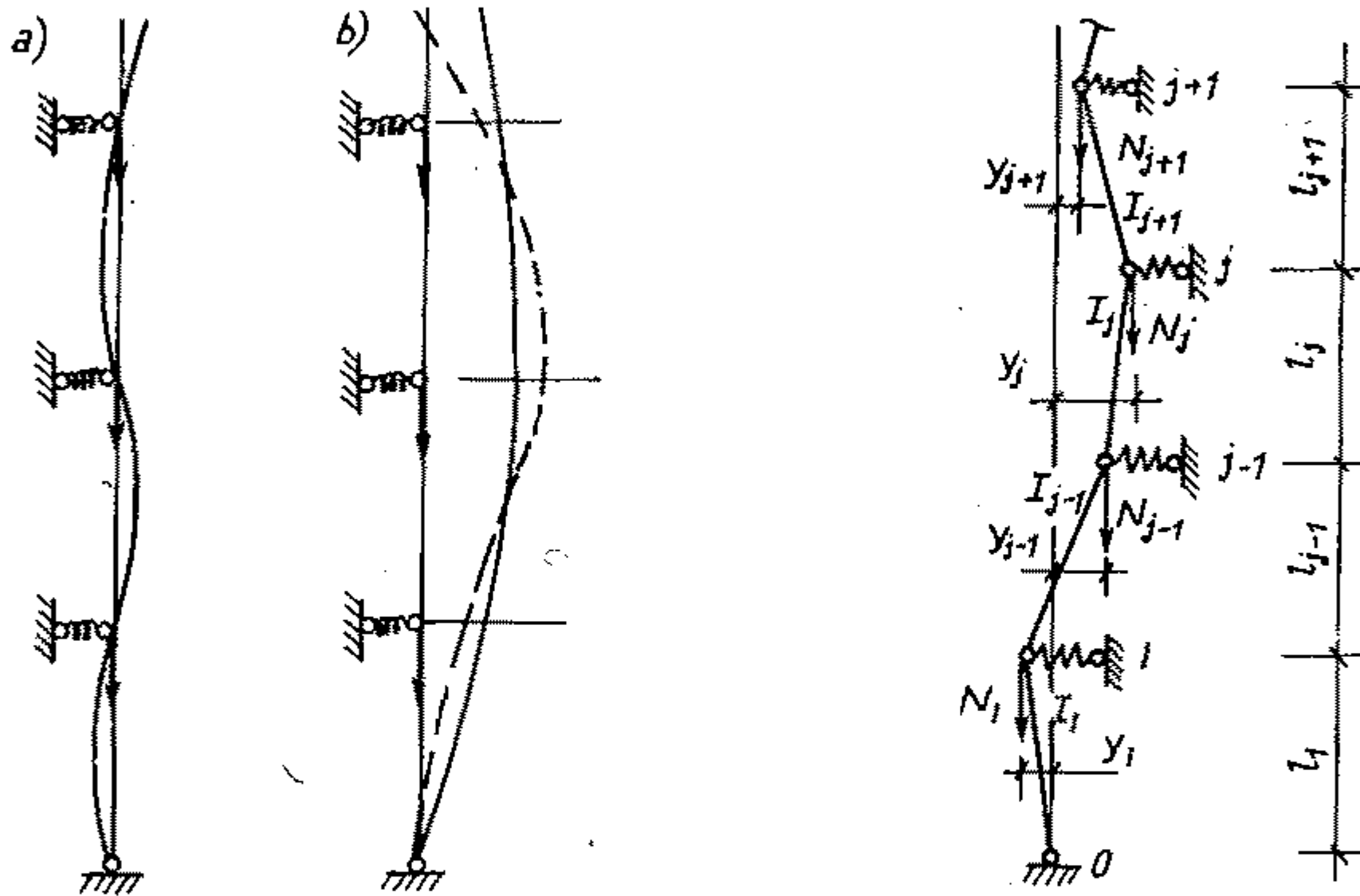
Như đã nêu ở trên, thân trụ làm việc như một thanh nén uốn nhiều nhịp tựa trên các gối đàn hồi có độ cứng khác nhau. Do vậy thân trụ cần phải tính

toán về ổn định. Thân trụ có thể mất ổn định như hình 5.47a, gọi là mất ổn định cục bộ, vấn đề này được tiến hành ở mục a, song do tựa trên các gối đàn hồi (các lớp đáy neo) nên thân trụ rất có thể bị mất ổn định tổng thể như hình 5.47b, nên cần phải kiểm tra ổn định tổng thể của thân trụ. Có nhiều phương pháp để xác định khả năng ổn định tổng thể của trụ, sau đây trình bày hai phương pháp có thể sử dụng.

◆ Phương pháp hệ mắt xích

Gần đúng xem trụ như một hệ mắt xích trên các gối đàn hồi như hình 5.48, và có các mômen gối đều bằng không  $M_j = 0$ . Lực ngang tại các gối ảnh hưởng không đáng kể tới khả năng ổn định của hệ do vậy bỏ qua thành phần lực này khi xét ổn định tổng thể của trụ, như vậy phương trình (5.77) lúc này là :

$$\frac{N_j}{l_j} y_{j-1} + \left( \nu_j + \frac{\epsilon_j \nu_j}{l_j} - \frac{N_j}{l_j} - \frac{N_{j+1}}{l_{j+1}} \right) y_j + \frac{N_{j+1} - \nu_{j+1} \epsilon_{j+1}}{l_{j+1}} y_{j+1} = 0 \quad (5.119)$$



Hình 5.47. Dạng mất ổn định của thân trụ

Hình 5.48. Sơ đồ hệ mắt xích

a) mất ổn định cục bộ ; b) mất ổn định tổng thể

Khi đạt tới trạng thái giới hạn về ổn định, các  $N_j, N_{j-1}, N_{j+1}$  trong phương trình (5.119) thành các lực dọc tới hạn  $N_{thj}, N_{thj-1}, N_{thj+1}$ . Để bảo đảm ổn định, các lực dọc trong thân trụ phải nhỏ hơn các lực dọc tới hạn  $\lambda$  lần, điều kiện này được lấy như sau :

$$\lambda \geq 1,5 + 2,5 \quad (5.120)$$

và gọi  $\lambda$  là hệ số ổn định. Vậy có :

$$N_{thj} = \lambda N_j, \quad N_{thj-1} = \lambda N_{j-1}, \quad N_{thj+1} = \lambda N_{j+1}$$

đặt  $\frac{N_j}{l_j} = S_j$  và bỏ qua các  $\frac{\epsilon_j \nu_j}{l_j}, \frac{\epsilon_{j+1} \nu_{j+1}}{l_{j+1}}$  vì nó rất nhỏ so với  $\nu_j, \nu_{j+1}$ , thay tất cả vào phương trình (5.119) ta có :

$$\lambda S_j y_{j+1} + (v_j - \lambda S_j - \lambda S_{j+1}) y_j + \lambda S_{j+1} y_{j+1} = 0 \quad (5.121)$$

Với trụ có  $n$  lớp dây neo ta có hệ  $n$  phương trình (5.121), để trụ mất ổn định thì định thức các hệ số của hệ phương trình (5.121) phải bằng không.

$$D(\lambda) = 0. \quad (5.122)$$

Khai triển (5.122) được :

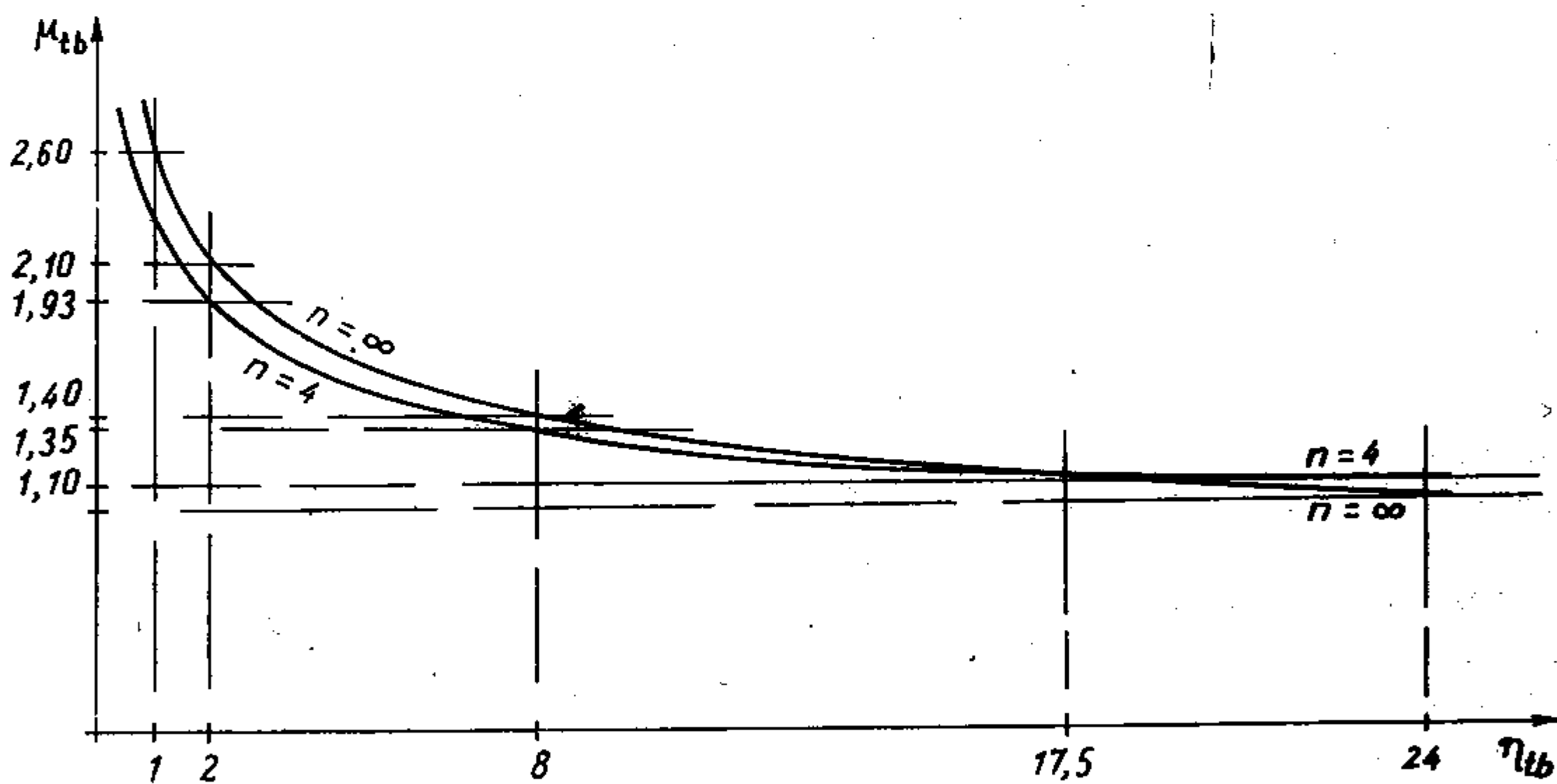
$$(-1)^n \lambda^n + (-1)^{n-1} B_1 \lambda^{n-1} + (-1)^{n-2} B_2 \lambda^{n-2} + \dots + B_{n-2} \lambda^2 - B_{n-1} \lambda + B_n = 0 \quad (5.123)$$

Trong phương trình (5.123)  $B_j$  là thừa số chứa  $v_j$  và  $S_j$ . Giải phương trình (5.123) có được các  $\lambda$ . Trị số cực tiểu của các  $\lambda$  (là hệ số ổn định của hệ) phải thỏa mãn điều kiện (5.120).

Sử dụng phương pháp này tiện lợi khi  $n < 5$ . Tuy phương pháp này có sai khác với phương pháp chính xác, song thiên về an toàn, hệ số ổn định của hệ thực lớn hơn so với tính toán theo hệ mất xích.

◆ *Phương pháp thông số trung bình*

Khi trụ có số lớp dây neo lớn (số nhịp,  $n \geq 5$ ) việc tính toán theo phương pháp mất xích không tiện lợi và đơn giản bằng phương pháp thông số trung bình. Phương pháp này quy đổi trụ thành một thanh tương đương có các nhịp như nhau, các gối đàn hồi như nhau, chịu nén. Cũng xét thanh với sơ đồ như một hệ mất xích.



Hình 5.49. Đồ thị xác định  $\mu_{tb}$

Từ độ cứng  $v_j$  của gối  $j$  có độ mềm của gối là :

$$\eta_j = \frac{v_j l_j^3}{E J_{tb}} \quad (5.124)$$

trong đó  $J_{tb}$  - mômen quán tính trung bình của thân trụ.



Trị số trung bình của hệ số mềm của các gối đàn hồi là :

$$\eta_{tb} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \eta_j = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \frac{\nu_j l_j^3}{EJ_{tb}} = \frac{1}{nEJ_{tb}} \sum_{j=1}^n \nu_j l_j^3 \quad (5.125)$$

Hệ số chiều dài tính toán của thanh  $\mu_{tb}$  khi số lớp dây neo  $n \geq 4$  được xác định bằng đồ thị theo  $\eta_{tb}$  ở hình 5.49. Với  $\mu_{tb}$  xác định được hệ số chiều dài tính toán của nhịp bất kỳ là :

$$\mu_j = \frac{\mu_{tb}}{B_j} \quad (5.126)$$

trong đó 
$$B_j = \frac{1}{n} \left( \frac{u_j}{u_1} + \frac{u_j}{u_2} + \dots + \frac{u_j}{u_n} \right) \quad (5.127)$$

$$u_j = \frac{l_j}{2} \sqrt{\frac{N_j}{EJ_j}} \quad (5.128)$$

Chiều dài tính toán đối với nhịp bất kỳ của trụ là :

$$l_{oj} = \mu_j l_j \quad (5.129)$$

Cần lưu ý rằng với thân trụ là dàn không gian thì độ cứng  $EJ_j$ ,  $EJ_{tb}$  trong các công thức trên phải xét tới biến dạng trượt của tiết diện thân trụ (biến dạng của hệ thanh bụng) như đã nêu ở trang 293 mục c.

Có các  $l_{oj}$  tính được độ mảnh  $\lambda_j$  và hệ số uốn dọc  $\varphi_j$  từ đó kiểm tra được ổn định của trụ theo công thức sau :

$$\sigma_j = \frac{N_j}{\varphi_j A_j} \leq R \gamma \quad (5.130)$$

cho từng nhịp theo phương vuông góc với mặt phẳng uốn.

• Kiểm tra điều kiện chuyển vị của trụ

Chuyển vị ngang của trụ tại các nút liên kết dây neo vào thân phải bảo đảm yêu cầu sử dụng của công trình theo điều kiện :

$$\frac{y_j}{H_j} \leq \left[ \frac{y}{H} \right] \quad (5.131)$$

trong đó  $H_j$  - cao độ nút liên kết dây neo vào thân của lớp dây neo thứ  $j$  ;

$\left[ \frac{y}{H} \right]$  - tỷ số giới hạn của chuyển vị ngang đối với chiều cao, tỷ số giới

hạn này được cho bởi các tiêu chuẩn kỹ thuật riêng theo chức năng của công trình, khi công trình không có yêu cầu riêng về tỷ

số giới hạn này có thể lấy  $\left[ \frac{y}{H} \right]$  theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu

thép TCVN 5575-1991.

# KẾT CẤU THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

## § 6.1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ KẾT CẤU THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

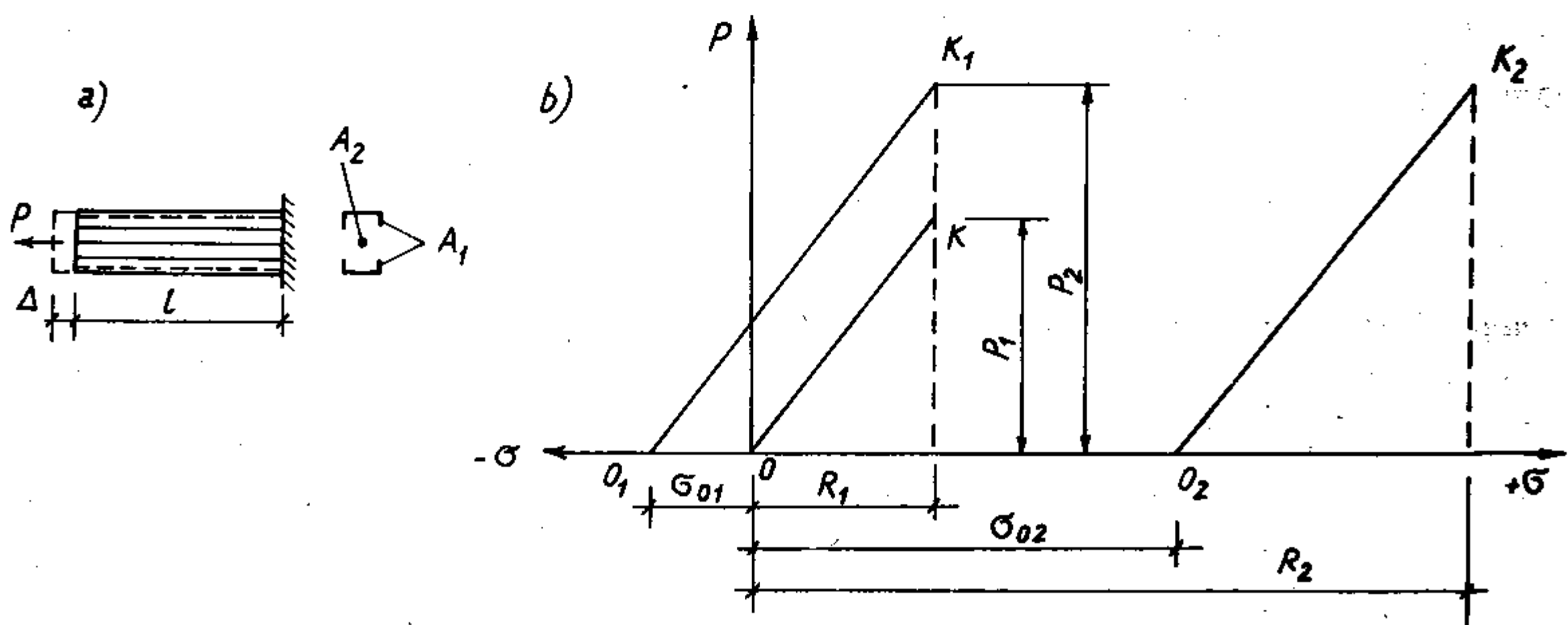
### 1. Bản chất và các hiệu quả của phương pháp ứng suất trước

Ý tưởng của phương pháp ứng suất trước là tạo nên trong kết cấu ứng suất ngược dấu với ứng suất do tải trọng tính toán gây ra để nhằm mục đích :

- Tăng khả năng chịu lực của kết cấu, tức là giảm chi phí vật liệu nhưng vẫn bảo đảm khả năng chịu lực yêu cầu.
- Giảm biến dạng cuối cùng của kết cấu.

Ví dụ, xét thanh chịu lực kéo dọc trục có tiết diện tổ hợp từ hai thép  $\text{C}$  (h.6.1a). Thanh chịu nén trước bằng dây căng là thép cường độ cao, dây đặt tại trọng tâm tiết diện.

Nếu trong thanh không có ứng suất trước, đường biểu diễn quan hệ giữa lực kéo  $P$  và ứng suất trong thanh là đường  $OK$  (h.6.1b). Khi ứng suất trong thanh



Hình 6.1. Sơ đồ và sự làm việc của thanh tổ hợp chịu kéo ứng suất trước

đạt đến cường độ tính toán của vật liệu là  $R_1$  thì khả năng chịu lực của thanh là  $P_1$ .

Nếu trong thanh có ứng suất nén trước  $\sigma_{01}$ , khi chịu kéo ứng suất kéo trong thanh do tải trọng gây ra phải triệt tiêu ứng suất nén ban đầu  $\sigma_{01}$  sau đó mới đổi dấu. Đường quan hệ  $P - \sigma$  của thanh là đường  $O_1K_1$  và của dây căng là  $O_2K_2$  (h.6.1b). Trong đó  $\sigma_{02}$  là ứng suất kéo trước trong dây căng. Khi ứng suất trong thanh đạt đến cường độ tính toán  $R_1$ , khả năng chịu lực của thanh là  $P_2$ .

Tính khả năng chịu lực của thanh trong hai trường hợp :

- Khi thanh không ứng suất trước :

$$P_1 = A_1 R_1.$$

- Khi thanh có ứng suất trước :

$$P_2 = A_1(R_1 + \sigma_{01}) ;$$

trong đó  $A_1$  - diện tích tiết diện thanh.

Như vậy ứng suất trước làm tăng khả năng chịu lực của thanh ( $P_2 > P_1$ ).

Nếu đồng thời ứng suất trong dây căng đạt đến cường độ tính toán của vật liệu  $R_2$  thì giới hạn bên của thanh sẽ là :

$$P_2 = A_1 R_1 + A_2 R_2 = A_1 R_1(1 + \alpha\beta),$$

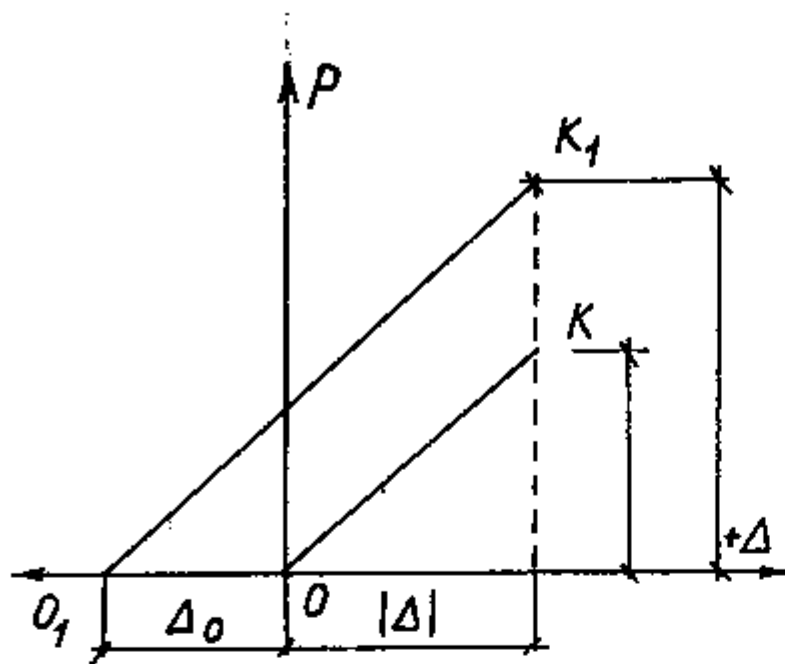
trong đó  $A_2$  - diện tích tiết diện của dây căng ;  $\alpha = \frac{A_2}{A_1}$  ;  $\beta = \frac{R_2}{R_1}$ .

Lượng  $(1 + \alpha\beta)$  chính là hệ số tăng khả năng chịu lực của kết cấu ứng suất trước so với kết cấu không ứng suất trước.

Thông thường thép cường độ cao có độ bền lớn hơn thép thường (ví dụ CT3) từ 4 đến 5 lần ( $\beta = 4 + 5$ ) vì vậy sự tăng khả năng chịu lực của kết cấu ứng suất trước là đáng kể. Mặt khác, giá thành thép cường độ cao chỉ lớn hơn 2,5 - 3 lần so với thép thường, do đó mặc dù phải thêm các chi phí phụ (dây căng, neo ...) tổng giá thành của kết cấu ứng suất trước vẫn thấp hơn so với kết cấu thường.

Về mặt biến dạng, khi tạo ứng suất trước  $\sigma_{01}$ , thanh sẽ có biến dạng ngược  $\Delta_0$  (h.6.2). Khi chịu tải trọng, biến dạng của thanh phải triệt tiêu biến dạng ban đầu  $\Delta_0$  sau đó mới xuất hiện biến dạng theo hướng của tải trọng gây ra. Đường quan hệ  $P - \Delta$  của thanh không ứng suất trước là  $OK$ , của thanh ứng suất trước là  $O_1K_1$ . Ứng suất trước không làm tăng độ cứng của thanh nhưng hiệu quả của nó giống như tạo độ vồng xây dựng. Nếu hạn chế biến dạng cuối cùng là  $[\Delta]$  thì khả năng chịu lực của thanh ứng suất trước sẽ tăng lên ( $P_2 > P_1$ ), hoặc nếu dừng lại ở khả năng chịu lực  $P_1$  thì biến dạng của thanh nhỏ đi.

Ứng suất trước bằng các dây căng trong kết cấu trụ (h.6.3) là một trong các ví dụ rõ ràng về hiệu quả làm tăng độ cứng và ổn định của kết cấu. Các dây căng tạo nên các gối tựa đàn hồi làm giảm nhịp tính toán, tăng khả năng ổn định của thân và giảm chuyển vị ngang.



Hình 6.2. Sơ đồ tăng khả năng chịu lực của thanh khi tính theo biến dạng

Hiệu quả của ứng suất trước sẽ tăng lên nếu dùng cách gây ứng suất trước nhiều cấp (h.6.4). Theo phương pháp này, mới đầu gây ứng suất trước  $\sigma_{01}$  trong thanh, chất tải  $P_2^1$  sao cho ứng suất trong thanh đạt gần đến cường độ tính toán  $R_1$  của vật liệu. Gây ứng suất trước  $\sigma_{02}$  rồi lại chất tải  $P_2^2$  ...

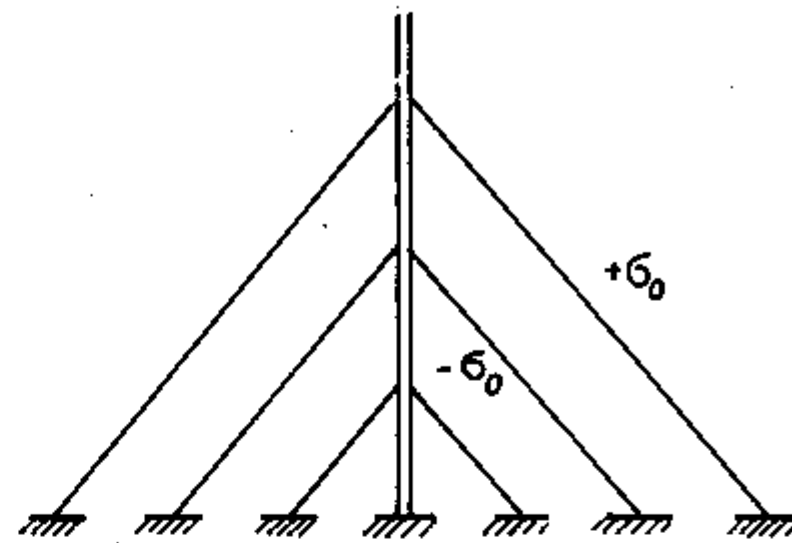
Sau một số lần gây ứng suất trước - chất tải, ta có khả năng chịu lực của thanh  $P_2 = \sum P_2^i \gg P_1$ . Tuy nhiên, phương pháp này chỉ dùng khi các tải trọng trong quá trình sử dụng không đổi.

Nếu tải trọng  $P_2$  không còn thì ứng suất trước sẽ bằng tổng giá trị của các giai đoạn và thanh có thể bị phá hoại do  $\sum \sigma_{0i}$ .

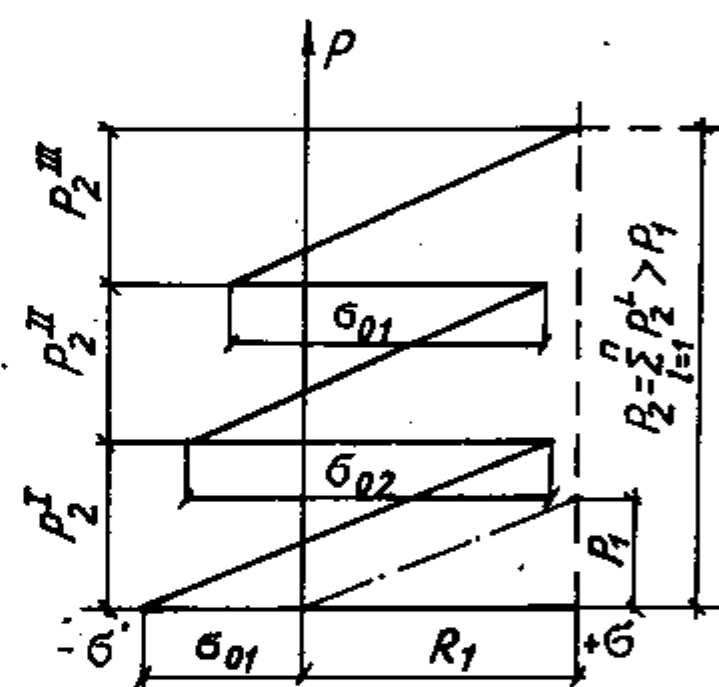
## 2. Các phương pháp tạo ứng suất trước

### a. Dùng dây (thanh) căng bằng thép cường độ cao để gây ứng suất trước trong kết cấu

Nội dung của phương pháp này đã trình bày trong ví dụ thanh tổ hợp ứng suất trước ở phần trên. Bản chất của nó là năng lượng của dây căng trước được tích lũy trong thanh cứng (thanh được ứng suất trước) và gây nên ứng suất ngược dấu với ứng suất do tải trọng gây ra. Khi chịu tải, cả dây căng và thanh cùng làm việc. Mới đầu, ứng suất trong thanh cứng do tải trọng gây ra phải triệt tiêu ứng suất trước sau đó mới tăng đến giá trị giới hạn.



Hình 6.3. Sơ đồ trụ có dây neo ứng suất trước



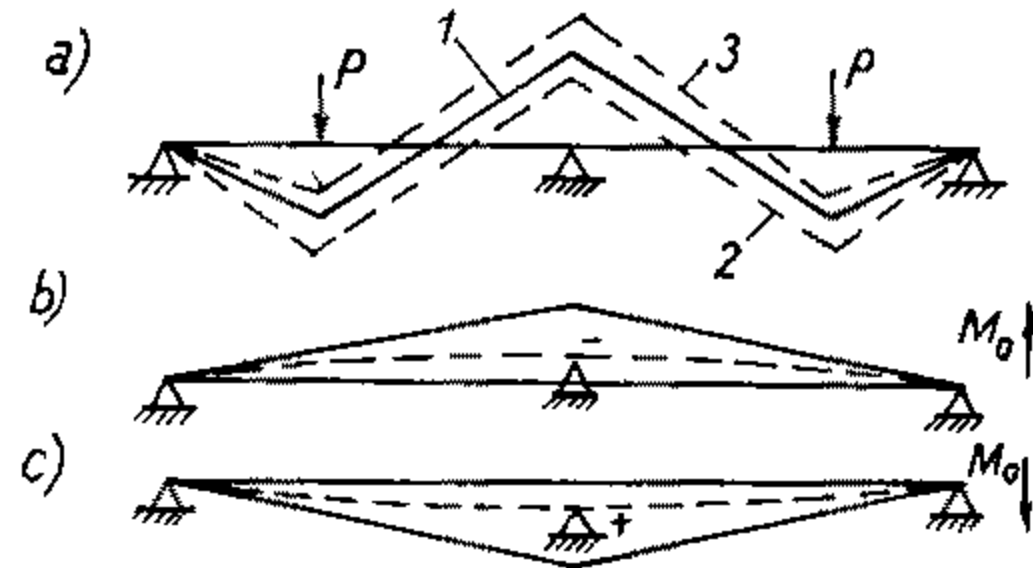
Hình 6.4. Tăng khả năng chịu tải của thanh khi ứng suất trước nhiều cấp

Việc thanh cứng tham gia làm việc sẽ làm thay đổi sơ đồ tính của kết cấu, tăng số bậc siêu tĩnh của nó.

Phương pháp này được dùng phổ biến trong các dạng kết cấu khác nhau : dầm, dàn, khung...

### b. Điều chỉnh nội lực trong kết cấu bằng chuyển vị gối tựa

Trong các kết cấu siêu tĩnh như : dầm, dàn, khung, vòm ... bằng cách gây chuyển vị cưỡng bức gối tựa có thể tạo nên ứng suất trước nhằm điều chỉnh hợp lý nội lực trong kết cấu. Ví dụ dầm siêu tĩnh hai nhịp có tiết diện không đối (h.6.5a) khi cho gối giữa chuyển vị cưỡng bức xuống dưới sẽ tạo nên mômen uốn dương ban đầu (h.6.5c). Khi chịu tải trọng mômen âm ở gối sẽ giảm xuống, mômen dương ở nhịp sẽ tăng lên, kết quả giá trị tuyệt đối của mômen gối và nhịp sẽ bằng nhau. Ngược lại khi muốn làm tăng mômen gối, giảm mômen nhịp sẽ cho gối tựa chuyển vị cưỡng bức lên trên (h.6.5b).

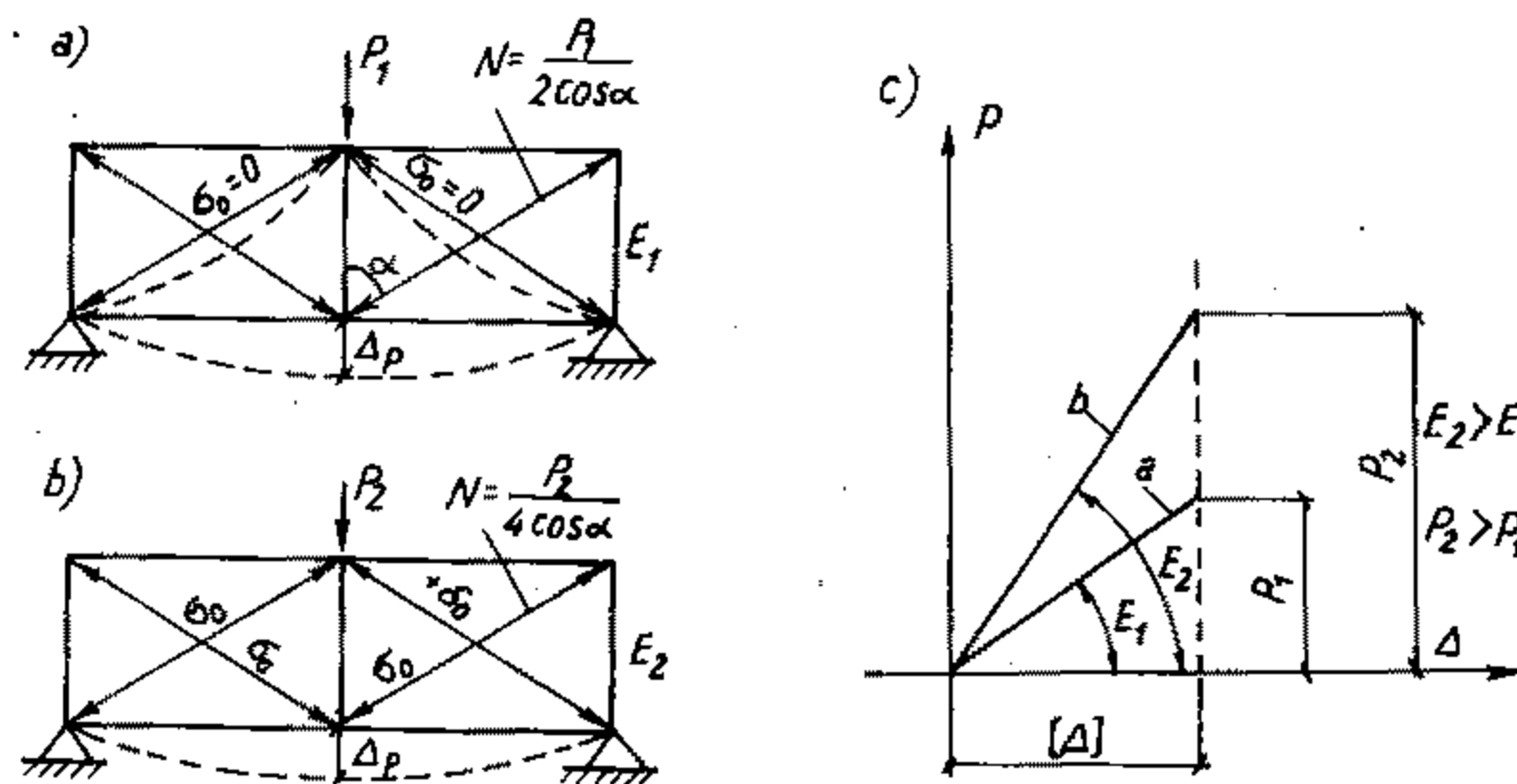


Hình 6.5. Điều chỉnh mômen trong dầm liên tục bằng chuyển vị gối tựa

- 1- biểu đồ mômen do tải trọng khi không có ứng suất trước ;
- 2- biểu đồ mômen do tải trọng khi gối giữa chuyển vị cưỡng bức xuống dưới ;
- 3- biểu đồ mômen do tải trọng khi gối giữa chuyển vị cưỡng bức lên trên.

### c. Gây ứng suất kéo trước các cấu kiện mảnh để tạo độ cứng cho chúng

Các cấu kiện mảnh như cáp, thép tấm, bó sợi, thép thanh thường chỉ chịu được lực kéo, không có khả năng chịu nén. Tuy nhiên nếu cho chúng chịu kéo trước thì các cấu kiện này có thể chịu được lực nén trong giới hạn làm triệt tiêu lực kéo ban đầu. Ví dụ loại dàn có các thanh xiên chữ thập mảnh (dàn giằng,



Hình 6.6. Tăng độ cứng và khả năng chịu lực của kết cấu với biến dạng giới hạn cho trước

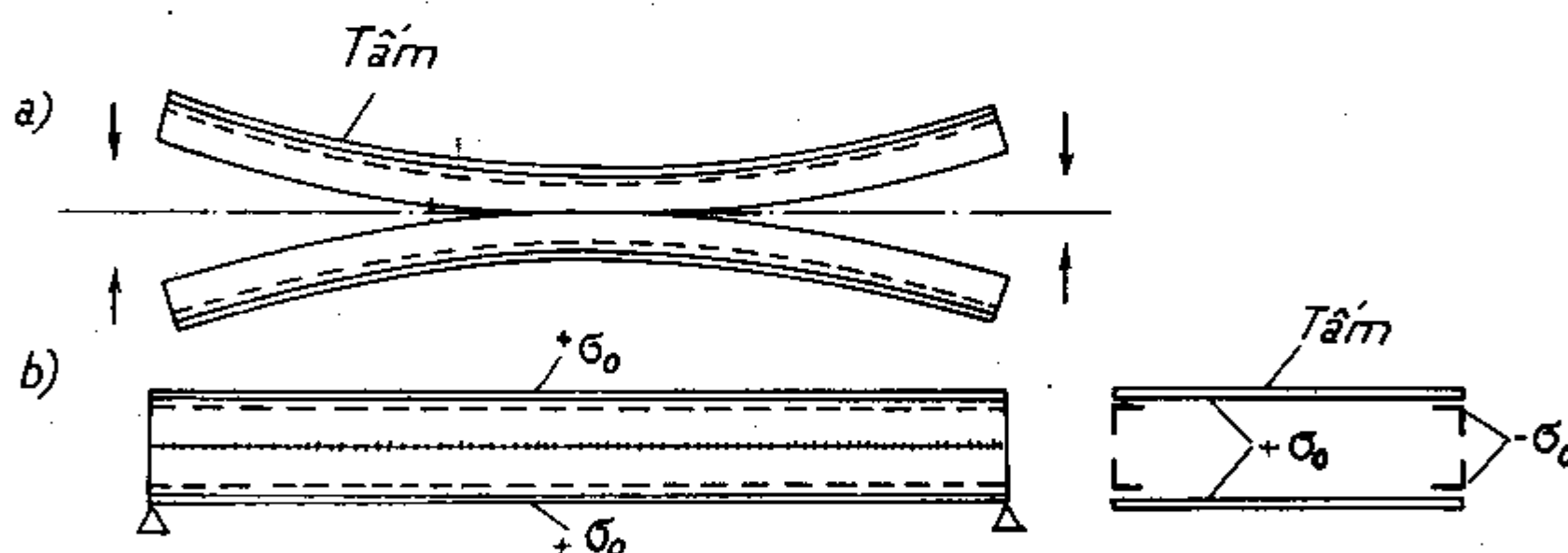
dàn thép ...), dưới tác dụng của lực  $P_1$  (h.6.6a) các thanh xiên mảnh chịu nén có thể bị loại khỏi sự làm việc của hệ (do mất ổn định). Môđun biến dạng  $E_1$  của dàn chỉ do sự làm việc của các thanh xiên chịu kéo tạo nên (h.6.6c). Khi thay các thanh xiên bằng các thanh (hoặc dây cáp) kéo trước với lực kéo có giá trị tuyệt đối đủ lớn hơn so với lực nén do tải trọng gây ra, thì khi chịu tải cả thanh xiên chịu kéo và nén đều làm việc. Trong thanh xiên chịu nén, ứng suất trước  $\sigma_0$  sẽ giảm dần. Nội lực trong các thanh xiên giảm đi hai lần (h.6.6b), ngược lại, môđun biến dạng của dàn tăng lên  $E_2 > E_1$ , tức là độ cứng của kết cấu tăng lên.

Ý tưởng này được dùng rộng rãi trong kết cấu thép nhằm tăng độ cứng cho kết cấu, nhất là trong kết cấu treo (xem chương II, §2.4).

**d. Tạo ứng suất trước bằng cách gây biến dạng đàn hồi các bộ phận của kết cấu**

Xét tấm lợp (panen) ba lớp (h.6.7), các tấm thép cánh trên và dưới được hàn vào các thép góc đã bẻ cong sẵn (h.6.7a). Dùng lực ép thẳng các thép góc và hàn chúng lại (h.6.7b) trong trạng thái ứng suất. Sau khi bỏ lực, ứng suất trước sẽ còn lại trong kết cấu, kết quả là các tấm cánh chịu kéo và khung thép chịu nén. Khi chịu uốn do tải trọng bản cánh trên có khả năng chịu nén.

Bằng cách này có thể chế tạo các dầm thép tổ hợp ứng suất trước (xem phần §6.4).



Hình 6.7. Tạo ứng suất trước bằng cách uốn đàn hồi các phần tử

## § 6.2. VẬT LIỆU, CẤU TẠO CỦA DÂY (THANH) CĂNG VÀ CỦA BỘ PHẬN NEO

### 1. Vật liệu và cấu tạo của dây (thanh) căng

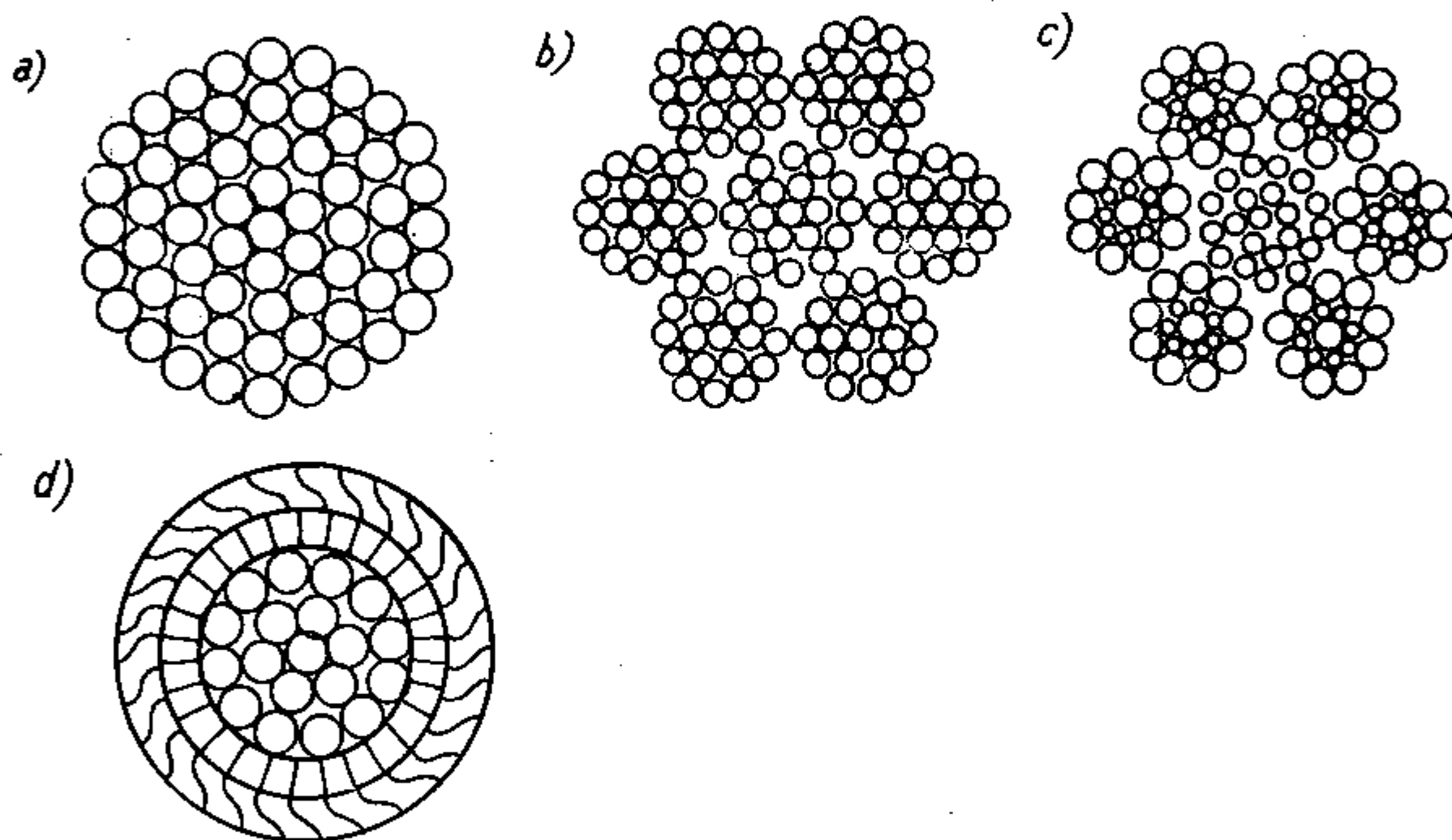
Trong kết cấu ứng suất trước, dây căng được làm bằng thép cường độ cao ở dạng cáp thép bện, bó sợi thép hoặc thanh đặc.

### a. Cáp thép

Cáp thép được bện từ các sợi thép cường độ cao có đường kính 0,4 - 6 mm. Để đề phòng ăn mòn, trong ngành xây dựng chỉ dùng cáp có đường kính sợi không nhỏ hơn 1,5 mm và trong xây dựng cầu - không nhỏ hơn 2,5 mm. Các sợi thép có thể để sáng hay mạ kẽm. Cường độ tức thời của sợi  $\sigma_b$  có thể đạt tới 1800 MPa. Theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép Việt Nam (TCVN 5575 - 1991) cường độ tính toán của cáp  $R = 0,63\sigma_b$ . Trước khi cho chịu lực, cáp phải được kéo trước với lực lớn hơn 15 - 20% so với lực kéo tính toán, khi đó môđun đàn hồi của cáp có thể đạt tới  $(10 \div 13) \cdot 10^4$  MPa. Lực kéo đứt lấy theo tiêu chuẩn cụ thể cho từng loại cáp, có thể đạt tới 4500 kN.

Về mặt cấu tạo tùy theo cách bện và đường kính sợi mà chia ra :

- Cáp một bó từ các sợi có đường kính như nhau (h.6.8a).
- Cáp bảy bó từ các sợi có đường kính như nhau (h.6.8b) hoặc khác nhau (h.6.8c).



Hình 6.8. Các loại cáp

- a) cáp một bó sợi ; b) cáp bảy bó, các sợi có đường kính như nhau ;  
c) cáp bảy bó các sợi có đường kính khác nhau ; d) cáp bọc lò xo ;

- Cáp bọc, lớp ngoài là lớp sợi thép đan dạng lò xo, trong là lớp sợi hình nêm, trong cùng là sợi chịu lực (h.6.8d).

Khi cáp làm việc ngoài trời, nên dùng cáp bọc hay cáp trần có sợi mạ kẽm.

### b. Dây căng là bó sợi cường độ cao

Dây gồm các sợi thép có cường độ cao có đường kính 3 - 8 mm (thường dùng dây 3 - 5 mm). Tùy theo đường kính sợi mà cường độ tức thời của sợi khác nhau (xem bảng 6.1). Các sợi thép được bố trí song song, có thể tạo thành tiết diện hình ống.

**Bảng 6.1. Cường độ tức thời của sợi thép**

| Đường kính sợi (mm)                | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|------------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| Cường độ tức thời $\sigma_b$ (MPa) | 1900 | 1800 | 1700 | 1600 | 1500 | 1400 |

**c. Thanh căng là thép thanh tròn, đặc**

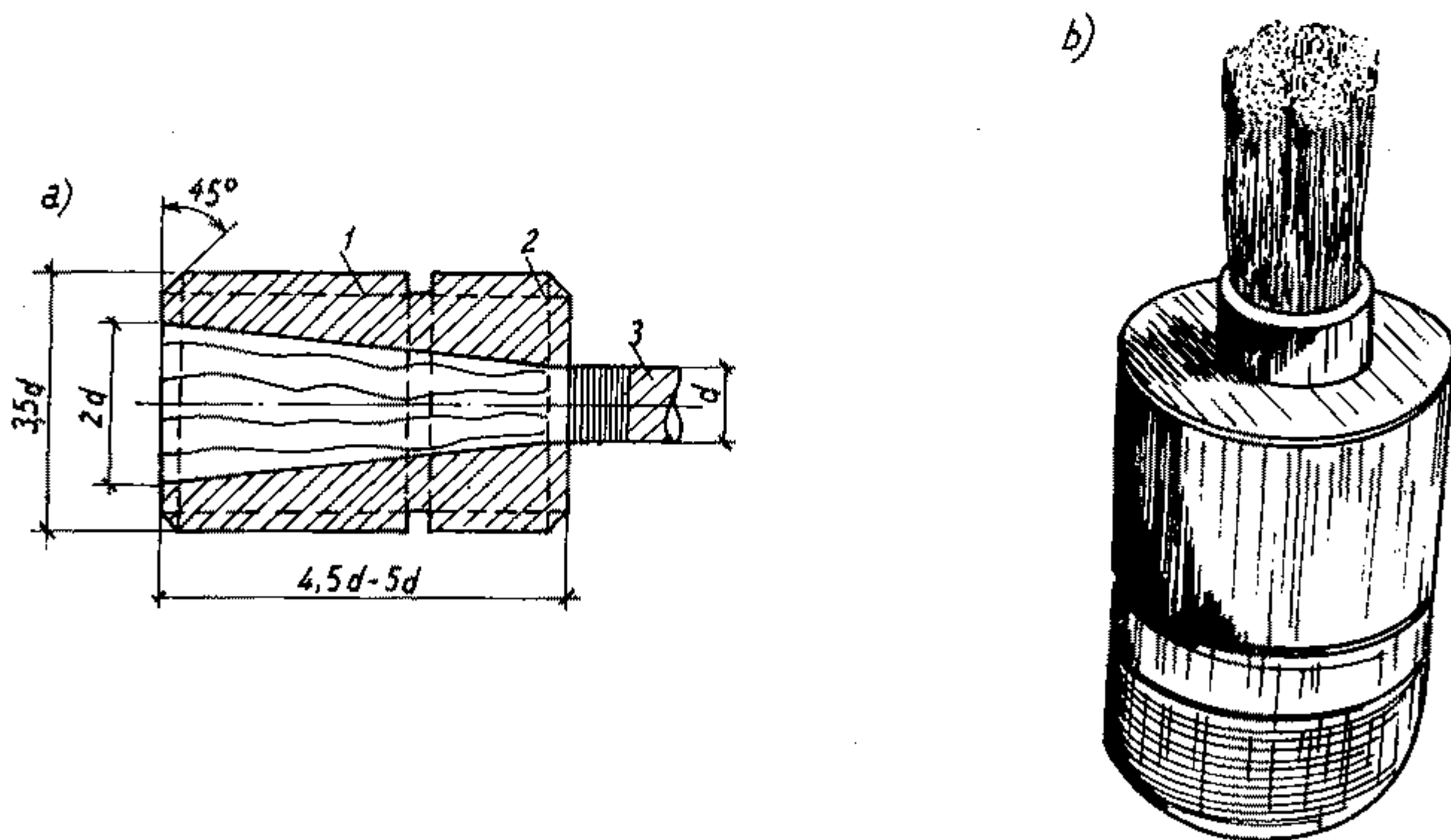
Thanh căng thường làm bằng thép gia công nhiệt, phổ biến hơn là loại A<sub>T</sub>V ( $\sigma_b = 1000$  MPa) và A<sub>T</sub>VI ( $\sigma_b = 1200$  MPa) có đường kính 10 - 40 mm. Loại này rẻ, có cấu tạo đơn giản nhất và dễ bảo vệ chống ăn mòn. Tuy nhiên do chiều dài hạn chế ( $\leq 15$  m) nên phải hàn, làm giảm cục bộ độ bền của thép.

**2. Bộ phận neo**

Neo dùng để giữ dây căng, liên kết dây căng với thanh cơ bản để bảo đảm truyền lực giữa chúng. Tùy theo loại dây căng, độ lớn của lực trong dây căng mà dùng các loại neo khác nhau. Trong lĩnh vực xây dựng chủ yếu dùng các loại neo chính sau :

**a. Neo cốc**

Neo cốc là hình trụ bằng thép, trong có lõi rỗng hình nón (h.6.9), dùng để neo cáp. Các sợi cáp được luồn vào trong cốc, tõe ra sau đó đổ hợp kim nhẹ, lỏng vào cốc, khi hợp kim nguội đi, cứng lại, sẽ giữ chặt các đầu dây. Kích được cáp vào ren trên mặt ngoài của cốc để kéo, sau đó vặn ốc tựa cho tì sát kết cấu để truyền lực căng.



**Hình 6.9. Neo cốc dùng cho cáp**

a) kích thước cốc; b) hình dạng neo;  
1- cốc; 2- ốc tựa (gối); 3- cáp;

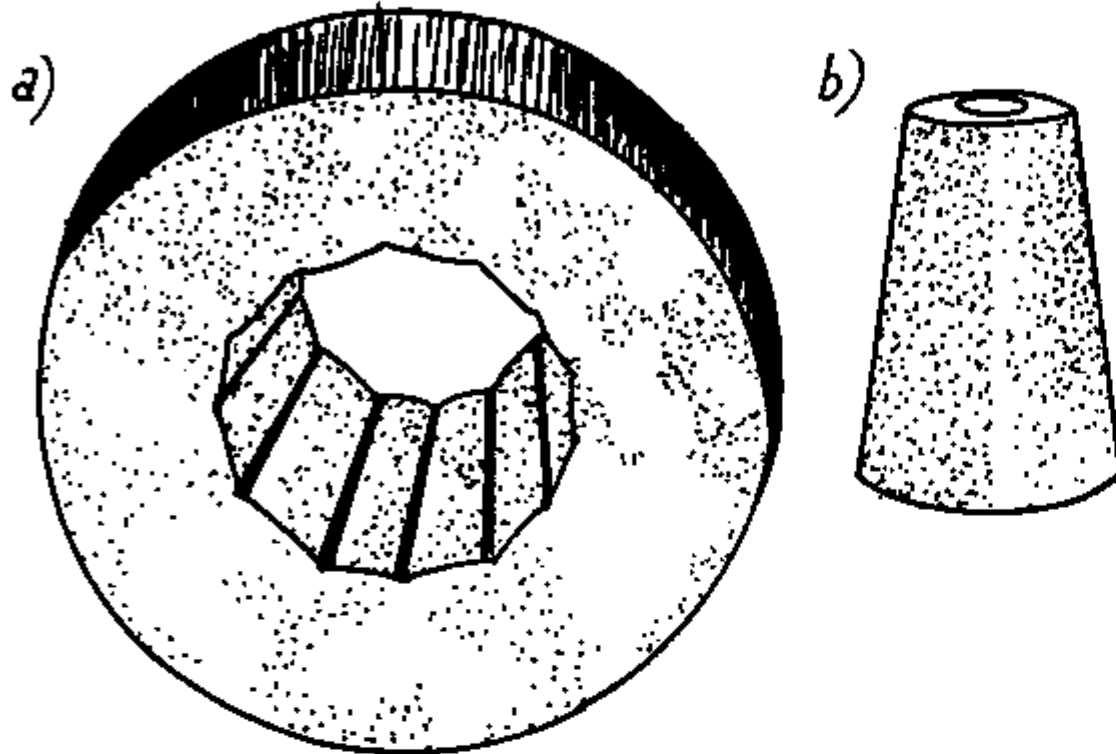


Neo cốc có độ tin cậy cao khi làm việc, nhưng do phải đổ hợp kim nhẹ vào cốc nên chế tạo khá phức tạp.

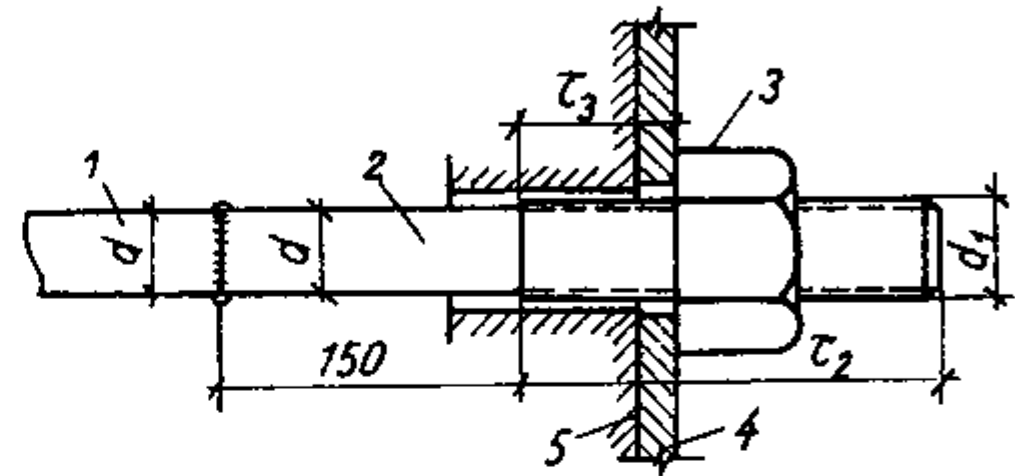
### b. Neo chêm

Với bó sợi cường độ cao dùng neo chêm vỏ trụ thép, trong có lỗ hình nón có các rãnh (h.6.10).

Khi căng, sợi thép được đặt vào các rãnh, đặt chêm vào vỏ neo, dùng kích hai chiều kéo dây và ép chêm để kẹp chặt các sợi thép.



**Hình 6.10.** Neo chêm dùng cho bó sợi cường độ cao  
a) vỏ neo ; b) chêm.



**Hình 6.11.** Neo của thanh căng bằng thép tròn đặc

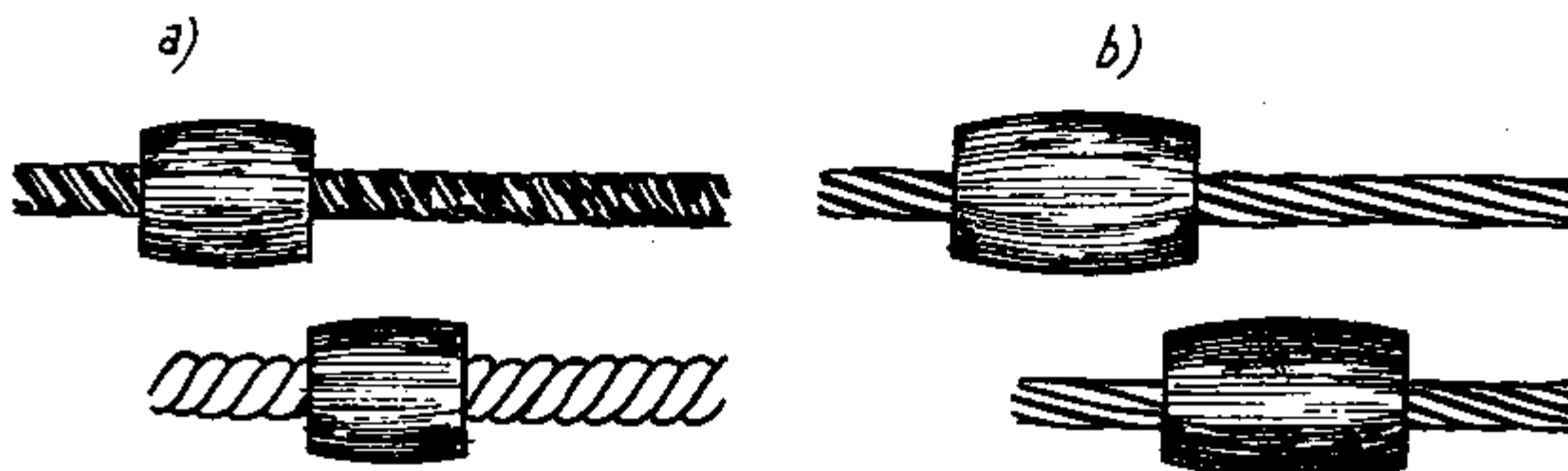
1- thanh căng ; 2- đoạn thép tròn có ren ;  
3- êcu ; 4- tấm gối ; 5- kết cấu.

### c. Neo bằng đai ốc (êcu)

Dùng cho thanh căng là thép tròn đặc (h.6.11). Phần đầu của thanh có ren để vặn êcu. Để tránh giảm yếu cho thanh căng do ren (khoảng 30 ÷ 35% diện tích thanh), thanh được hàn với đoạn thép tròn có đường kính  $d_1 > d$ , ren được làm ở đoạn thép tròn này.

### d. Neo bằng thép ống dập

Loại này dùng cho thép thanh có gai đường kính 16 mm hoặc cáp bầy bó đường kính 15 mm (h.6.12). Đối với thanh thép gai thỏi thép neo có đường kính



**Hình 6.12.** Neo bằng thép ống dập  
a) đối với thép thanh ; b) đối với cáp bầy bó.

ngoài và chiều dài 40 mm, lực đập 400 - 420 kN/cm chiều dài. Với cáp bầy bố, thỏi thép neo có đường kính ngoài 40 mm, chiều dài 60 mm.

Loại neo này giá thành rẻ và thi công nhanh, nhất là đối với thép thanh, căng bằng đốt nóng do điện.

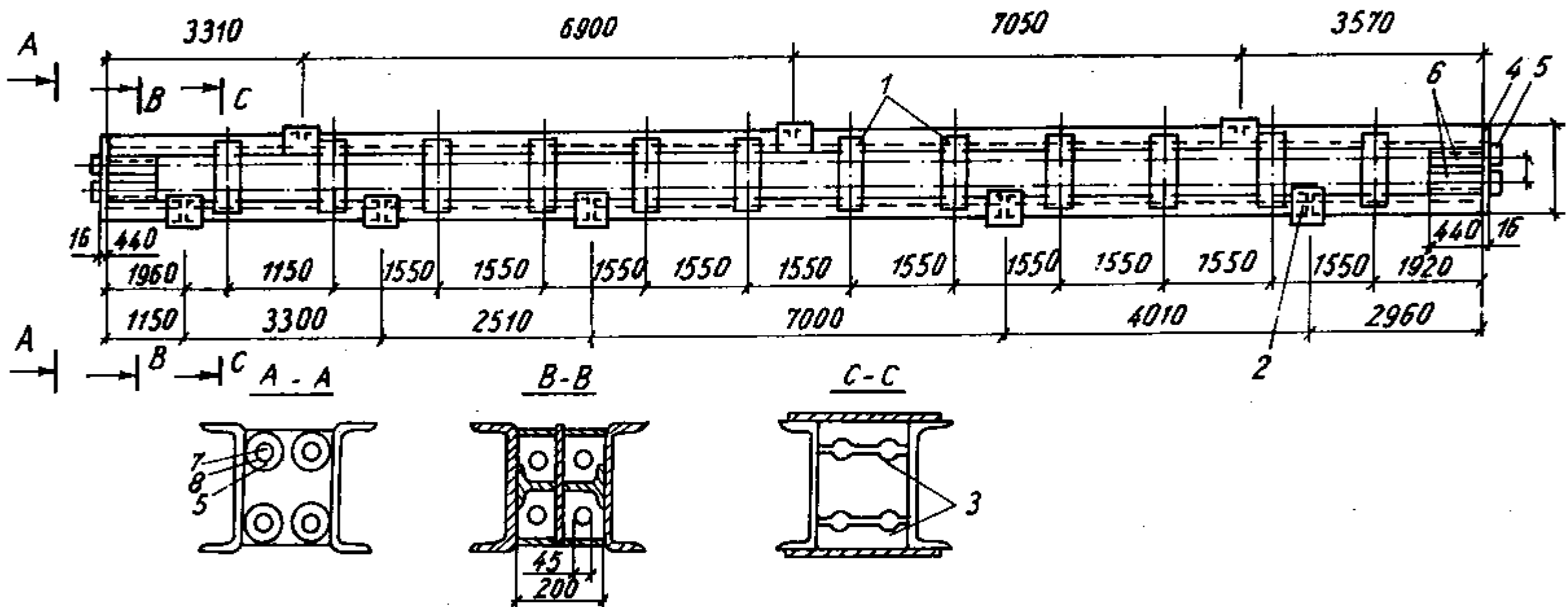
## § 6.3. THANH ỨNG SUẤT TRƯỚC LÀM VIỆC CHỊU KÉO, NÉN ĐÚNG TÂM

### 1. Thanh ứng suất trước chịu kéo đúng tâm

#### a. Cấu tạo của thanh

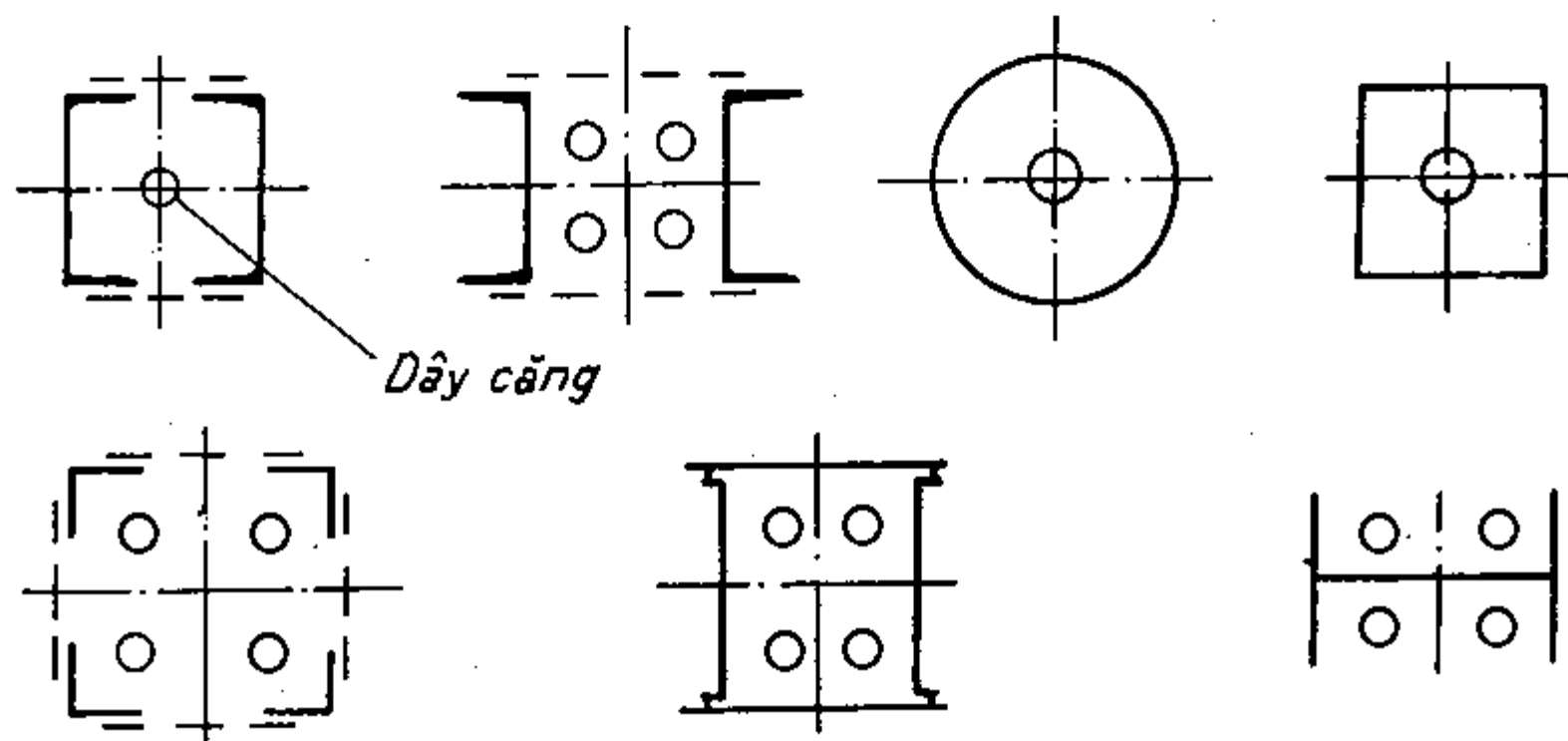
Thanh gồm hai bộ phận chính, thanh cứng bằng thép thường và dây căng bằng thép cường độ cao (h.6.13).

Tiết diện của thanh cứng có các dạng như trên hình 6.14.



**Hình 6.13.** Thanh ứng suất trước bằng bốn nhánh dây căng

- 1- bản giằng (8 x 15 x 200 mm) ; 2- đầu nối thép [ ;  
 3- vách cứng ; 4- tấm đầu ; 5- vỏ neo ; 6- sườn cứng ;  
 7- chêm của neo ; 8- bó dây 24 sợi 5 mm.



**Hình 6.14.** Các dạng tiết diện thanh với dây căng

Thanh thường có tiết diện đối xứng qua các trục quán tính chính, tổ hợp từ các lớp thép [ , L, thép ống, thép tấm, hoặc thép I. Dây căng có thể một hoặc nhiều nhánh bố trí đối xứng. Khi dùng dây căng nhiều nhánh, bố trí đối xứng, lực kéo trong từng nhánh nhỏ đi, dễ thi công nhưng nhiều neo hơn và phải căng từng cặp, tránh nén lệch tâm thanh cứng. Khi căng dây, để tránh mất ổn định cho thanh cứng, dọc theo chiều dài thanh phải bố trí các vách cứng, các vách này tựa lên thanh cứng và làm điểm giữ cho thanh, giảm chiều dài tính toán của thanh. Để thanh căng có thể di chuyển dọc, giữa thành lỗ của vách cứng và thanh căng có khe hở  $0,5 + 1$  mm. Dây căng bố trí suốt chiều dài thanh và neo ở đầu mút thanh.

### b. Tính toán thanh ứng suất trước chịu kéo đúng tâm

#### • Xác định diện tích tiết diện thanh cứng và dây căng

Xét thanh rỗng gồm hai nhánh chữ [ , ứng suất trước bằng dây căng bằng thép cường độ cao (h.6.15). Khi tính dùng các ký hiệu sau :

$A_1$  - diện tích tiết diện thanh cứng ;

$A_2$  - diện tích tiết diện dây căng ;

$E_1, R_1$  - môđun đàn hồi và cường độ tính toán của vật liệu thanh cứng ;

$E_2, R_2$  - môđun đàn hồi và cường độ tính toán của vật liệu dây căng ;

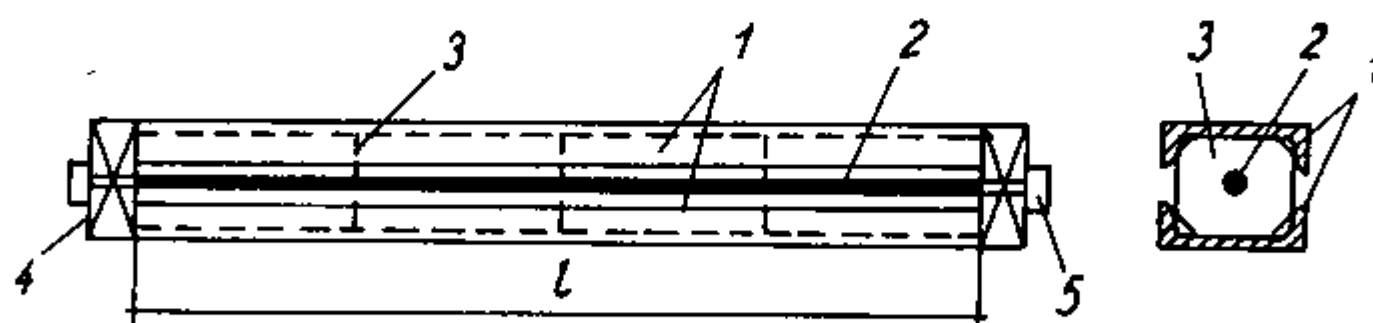
$\sigma_{01}, \sigma_{02}$  - giá trị ứng suất trước tính toán trong thanh cứng và trong dây căng ;

$X$  - lực ứng suất trước tính toán của dây căng ;

$X_1$  - tự ứng lực, tức là số gia của nội lực trong dây căng khi chịu tải trọng tính toán ;

$\Delta_1$  - biến dạng dài của thanh do tải trọng  $P$  ;

$$m = \frac{E_2}{E_1} ; k = \frac{R_2}{R_1}$$



Hình 6.15. Thanh ứng suất trước làm việc chịu kéo

1- thanh cứng  $A_1$  ; 2- dây căng  $A_2$  ; 3- vách cứng ;

4- gối tựa đầu thanh ; 5- liên kết neo.

Nếu coi trạng thái tới hạn bên của thanh khi chịu lực kéo  $P$  là trạng thái khi đồng thời ứng suất trong thanh cứng đạt đến  $R_1$  và trong dây căng đạt đến  $R_2$  thì có thể lập được các phương trình cân bằng sau :

- Trong quá trình ứng suất trước :

$$X = \sigma_{02}A_2 = \sigma_{01}A_1 \quad (6.1)$$

- Khi tác dụng của tải trọng  $P$  :

$$P = (\sigma_{01} + R_1)A_1 + (R_2 - \sigma_{02})A_2 = R_1A_1 + R_2A_2 \quad (6.2)$$

- Phương trình biến dạng của thanh do tải trọng :

$$\Delta l = \frac{(\sigma_{01} + R_1)l}{E_1} = \frac{(R_2 - \sigma_{02})l}{E_2} \quad (6.3)$$

- Tự ứng lực  $X_1$  được xác định bằng cách giải hệ siêu tĩnh một ẩn số là lực trong dây căng :

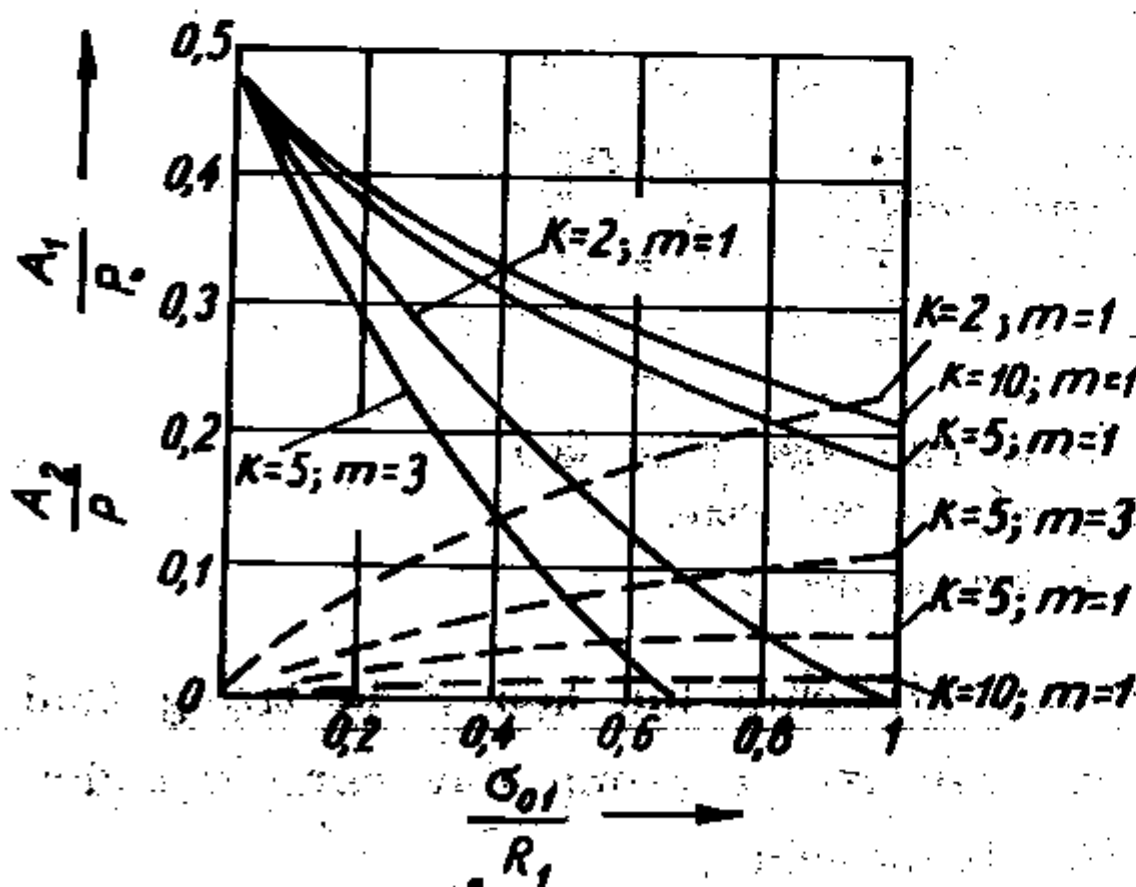
$$X_1 = \frac{PE_2A_2}{A_1E_1 + A_2E_2} \quad (6.4)$$

Giải đồng thời các phương trình (6.1) + (6.3) ta có :

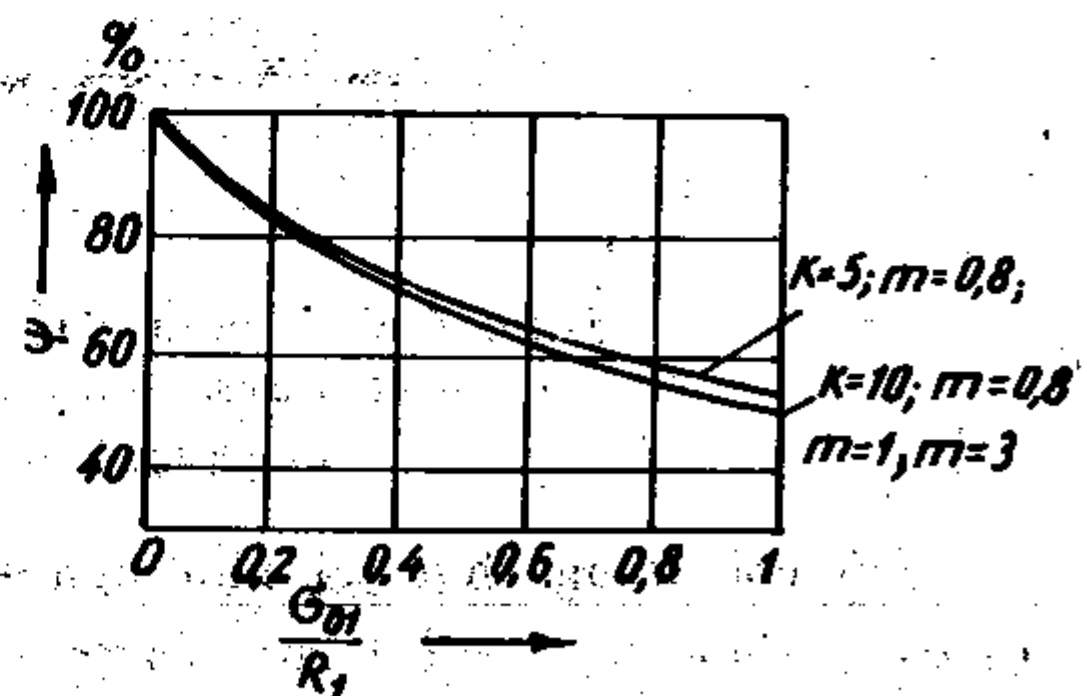
$$A_1 = P \frac{k - m \left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right)}{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) (k - m) R_1} \quad (6.5)$$

$$A_2 = P \frac{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} \right)}{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) (k - m) R_1} \quad (6.6)$$

Để có các giá trị cần thiết  $A_1, A_2$  theo các công thức (6.5), (6.6) ứng với  $P, k, m$  đã biết cần chọn trước giá trị của  $\sigma_{01}$ , tức là tỉ số  $\sigma_{01}/R_1$ , có giá trị lớn nhất  $\sigma_{01}/R_1 = 1$ . Việc chọn giá trị  $\sigma_{01}$  phụ thuộc vào các yếu tố : giải pháp kết cấu, khả năng của thiết bị căng và biến dạng dài cho phép của thanh và sao cho tổng chi phí thép là nhỏ nhất.



Hình 6.16. Quan hệ giữa  $A_1, A_2$  với các thông số  $\sigma_{01}/R_1, k$  và  $m$  (khi  $R_1 = 210$  MPa)



Hình 6.17. Tỉ số diện tích thanh ứng suất trước và thanh không ứng suất trước (%)

Từ các công thức (6.5), (6.6) có thể dựng đồ thị biểu diễn quan hệ của các diện tích  $A_1, A_2$  với các thông số  $\sigma_{01}/R_1, k$  và  $m$  (h.6.16).

Từ các đồ thị trên hình 6.16 ta thấy :

khi  $\sigma_{01}/R_1$  tăng,  $A_1$  sẽ giảm,  $A_2$  tăng ;  
 $k$  tăng,  $A_1$  tăng,  $A_2$  giảm ;  
 $m$  tăng,  $A_1$  giảm  $A_2$  tăng.

Thông thường chọn  $\frac{\sigma_{01}}{R_1} = 0,8 + 1$  giá trị  $A_1, A_2$  sẽ ít thay đổi.

Từ các công thức (6.5), (6.6) có diện tích tổng cộng của thanh cứng và dây căng :

$$A_1 + A_2 = P \left[ \frac{k - m \left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) + \frac{\sigma_{01}}{R_1}}{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) (k - m) R_1} \right] \quad (6.7)$$

Thêm 1 và -1 vào tử số vế phải của (6.7) và rút gọn ta có :

$$A_1 + A_2 = P \left[ \frac{1 - m}{(k - m) R_1} + \frac{k - 1}{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) (k - m) R_1} \right] \quad (6.8)$$

Diện tích thanh không ứng suất trước là :

$$A_0 = \frac{P}{R_1} \quad (6.9)$$

Ta có tỉ số diện tích thanh ứng suất trước và thanh không ứng suất trước :

$$\psi = \frac{A_1 + A_2}{A_0} = \frac{1 - m}{(k - m)} + \frac{k - 1}{\left( \frac{\sigma_{01}}{R_1} + 1 \right) (k - m)} \quad (6.10)$$

Đường quan hệ giữa  $\psi$  với các thông số  $\sigma_{01}/R_1, k$  và  $m$  được thể hiện trên hình 6.17 (với  $R = 210$  MPa). Với các kết cấu thông thường ( $k = 5 ; m = 0,8$ ) khi  $\sigma_{01}/R_1 = 0,8 + 1$  có thể giảm được 40% lượng thép.

● Kiểm tra bên thanh khi chịu tải trọng

- Đối với thanh cứng :

$$\sigma_1 = \frac{P - X_1}{A_1} - n_2 \sigma_{01} \leq \gamma R_1 \quad (6.11)$$

Thay  $X_1$  ở (6.4) vào (6.11) ta có :

$$\sigma_1 = \frac{PE_1}{E_1 A_1 + E_2 A_2} - n_2 \sigma_{01} \leq \gamma R_1 \quad (6.12)$$

- Đối với dây căng :

$$\sigma_2 = \frac{PE_2}{E_1A_1 + E_2A_2} + n_1\sigma_{02} \leq \gamma R_2 \quad (6.13)$$

trong đó  $n_1, n_2$  là các hệ số vượt tải lấy như sau :

$n_1 = 1,1$  kể đến khả năng tăng ứng suất trước so với tính toán;

$n_2 = 0,9$  kể đến khả năng giảm ứng suất trước so với tính toán;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc của kết cấu.

Khi có các phương pháp đo lực căng chính xác thì  $n_1 = n_2 = 1$ .

• Kiểm tra ổn định của thanh trong quá trình ứng suất trước

Khi ứng suất nén trước quá lớn, thanh cũng có thể bị mất ổn định. Có hai khả năng kiểm tra :

- Khi theo chiều dài thanh không có các vách cứng để liên kết thanh cứng với dây căng, thanh được kiểm tra ổn định bình thường như thanh chịu nén, hai đầu liên kết khớp.

- Khi theo chiều dài thanh bố trí các vách cứng, tại các điểm có vách cứng thanh bị ngăn cản chuyển vị ngang (do dây căng giữ lại), thanh làm việc như thanh hai đầu khớp, tựa trên các gối đàn hồi trung gian là các vách cứng. Ta có lực nén tới hạn :

$$n_1X = \frac{(n+1)^2\pi^2E_1J_1}{l^2}, \quad (6.14)$$

trong đó  $n$  - số vách cứng bố trí đều theo chiều dài thanh ;

$n_1$  - hệ số vượt tải ;

$E_1J_1$  - độ cứng của thanh ;

$l$  - chiều dài của thanh.

So với công thức Euler của thanh hai đầu khớp, lực tới hạn của thanh có vách cứng tăng  $(n+1)^2$  lần. Nếu thanh được liên kết liên tục với dây căng trên toàn bộ chiều dài thì thanh không thể bị mất ổn định, giá trị lực căng tới hạn được xác định theo điều kiện bền  $X = R_1A_1$ .

• Tính lực căng kiểm tra khi kể đến sự chùng ứng suất và biến dạng của neo

Sau khi thành lập ứng suất trước, lực căng trong dây có thể bị giảm bớt do biến dạng của các thiết bị neo và do sự chùng ứng suất của dây căng. Vì vậy lực căng thực tế (lực căng kiểm tra) phải lớn hơn so với lực căng tính toán. Lực căng kiểm tra được tính theo công thức :

$$X_k = \frac{X}{0,95} + \Delta_n \frac{A_2E_2}{l_2}, \quad (6.15)$$

trong đó 0,95 - hệ số kể đến sự chùng ứng suất của dây căng ;

$l_2$  - chiều dài dây căng ;

$\Delta_n$  - biến dạng của neo,

$\Delta_n = 0,1$  cm đối với neo chêm và neo bằng êcu,

$\Delta_n = 0,2$  cm khi neo có dùng các bản đệm.

Nếu dây căng gồm nhiều nhánh thì sẽ căng lần lượt từng nhánh hay từng cặp. Khi căng những nhánh sau, các nhánh trước (đã căng) sẽ bị mất ứng suất. Để lực trong các nhánh sau khi căng đều nhau, lực căng trong các nhánh căng trước phải lớn hơn lực căng các nhánh căng sau. Lực căng của nhánh thứ  $i$  tính theo công thức :

$$X_i = \frac{X(\beta + t)}{t(\beta + i)}, \quad (6.16)$$

trong đó  $X$  - lực căng tính toán trong dây căng ;

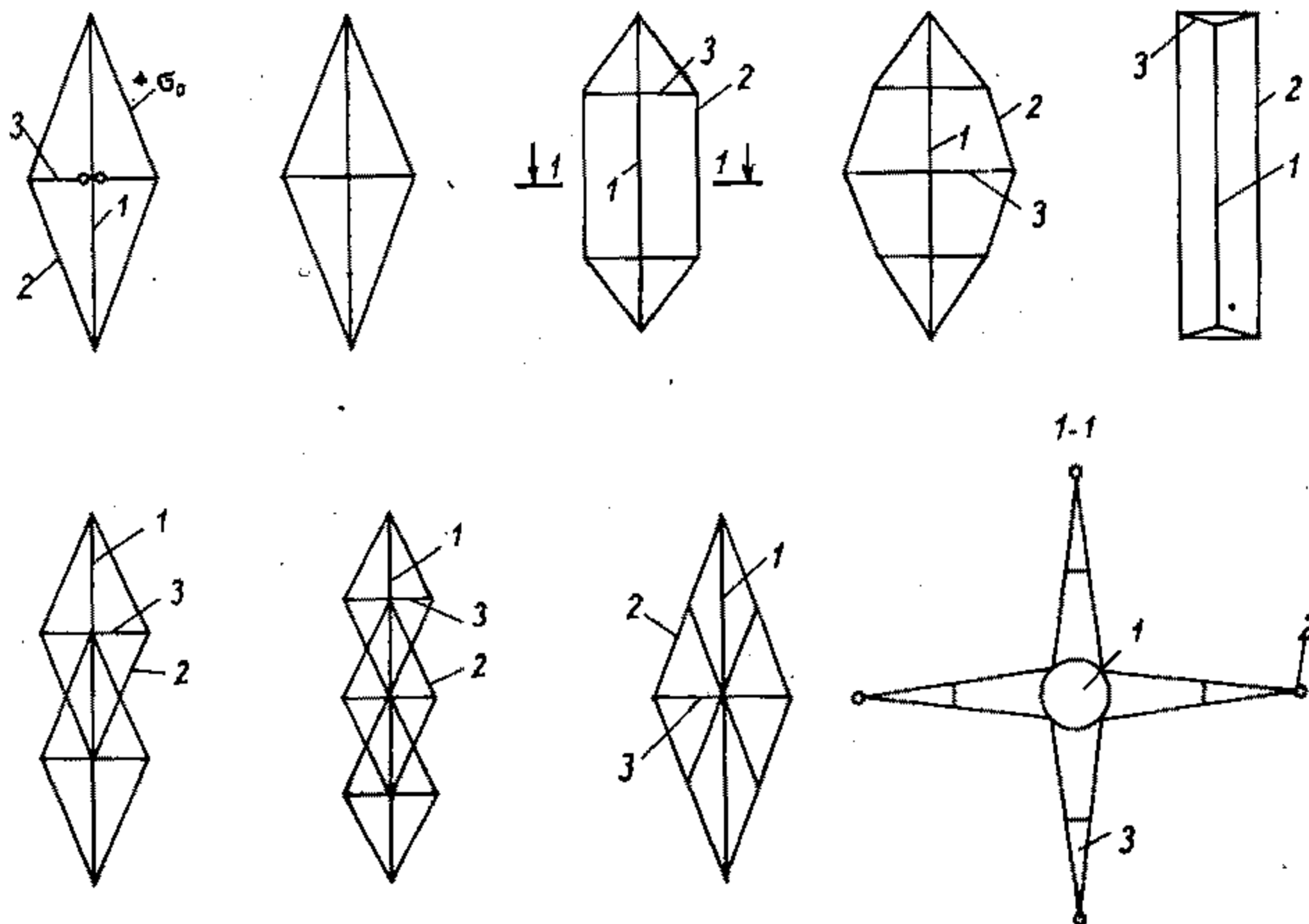
$t$  - số lượng các thanh được căng lần lượt ;

$$\beta = \frac{E_1 A_1}{A_2 E_2} t.$$

## 2. Thanh chịu nén đúng tâm ứng suất trước

### a. Phạm vi dùng, cấu tạo

Trong phạm vi thanh nén, biện pháp ứng suất trước thường chỉ dùng cho các thanh mảnh chịu nén đúng tâm để tăng khả năng ổn định của chúng và làm



**Hình 6.18. Sơ đồ thanh chịu nén ứng suất trước bằng hệ giằng (cột hình quả trám)**

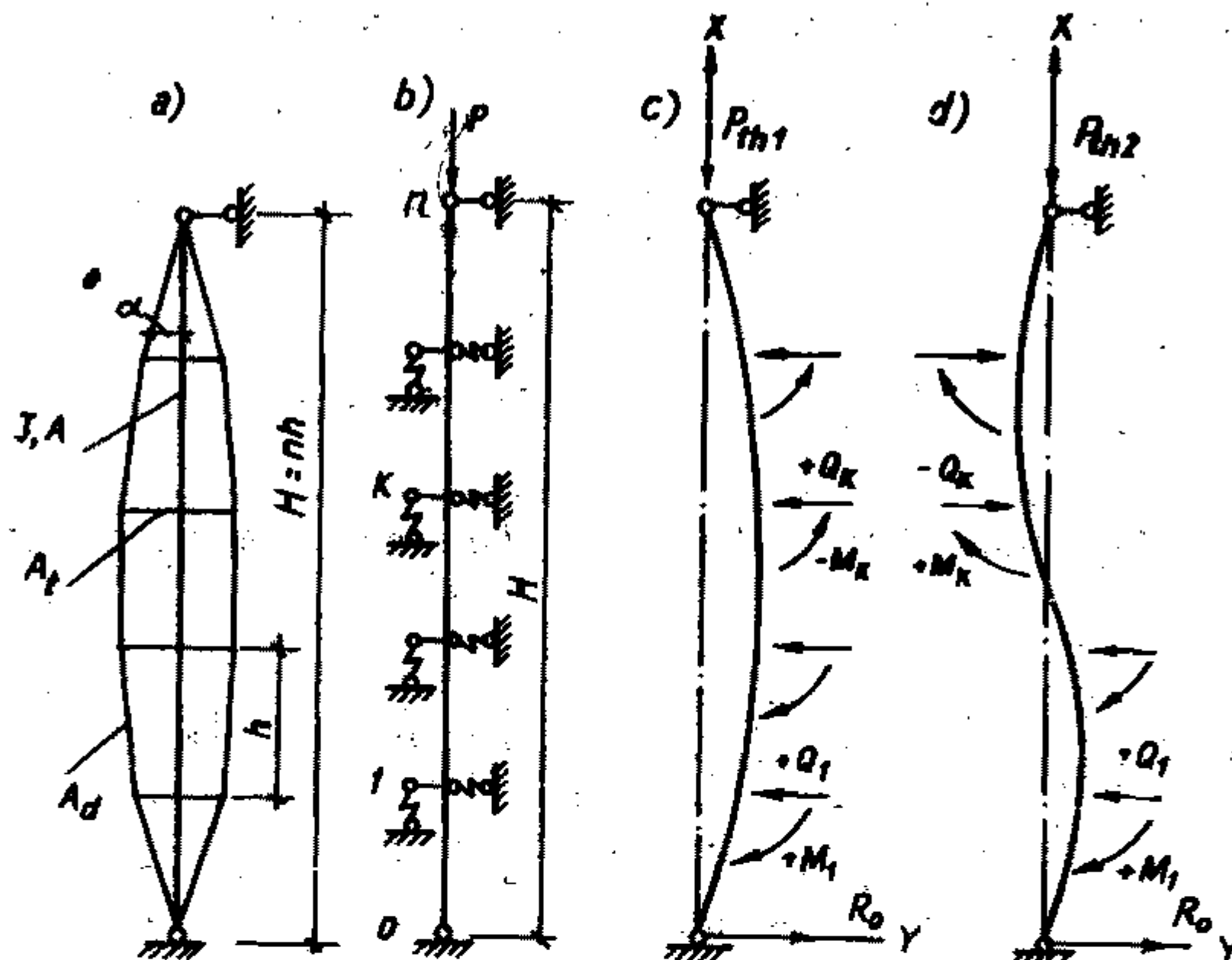
1- thân trụ; 2- dây căng; 3- thanh chống.

trong đó  $(k-1)h \leq X_k \leq kh$  ;

$y$  - độ võng của thanh tại điểm  $k$ .

$$R_0 = \frac{1}{n} \left[ \sum_{i=1}^{n-1} (n-i)Q_i + \frac{1}{h} \sum_{i=1}^{n-1} M_i \right] \quad (6.19)$$

là phản lực ngang tại gối dưới do tổng các lực  $Q_k$  và  $M_k$  gây ra ( $k = 1, 2, \dots, n-1$ ), suy từ phương trình cân bằng  $\sum M_n = 0$ .



Hình 6.20. Sơ đồ tính toán thanh quả trám nhiều lớp

Lời giải tổng quát của phương trình (6.19) có dạng :

$$y(k) = \frac{R_0 x_k}{U^2 EJ} + C_1 \cos Ux_k + C_2 \sin Ux_k - \frac{1}{U^3 EJ} \sum_{i=1}^k \left[ U(x_k - ih) - \sin U(x_k - ih) \right] Q_i - \frac{1}{U^2 EJ} \sum_{i=1}^k \left[ 1 - \cos U(x_k - ih) \right] M_i \quad (6.20)$$

trong đó  $U^2 = \frac{P_{th}}{EJ}$  ;

$P_{th}$  - lực nén tới hạn Euler của riêng thân.

Dùng các điều kiện biên đối với mút trên và dưới của thanh :

$$x_k = 0 ; \quad y(0) = 0 \text{ có } C_1 = 0 ;$$

$$x_k = nh ; \quad y(nh) = 0 \text{ có } C_2 = \frac{A_{th}^3}{EJv^3 \sin nv}$$



$$\text{Với } \nu = hU = h\sqrt{\frac{P_{th}}{EJ}}$$

$$A_n = -n\nu R_0 + \sum_{i=1}^{n-1} [(n-i)\nu - \sin(n-i)\nu] Q_i + \frac{\nu}{h} \sum_{i=1}^{n-1} [1 - \cos(n-i)\nu] M_i$$

Thay  $x = kh$  và giá trị của  $C_2$  vào phương trình (6.20) ta có độ võng tại điểm  $k$  :

$$\delta_k = \frac{h^3}{EJ\nu^3} \left\{ k\nu R_0 + A_n \frac{\sin k\nu}{\sin n\nu} - \sum_{i=1}^{k-1} [(k-i)\nu - \sin(k-i)\nu] Q_i - \frac{\nu}{h} \sum_{i=1}^{k-1} [1 - \cos(k-i)\nu] M_i \right\} \quad (6.21)$$

Tương tự, đạo hàm (6.20), thay  $x = kh$  vào  $y'(h)$  ta có góc xoay tại điểm  $k$  :

$$\theta_k = \frac{h^2}{EJ\nu^2} \left\{ R_0 + A_n \frac{\cos k\nu}{\cos n\nu} - \sum_{i=1}^{k-1} [1 - \cos(k-i)\nu] Q_i - \frac{\nu}{h} \sum_{i=1}^{k-1} \sin(k-i)\nu M_i \right\} \quad (6.22)$$

Tách từ hai phương trình (6.21) và (6.22) số hạng chung  $A_n \frac{\cos k\nu}{\sin n\nu}$  (nhận được từ việc biến đổi các số hạng  $A_n \frac{\sin k\nu}{\sin n\nu}$  và  $A_n \frac{\cos k\nu}{\cos n\nu}$ , cho các phần còn lại của hai phương trình đó cân bằng nhau, thay thế  $R_0$  qua  $Q_i, M_i$  từ (6.19), đồng thời dùng (6.17) ta có thể lập được  $(n-1)$  phương trình quan hệ của  $Q_k$  và  $M_k$  dạng :

$$\sum_{i=1}^{k-1} \left[ n \frac{\sin i\nu}{\cos k\nu} - i \operatorname{tg} k\nu - i(n-k)\nu \right] Q_i + \left[ n\bar{\alpha}_k \frac{EJ}{h^3} \nu^3 + (n-k)(\operatorname{tg} k\nu - k\nu) \right] Q_k + ( \operatorname{tg} k\nu - k\nu ) \sum_{i=k+1}^{n-1} (n-i) Q_i - \frac{1}{h} \left\{ \sum_{i=1}^{k-1} \left[ n\nu \frac{\cos i\nu}{\cos k\nu} - \operatorname{tg} k\nu - (n-k)\nu \right] M_i - \left( n\bar{\beta}_k \frac{EJ}{h} \nu^2 \operatorname{tg} k\nu + \operatorname{tg} k\nu - k\nu \right) M_k - (\operatorname{tg} k\nu - k\nu) \sum_{i=k+1}^{n-1} M_i \right\} = 0 \quad (6.23)$$

Phương trình (6.23) thể hiện điều kiện của dạng cân bằng mới của thanh. Điều này dẫn đến phương trình đặc trưng (đóng vai trò hệ số của  $Q$  và  $M$ ) và của  $\nu(\bar{\alpha}_k, \bar{\beta}_k) = 0$ .

Để có thể tìm được tất cả các  $Q_k$  và  $M_k$  ta dùng thêm điều kiện biên.

+ Khi mất ổn định theo dạng 1 :

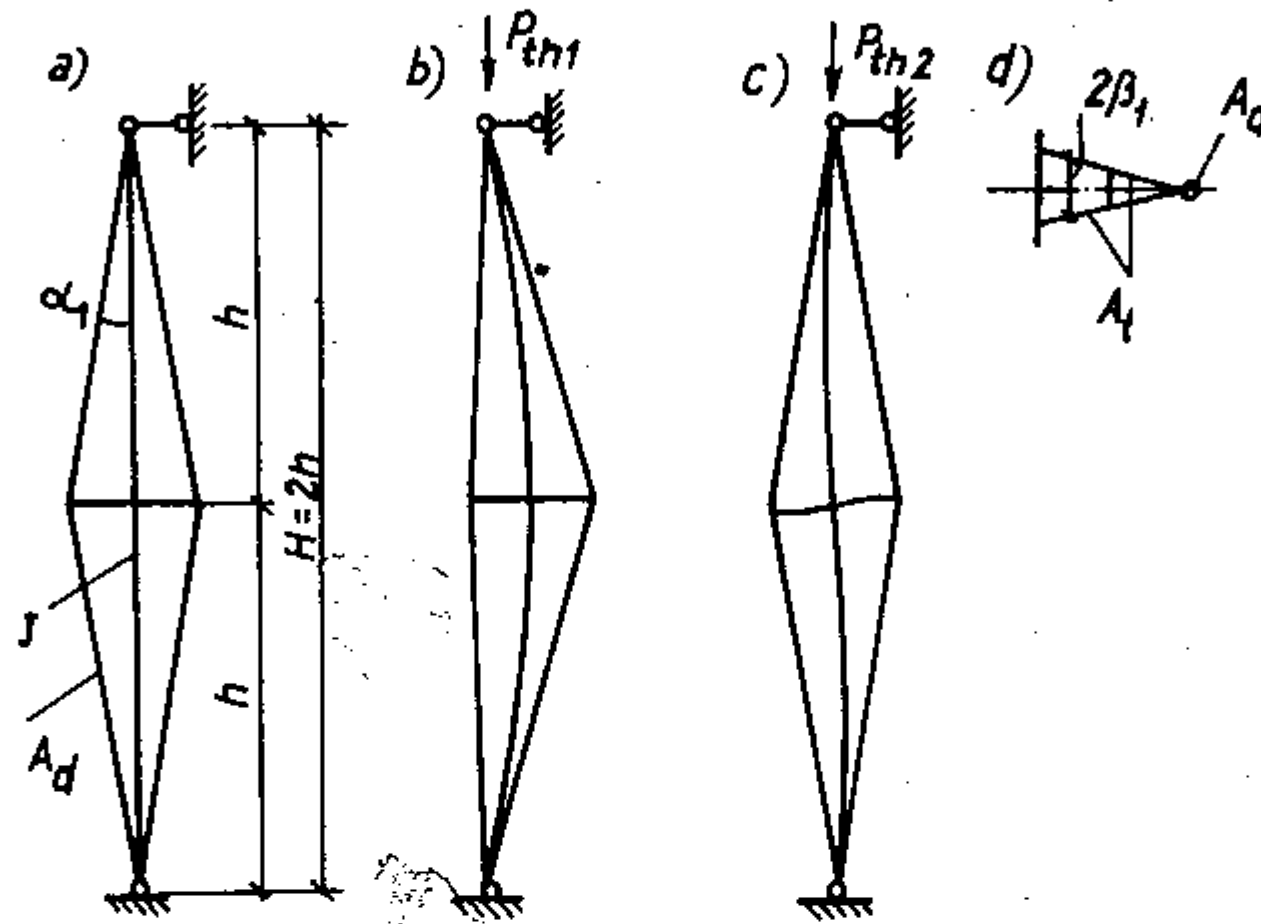
$$Q_{n-k} = Q_k ; \quad M_{n-k} = -M_k ; \quad M_{n/2} = 0 \quad (6.24)$$

+ Khi mất ổn định theo dạng 2 :

$$Q_{n-k} = -Q_k ; \quad M_{n-k} = M_k ; \quad Q_{n/2} = 0. \quad (6.25)$$

Như vậy thực chất chỉ có  $(n - 1)$  ẩn số, với  $(n - 1)$  phương trình dạng (6.23) có thể tìm được toàn bộ các ẩn số  $Q_k$  và  $M_k$ .

Để minh họa, xét trường hợp thanh quả trám có hai lớp (h.6.21a).



Hình 6.21. Thanh quả trám hai lớp

Dùng phương trình (6.23) khi  $n = 2$  có :

$$\left(2\bar{\alpha}_1 \frac{EJ}{h^3} \nu^3 + \operatorname{tg} \nu - \nu\right) Q_1 - \frac{1}{h} \left(2\bar{\beta}_1 \frac{EJ}{h} \nu^2 \operatorname{tg} \nu + \operatorname{tg} \nu - \nu\right) M_1 = 0. \quad (6.26)$$

Chia làm hai khả năng :

- Khi mất ổn định theo trường hợp 1 ( $M_1 = 0$ , hình 6.21b), phương trình đặc trưng (6.23) có dạng :

$$\frac{\nu_1^3}{\operatorname{tg} \nu_1 - \nu_1} = -\frac{h^3}{2\bar{\alpha}_{11} EJ}, \quad (6.27)$$

trong đó  $\bar{\alpha}_{11}$  - hệ số biến dạng thẳng (ngang) tại nút 1 do  $Q_1 = 1$  gây ra. Giá trị  $\bar{\alpha}_{11}$  tìm được từ việc giải bài toán siêu tĩnh dạng quả trám :

$$\bar{\alpha}_{11} = \frac{3(n-1)k(n-k)}{4n(n+1)} \frac{h\Phi}{EA_d \operatorname{tg}^2 \alpha_1} = \frac{h\Phi}{8EA_d \operatorname{tg}^2 \alpha_1}, \quad (6.28)$$

với 
$$\Phi = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\cos^3 \alpha_i} = \frac{2}{\cos^3 \alpha_1}, \quad (6.29)$$

trong đó  $\alpha_i$  - góc nghiêng của dây căng với thân cột.

Thay giá trị của  $\bar{\alpha}_{11}$  theo (6.28) vào (6.27) ta có :

$$\frac{v_1^3}{\text{tg}v_1 - v_1} = \frac{2A_d h^2 \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1}{J} \quad (6.30)$$

- Mất ổn định theo trường hợp 2 : khi độ cứng của thanh chống nhỏ, khi đó  $Q_1 = 0$  (h.6.21c). Từ phương trình (6.26) ta có :

$$\frac{v_2^2 \text{tg}v_2}{\text{tg}v_2 - v_2} = - \frac{h}{2\bar{\beta}_{12} EJ} \quad (6.31)$$

Từ điều kiện biến dạng đàn hồi do mômen  $M_1 = 1$  của dạng thanh chống ngang hình tam giác (h.6.21d) góc giữa hai nhánh là  $2\beta_1$ , giải bài toán siêu tĩnh của dạng quả trám có hệ số biến dạng xoay :

$$\bar{\beta}_{12} = \frac{1 + \frac{A_d \sin \alpha_1 \cos^2 \alpha_1}{A_t \sin^2 \beta_1 \cos \beta_1}}{4EA_d h \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1} \quad (6.32)$$

Để có điều kiện ổn định đều theo trường hợp 1 và 2 thì  $v_1 = v_2 = v$ . Giải đồng thời (6.27) và (6.31) ta có :

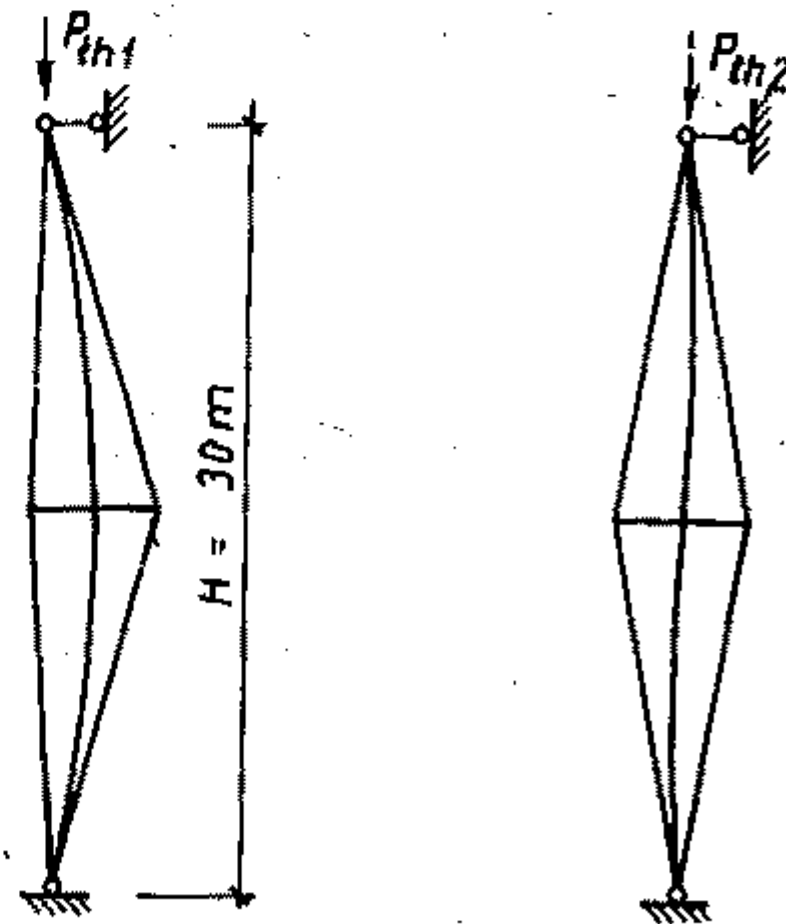
$$\frac{v}{\text{tg}v} = \frac{\bar{\beta}_{12}}{\bar{\alpha}_{11}} h^2 \quad (6.33)$$

Thay vào (6.33) giá trị  $\bar{\alpha}_{11}$  theo (6.28) và  $\bar{\beta}_{12}$  theo (6.32) ta có phương trình :

$$\frac{v}{\text{tg}v} = 1 + \frac{A_d \sin \alpha_1 \cos^2 \alpha_1}{A_t \sin^2 \beta_1 \cos \beta_1} \quad (6.34)$$

Từ (6.34) nếu ấn định trước giá trị của  $v$  (tức là cho trước  $h, J, P_{th}$ ) thì tìm được quan hệ giữa  $A_d$  và  $A_t$  để bảo đảm điều kiện ổn định đều.

*Ví dụ 6.1.* Thiết kế cột quả trám, (h.6.22), chiều cao cột  $H = 30$  m, chiều dày thân (thép ống)  $\delta = 1$  cm. Thanh chống gồm hai nhánh hợp với nhau góc  $2\beta_1$  với  $\text{tg}\beta_1 = 0,15$ . Cường độ tính toán và môđun đàn hồi của thép làm thân cột  $R = 210$  MPa;  $E = 2,1 \cdot 10^5$  MPa. Hệ số điều kiện làm việc  $\gamma_1 = 0,9$ ; hệ số vượt tải  $n_1 = 1,1$  ( $R_1 = \gamma_1 R / n_1 = 171,8$  MPa). Lực nén tính toán  $P' = 1000$  kN. Lực



Hình 6.22. Ví dụ thiết kế cột quả trám

kéo trước trong mỗi dây căng gây lực nén trong thân  $T = 10 \text{ kN}$ . Dây căng hợp với thân góc  $\alpha_1$  có  $\text{tg}\alpha_1 = 0,1$ . Hệ số an toàn khi tính ổn định  $k \geq 2$ .

Tìm đường kính ngoài của thân, diện tích thanh căng  $A_d$  và diện tích thanh chống  $A_t$ .

1) *Xác định đường kính ngoài  $D$  của thân*

- Tải trọng tác dụng lên thân khi kể cả lực nén do căng dây :

$$N' = P' + 4T = 1000 + 4 \cdot 10 = 1040 \text{ kN.}$$

- Khi chia thân làm hai đoạn, chiều dài mỗi đoạn  $h = 15 \text{ m}$ , với hệ số biến đổi chiều dài tính toán  $\mu = 0,8$ , chiều dài tính toán mỗi đoạn là :

$$l_0 = \mu h = 0,8 \cdot 15 = 12 \text{ m.}$$

- Theo điều kiện ổn định của mỗi đoạn thân chịu lực nén  $N' = 1040 \text{ kN}$  và dựa theo bảng thép hình chọn thép ống làm thân có  $D = 35,1 \text{ cm}$ ;  $\delta = 1 \text{ cm}$ ; diện tích tiết diện ngang  $A = 107 \text{ cm}^2$ ; mômen quán tính  $J = 15580 \text{ cm}^4$ ; bán kính quán tính  $i = 12,1 \text{ cm}$ .

- Với thép ống đã chọn, khi  $H = 30 \text{ m}$  có độ mảnh  $\lambda = 248$  và lực nén tới hạn  $P_{th} = 359 \text{ kN}$ , vì vậy phải tăng cường thân bằng hệ dây và thanh chống.

- Với chiều cao tính toán  $l_0 = 12 \text{ m}$ , với thép ống đã chọn có độ mảnh  $\lambda = 99,2$ , hệ số uốn dọc  $\varphi = 0,607$  và lực nén tới hạn :

$$N = R_1 A \varphi = 17,18 \cdot 107 \cdot 0,607 = 1120 \text{ kN.}$$

Tải trọng tính toán  $P = N - 4T = 1080 \text{ kN}$ .

Dùng hệ số an toàn ổn định  $k = 2$  ta có :

$$P'_{th} = 2P = 2160 \text{ kN.}$$

2) *Tính thiết diện thanh căng*

- Tính  $\nu'$

$$\nu' = h \sqrt{\frac{P'_{th}}{EJ}} = 3,86$$

Thay  $\nu'$  vào công thức (6.30) tìm được diện tích thanh căng  $A'_d = 6,77 \text{ cm}^2$ . Chọn thanh căng có đường kính  $d = 30 \text{ mm}$  có  $A_d = 7,07 \text{ cm}^2$ , tương ứng với  $\nu = 3,9$ ;  $P_{th} = 2210 \text{ kN}$ .

3) *Tính diện tích thanh chống ngang*

Thay  $\nu = 3,9$ ;  $A_d = 7,07 \text{ cm}^2$  vào phương trình (6.34) tìm được diện tích thanh chống ngang  $A_t = 10,28 \text{ cm}^2$ . Chọn mỗi nhánh của thanh chống là thép góc L  $56 \times 56 \times 5$  có diện tích  $5,41 \text{ cm}^2$ .

## § 6.4. DẦM ỨNG SUẤT TRƯỚC

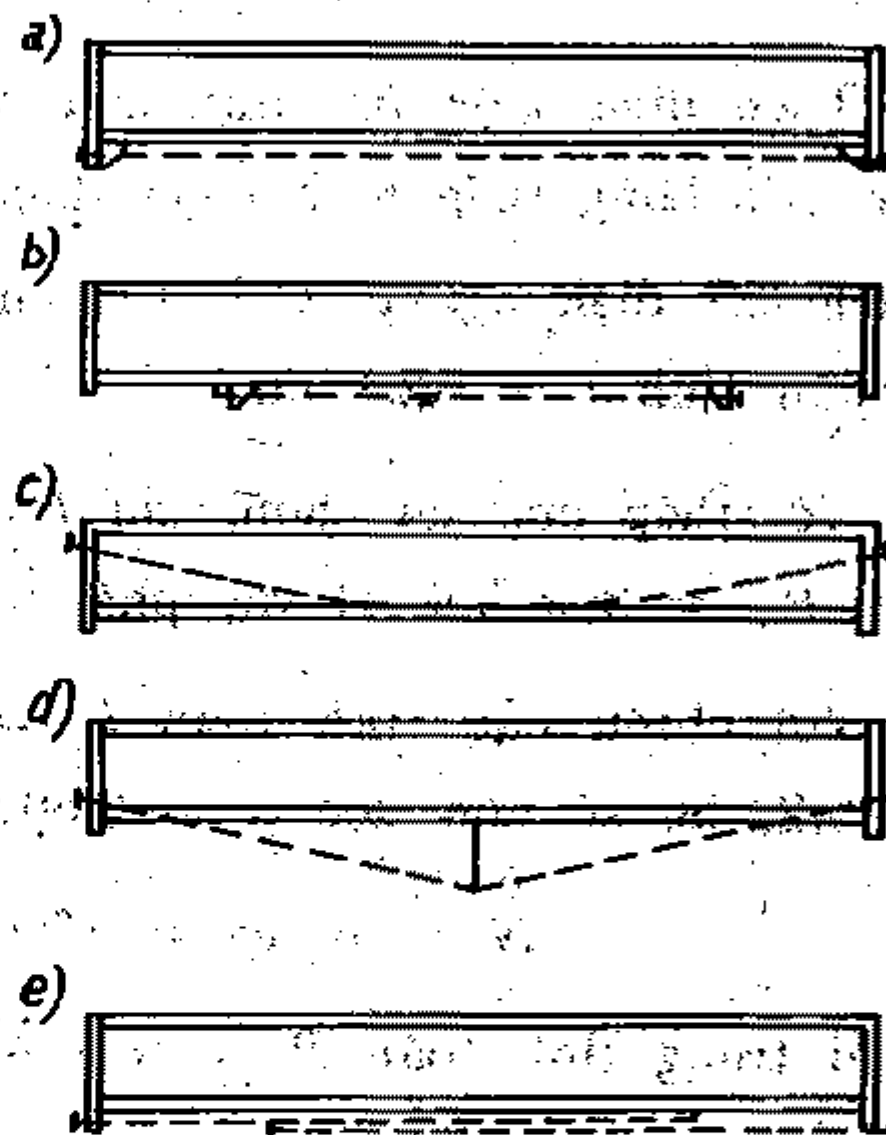
### 1. Dầm ứng suất trước bằng thanh (dây) căng

#### a. Cách bố trí dây căng và cấu tạo tiết diện dầm

##### • Bố trí dây căng

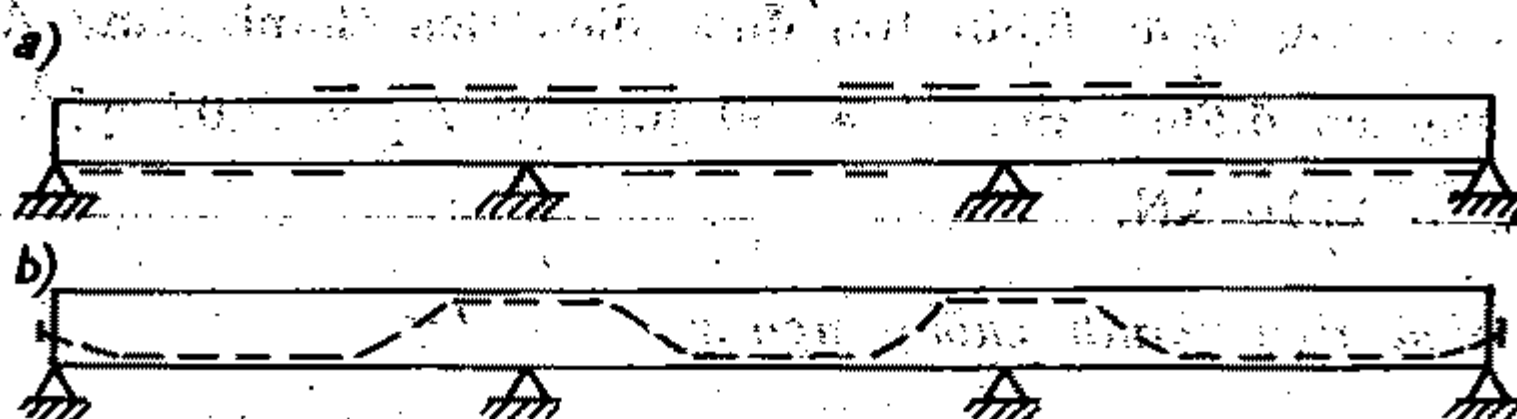
Trong dầm ứng suất trước chịu uốn ngang, dây căng được bố trí ở gần cánh chịu kéo, có dạng thẳng hoặc gãy khúc (h.6.23).

Trong dầm đơn giản, dây căng bố trí ở khoảng giữa nhịp, nơi có mômen uốn lớn (h.6.23b). Trong những dầm chịu tải trọng đối dấu, rung động, không nên bố trí neo ở trong nhịp, để bị phá hoại giòn do ứng suất tập trung, khi đó bố trí neo ở hai đầu mút dầm (h.6.23a). Cách bố trí dây căng gãy góc (h.6.23c, d) có ưu điểm là tạo được ứng suất trước có giá trị thay đổi theo chiều dài dầm. Chỗ có mômen lớn thì giá trị ứng suất trước lớn. Ngoài ra theo sơ đồ (h.6.23d), thanh chống tạo phản lực làm giảm tải trọng. Khi nhịp lớn, có thể bố trí nhiều nhánh dây căng chòm nhau ở chỗ giữa dầm (h.6.23e).



Hình 6.23. Bố trí dây căng trong dầm ứng suất trước

Để bảo đảm ổn định cho cánh dưới trong quá trình ứng suất trước, cánh dưới được liên kết với dây căng qua các mẫu giữ (giống vách cứng trong thanh chịu kéo).



Hình 6.24. Bố trí dây căng ở trong dầm liên tục

Dây căng càng xa trọng tâm tiết diện, hiệu quả ứng suất trước càng lớn.

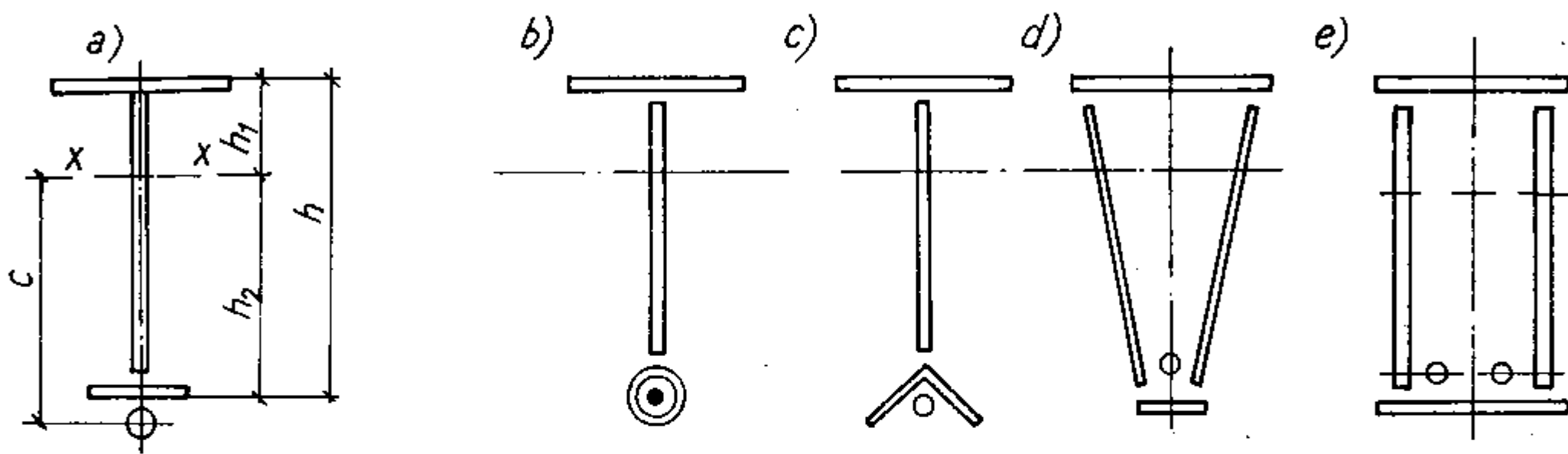
Tuy nhiên việc đặt xa cánh dưới sẽ khó cấu tạo liên kết neo và mẫu giữ.

Trong dầm liên tục, dây căng được bố trí ở những nơi có mômen gây kéo lớn. (h.6.24a).

Để giảm số lượng neo, dây căng có thể bố trí cong liên tục (h.6.24b)

● **Cấu tạo tiết diện dầm ứng suất trước**

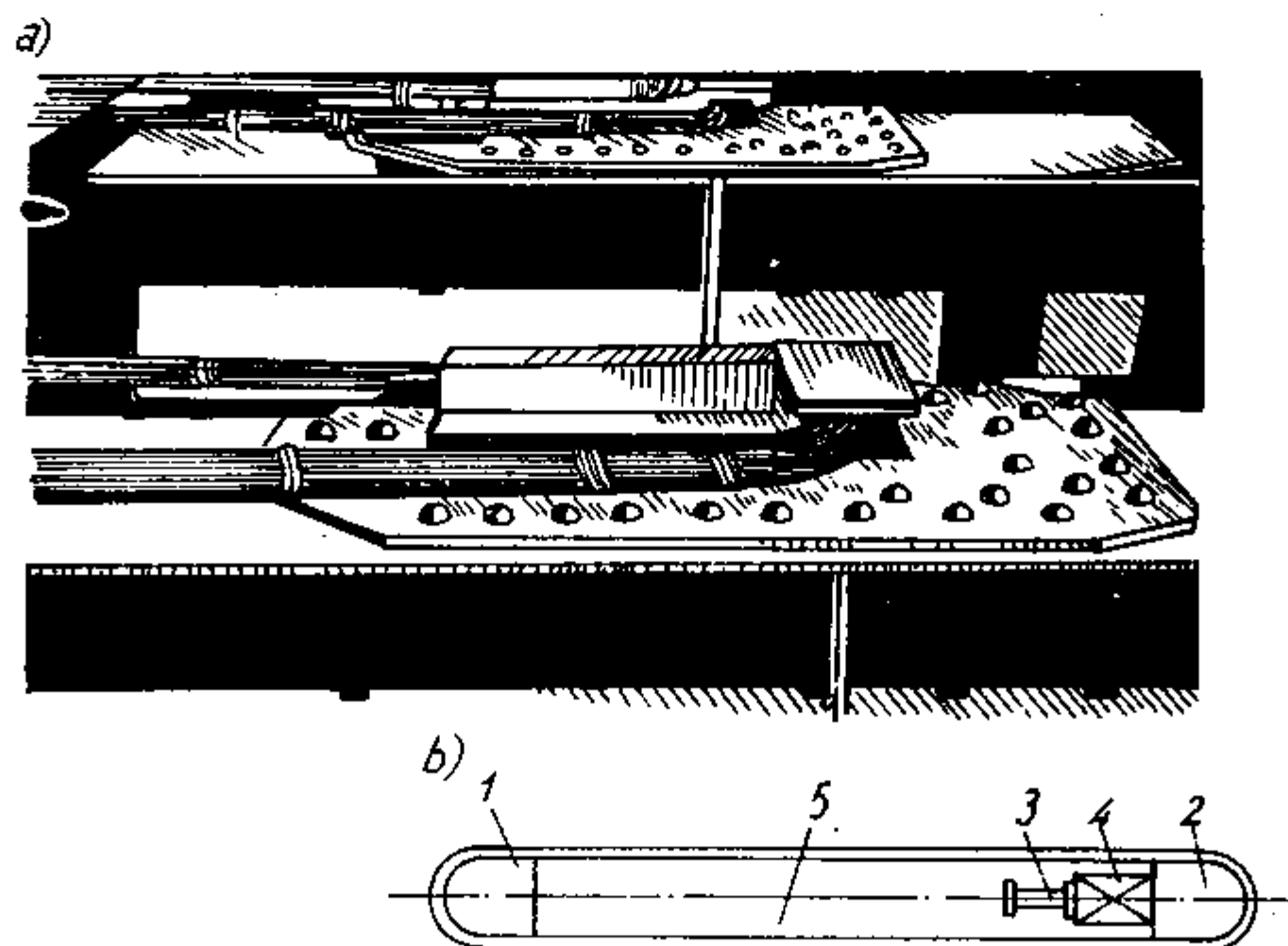
Tiết diện dầm ứng suất trước (h.6.25) thường có dạng không đối xứng, cánh nhỏ ở phía dây căng. Tiết diện có thể gồm ba thép tấm hàn lại (h. 6.25a) hoặc để tăng khả năng chịu nén (khi tạo ứng suất trước) cánh dưới được thay bằng thép ống hoặc thép góc (h.6.25b, c). Khi dầm lớn, có thể dùng tiết diện hai bán bụng (h.6.25d, e), dây căng đặt trong.



Hình 6.25. Các loại tiết diện dầm ứng suất trước

● **Cấu tạo dây (thanh) căng và neo**

Dây căng có thể là cáp bện, bó sợi cường độ cao hoặc thép thanh. Để căng dây, thường dùng kích hoặc đốt nóng bằng điện (đối với thanh căng bằng thép tròn).

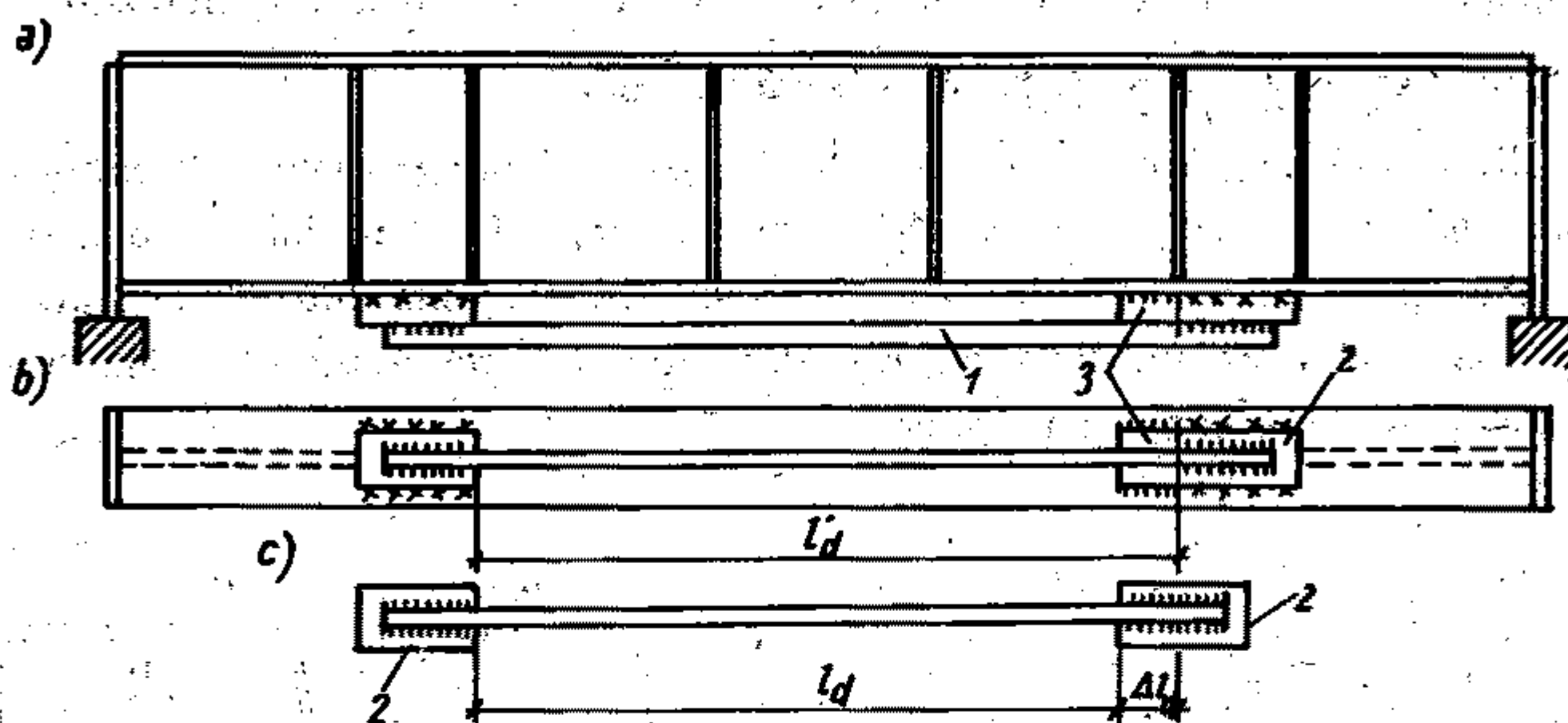


Hình 6.26. Dây căng dạng vòng quán

1- gối cố định ; 2- gối di động ; 3- gối kích ; 4- kích ; 5- vòng dây.

Khi căng dây bằng kích, dùng các loại neo cọc, neo chêm hình nón, hoặc giữ bằng ốc như đã nói ở mục §6.2.

Ngoài các dây căng dạng thẳng có thể dùng dây căng dạng vòng quán (h.6.26). Bó dây được quán quanh gối cố định và gối di động. Kích gối di động để căng dây, khi đã đủ lực sẽ cố định gối di động bằng bulông hoặc hàn.



Hình 6.27. Căng thanh bằng đốt nóng điện

1- thanh căng ; 2- bán gối ; 3- mẫu hàn sẵn

Khi căng thanh bằng đốt nóng điện (h.6.27) hai đầu thanh được hàn sẵn vào hai bán thép (bán gối). Chiều dài ban đầu của thanh là  $l_d$ . Một đầu thanh được hàn trước vào cánh dầm, đầu kia được hàn sau khi đã đốt nóng thanh đến chiều dài cần thiết  $l_d$ . Thanh biến dạng dài đoạn  $\Delta l = l_d - l_d$ . Thanh nguội lại, không co vào được sẽ gây ứng suất trước trong dầm. Có thể dùng mẫu hàn sẵn có chiều dài  $\Delta l_d$  để khống chế biến dạng dài khi đốt nóng.

- Xác định khoảng cách giữa các mẫu giữ để liên kết dây căng và cánh dưới



Hình 6.28. Mẫu giữ liên kết cánh dưới với thanh

Khoảng cách  $l'$  giữa các mẫu giữ (h.6.28) được xác định gần đúng theo điều kiện ổn định cánh dưới khi chịu nén do ứng suất trước :

$$\sigma_x = \frac{n_1 X}{A} + \frac{n_1 X c}{W} \leq \varphi R, \quad (6.35)$$

trong đó  $\varphi$  - hệ số uốn dọc cánh dưới, xác định theo độ mảnh cánh dưới với trục thẳng đứng ứng với chiều dài tự do bằng khoảng cách giữa các mẫu giữ ;

$X$  - lực căng trước trong dây ;

$c$  - khoảng cách từ trọng tâm căng dây đến trọng tâm tiết diện dầm (h. 6.25a) ;

$A$  - diện tích tiết diện dầm ;

$W$  - mômen chống uốn thứ ngoài của cánh dưới của tiết diện dầm lấy với trục  $x$  ;

$n_1$  - hệ số vượt tải của ứng suất trước,  $n_1 = 1,1$ .

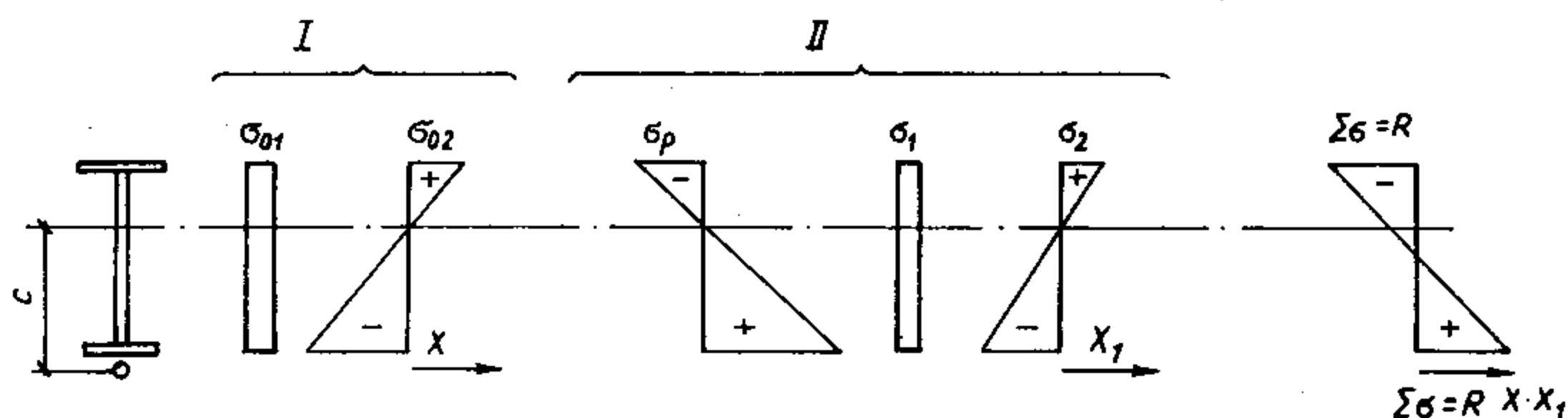
Từ công thức (6.35) có thể xác định được lực căng trước  $X$

$$X = \frac{R\varphi AW}{(W + cA)n_1} \quad (6.36)$$

### b. Tính toán dầm ứng suất trước

#### • Kiểm tra bên dầm ứng suất trước

Xét dầm ứng suất trước (h.6.29), khảo sát sự làm việc của dầm trong giai đoạn đàn hồi tại tiết diện có mômen uốn lớn nhất, có thể chia làm hai giai đoạn.



Hình 6.29. Trạng thái ứng suất của dầm trong giai đoạn đàn hồi

I- Giai đoạn suất trước ; II- Giai đoạn chịu tải trọng

♦ *Giai đoạn I* : khi thành lập ứng suất trước. Lực căng  $X$  trong dây gây ra các ứng suất trước trong dầm.

$$\sigma_{01} = \frac{X}{A} ; \sigma_{02} = \frac{Xc}{J} y ,$$

trong đó  $A$  - diện tích tiết diện ngang dầm;

$y$  - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện dầm đến thứ tính ứng suất.

♦ *Giai đoạn II* : dầm chịu tải trọng cho đến khi những thứ biên đạt đến cường độ tính toán  $R$ . Trong dây căng này sinh thêm tự ứng lực  $X_1$ , lực  $X_1$  gây ra ứng suất trong tiết diện dầm :

$$\sigma_1 = \frac{X_1}{A} ; \sigma_2 = \frac{X_1 c}{J} y .$$



Các ứng suất này ngược dấu với ứng suất do tải trọng gây ra

$$\sigma_p = \frac{M}{Jy}$$

Công thức kiểm tra bền của dầm trong giai đoạn làm việc đàn hồi có dạng :

+ Đối với cánh trên của dầm :

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_1} + \frac{n_2 X + X_1}{A} - \frac{(n_2 X + X_1) h_2}{W_1} \leq \gamma R \quad (6.37)$$

+ Đối với cánh dưới của dầm :

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_2} - \frac{n_2 X + X_1}{A} - \frac{(n_2 X + X_1) h_2}{W_2} \leq \gamma R \quad (6.38)$$

Cánh dưới của dầm khi thành lập ứng suất trước.

$$\sigma'_2 = \frac{n_1 X}{A} + \frac{n_1 X h_2}{W_2} \leq \gamma R \quad (6.39)$$

+ Đối với dây căng khi chịu tải :

$$\sigma_d = \frac{n_1 X + X_1}{A_d} \leq \gamma R_d \quad (6.40)$$

Trong các công thức trên coi như dây căng đặt sát cánh dưới ( $e = h_2$ ), đối với dầm cao ( $h > 1$  m) và dây căng đặt gần cánh dưới ( $0,05 + 0,1$  m) giả thiết trên gây sai số không đáng kể.

$n_1 = 1,1$  ;  $n_2 = 0,9$  - các hệ số vượt tải khi ứng suất trước ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc (các công thức tiếp lấy  $\gamma = 1$ ) ;

$W_1, W_2$  - mômen kháng của thớ trên và dưới của tiết diện dầm.

Đặt  $\beta = \frac{n_2 X + X_1}{X}$  là hệ số tự ứng lực. Thay  $\beta$  vào các phương trình

(6.37) + (6.39) ta có :

$$\frac{M}{W_1} + \frac{\beta X}{A} - \frac{\beta X h_2}{W_1} \leq R ; \quad (6.41)$$

$$\frac{M}{W_2} - \frac{\beta X}{A} - \frac{\beta X h_2}{W_2} \leq R ; \quad (6.42)$$

$$\frac{n_1 X}{A} + \frac{n_1 X h_2}{W_2} \leq R. \quad (6.43)$$

• **Xác định các thông số tối ưu của dầm ứng suất trước**

Tiết diện của dầm ứng suất trước được coi là tối ưu khi tại tiết diện có mômen lớn nhất trong giai đoạn chát tải, ứng suất tại cánh trên, cánh dưới và trong dây căng đạt đến cường độ tính toán của vật liệu, và trong giai đoạn ứng suất trước, ứng suất ở cánh dưới đạt đến cường độ tính toán của vật liệu.

Khảo sát dầm tiết diện chữ I có dây căng dạng thẳng (h.6.30), để thuận tiện cho việc thành lập các công thức về các thông số tối ưu của tiết diện dầm ta đưa vào các ký hiệu sau :

- Thông số đặc trưng cho tính không đối xứng của tiết diện chữ I :

$$a = \frac{h_2}{h_1} = \frac{W_2}{W_1} \quad (6.44)$$

- Độ mảnh của bản bụng :

$$k = \frac{h_b}{\delta} \quad (6.45)$$

$h_b$  - chiều cao bản bụng ;

- Đặc trưng phân bố vật liệu của tiết diện :

$$m = \frac{A_b}{A} ; \quad (6.46)$$

$$A = A_1 + A_2 + A_b ;$$

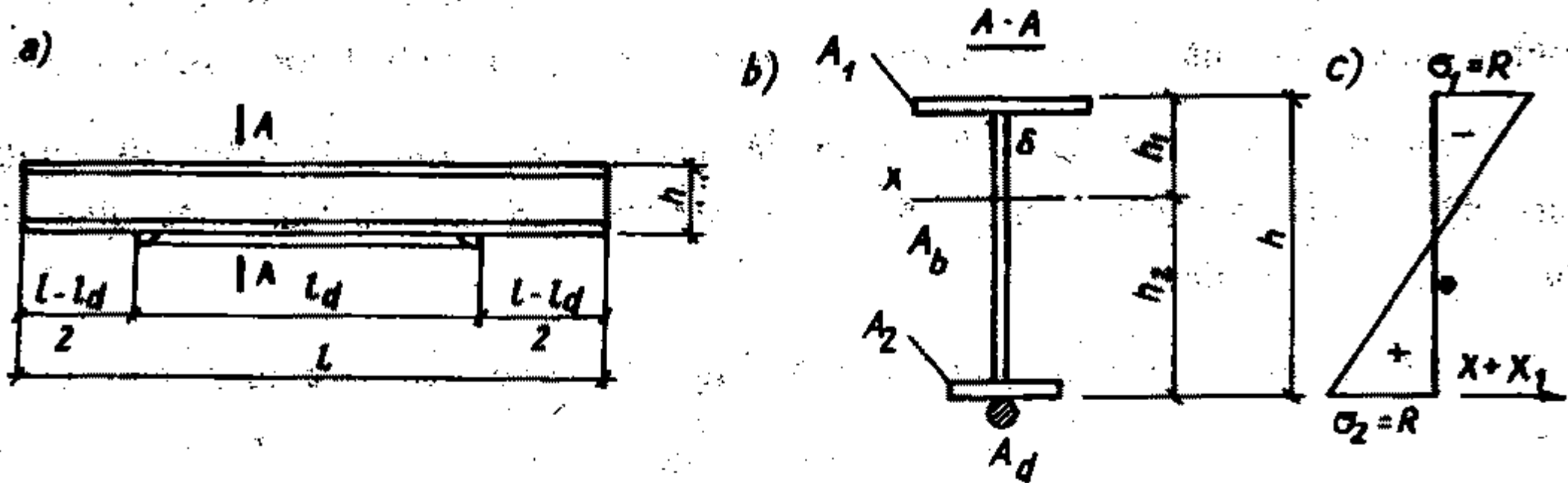
$A_1, A_2, A_b$  - diện tích cánh trên, cánh dưới và bản bụng của dầm.

Tất cả các đặc trưng hình học của dầm được thể hiện qua  $A, a, k$  và  $m$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_b = mA ; \\ A_1 = A \left( \frac{a}{a+1} - \frac{m}{2} \right) ; \\ A_2 = A \left( \frac{1}{a+1} - \frac{m}{2} \right) ; \\ h = \sqrt{Akm} ; h_1 = \frac{\sqrt{Akm}}{a+1} ; h_2 = \frac{a\sqrt{Akm}}{a+1} ; \\ W_1 = \sqrt{A^3km} \frac{6a - (a+1)^2m}{6(a+1)} ; \\ W_2 = \sqrt{A^3km} \frac{6a - (a+1)^2m}{6a(a+1)} ; \\ J_x = A^2km \frac{6a - (a+1)^2m}{6(a+1)} ; \end{array} \right. \quad (6.47)$$

Từ phương trình (6.41) rút  $M$  ra, thay  $X$  từ (6.43) và thay các đại lượng còn lại bằng các thông số không thứ nguyên của (6.47) ta được :

$$M = \frac{R\sqrt{A^2 km}}{6} \cdot \frac{[6a - (a+1)^2 m][6a - (a+1)(1-\beta)m]}{(a+1)[6a - (a+1)m]} \quad (6.48)$$



Hình 6.30. Xác định các thông số tối ưu của dầm  
1- bố trí dây căng; 2- tiết diện dầm; 3- biểu đồ ứng suất.

Tương tự như đối với (6.42) ta có :

$$M = \frac{R\sqrt{A^2 km}}{6} \cdot \frac{[6a - (a+1)^2 m](1+\beta)}{a(a+1)} \quad (6.49)$$

Cân bằng (6.48) và (6.49) có quan hệ giữa  $a$ ,  $m$  và  $\beta$  ở trạng thái ứng suất tối ưu của tiết diện :

$$\frac{6a - (1-\beta)(a+1)m}{6a - (a+1)m} = \frac{1+\beta}{a} \quad (6.50)$$

Từ (6.50) có thể xác định  $m$  qua  $a$  và  $\beta$

$$m = \frac{6a[a - (1+\beta)]}{(a+1)[a(1-\beta) - (1+\beta)]} \quad (6.51)$$

Hoặc quan hệ của  $a$  qua  $m$  và  $\beta$

$$a = \frac{m\beta - 3(1+\beta) - \sqrt{m^2 - 6m(1+\beta)^2 + 9(1+\beta)^2}}{m(1-\beta) - 6} \quad (6.52)$$

Thay giá trị của  $m$  theo (6.51) vào (6.48) nhận được giá trị của mômen tính toán  $M$  :

$$M = RD\sqrt{A^3 k} \quad (6.53)$$

và có diện tích cần thiết của tiết diện dầm :

$$A = \sqrt[3]{\frac{M^2}{D^2 R^2 k}} \quad (6.54)$$

với 
$$D = (1+\beta) \sqrt{\frac{6a^3(1-a)^2[a - (1+\beta)]}{(a+1)^3[a(1-\beta) - (1+\beta)]^3}} \quad (6.55)$$

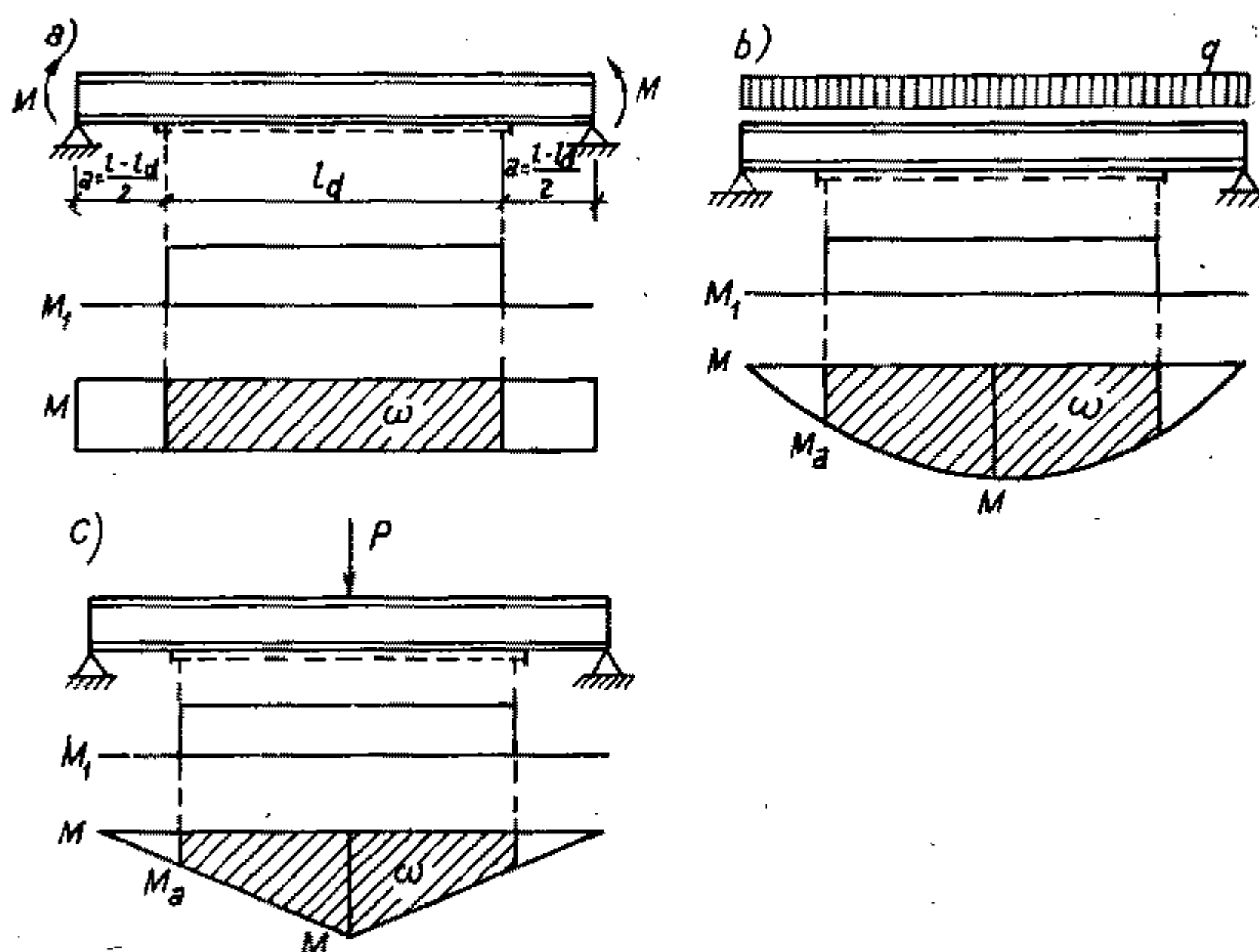
Theo (6.54) để tìm được diện tích của tiết diện tối ưu cần biết giá trị của các thông số  $m$ ,  $a$ ,  $\beta$ ,  $k$ . Các kết quả phân tích cho thấy với  $m = 0,55$ , giá trị của  $D$  sẽ hầu như không đổi với các giá trị khác nhau của  $a$  và  $\beta$ . Như vậy ta dùng  $m = 0,55$  để tìm các thông số còn lại. Khi đó từ (6.52) có  $a$  tối ưu theo  $\beta$

$$a = \frac{3 + 2,45\beta + \sqrt{0,303 + 5,7(1 + \beta)^2}}{5,45 - 0,55\beta} \quad (6.56)$$

Giá trị của  $\beta$  phụ thuộc các yếu tố : sơ đồ chất tải của dầm, tính cơ lý của vật liệu dầm và dây căng, thông số hình học của dầm và dây căng.

- Tùy theo dạng chất tải của dầm mà giá trị tự ứng lực sẽ khác nhau.

Ví dụ có ba sơ đồ chất tải khác nhau (h.6.31), giá trị của tự ứng lực sẽ giảm dần từ sơ đồ  $a$  đến sơ đồ  $c$  (khi giá trị của mômen ở giữa nhịp đều là  $M$ ).



Hình 6.31. Xác định giá trị của tự ứng lực  $X_1$  với các sơ đồ chất tải khác nhau

- Ảnh hưởng của đặc trưng cơ học của vật liệu dầm và dây căng được thể hiện qua thông số  $\mu$  :

$$\mu = \frac{E_d}{E} \cdot \frac{R}{R_d} \quad (6.57)$$

trong đó  $E$ ,  $E_d$  - môđun đàn hồi của vật liệu dầm và dây căng ;

$R$ ,  $R_d$  - cường độ tính toán của vật liệu dầm và dây căng.

Với vật liệu thép thông thường  $\mu = 0,1 \div 0,4$ .

- Giá trị của  $\beta$  còn phụ thuộc chiều dài dây căng, chiều dài  $l_d$  của dây căng lấy theo điều kiện tại chỗ bố trí neo, tiết diện không được ứng suất trước phải đủ bền (h.6.31) tức là :

$$M_a \leq RW_2. \quad (6.58)$$

Thay  $W_2$  ở (6.47) vào (6.58), đặt  $\varepsilon = l_d/l$  (với trường hợp chốt tại c) ta có :

$$\varepsilon = 1 - \frac{\sqrt{m}}{D} \frac{6a - m(a+1)^2}{6a(a+1)}, \quad (6.59)$$

$D$  - tính theo (6.55).

- Giá trị của lực căng trước  $X$  lấy theo (6.43)

$$X = \frac{RAW_2}{n_1W_2 + n_1h_2A} \quad (6.60)$$

- Giá trị của tự ứng lực  $X_1$ , nhận được khi giải dầm siêu tĩnh một ẩn số :

$$X_1 = \frac{\delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{\int \frac{M_1 M}{EJ_x} dx}{\int \frac{M_1^2 dx}{EJ_x} + \frac{l_d}{E_d A_d} + \frac{l_d}{EA}} \quad (6.61)$$

Khi dây căng có dạng thẳng, theo các sơ đồ trên hình 6.31, công thức (6.61) có dạng :

$$X_1 = \frac{\frac{M_1 \omega}{J_x}}{\left( \frac{M_1^2}{J_x} + \frac{E}{A_d E_d} + \frac{1}{A} \right) l_d} \quad (6.62)$$

Trong (6.62) diện tích biểu đồ mômen uốn do tải trọng  $\omega$  lấy như sau (h.6.31) :

+ Theo sơ đồ a  $\omega = Ml_d$  (6.63)

+ Theo sơ đồ b  $\omega = \left( \frac{2M + W_2 R}{3} \right) l_d$  (6.64)

+ Theo sơ đồ c  $\omega = \left( \frac{M + W_2 R}{2} \right) l_d$  (6.65)

Diện tích dây căng  $A_d$  nhận được từ phương trình cân bằng khi chiếu các lực lên phương ngang

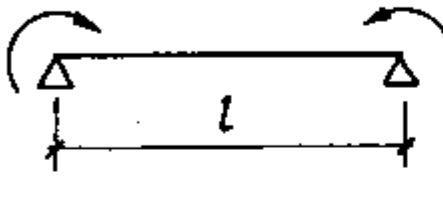
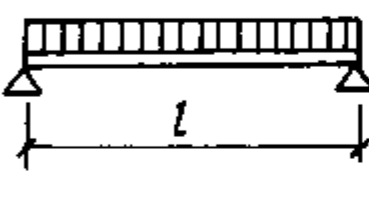
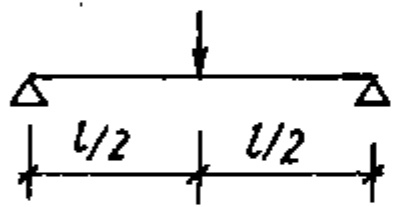
$$(X + X_1) = A_d R_d = (A_1 - A_2) R ;$$

$$A_d = \frac{R}{R_d} (A_1 - A_2). \quad (6.66)$$

Hệ số  $k = \frac{h_b}{\delta}$  - độ mảnh bản bụng lấy như dầm thường.

Sau khi đã tính được toàn bộ các thông số cần thiết theo các công thức trên, sẽ chọn được tiết diện tối ưu của dầm ứng suất trước. Để đơn giản khi thiết kế, các hệ số  $a$ ,  $D$  được lập bảng sẵn, phụ thuộc  $\mu$ ,  $\varepsilon$  và sơ đồ chất tải (bảng 6.2)

**Bảng 6.2. Giá trị các thông số tối ưu  $a$ ,  $D$**

| Sơ đồ chất tải  | $\mu$                    | $n_2 = 1$                    | $n_1 = 1$                        | $n_2 = 0,9$                  | $n_1 = 1,1$                      | Chiều dài dầm         |
|---|--------------------------|------------------------------|----------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
|   |                          | $a$                          | $D$                              | $a$                          | $D$                              |                       |
|   | 0,1<br>0,2<br>0,3<br>0,4 | 1,87<br>2,11<br>2,56<br>3,6  | 0,348<br>0,369<br>0,399<br>0,446 | 1,58<br>1,75<br>1,99<br>2,4  | 0,347<br>0,359<br>0,381<br>0,415 | $l_d = l$             |
|  | 0,1<br>0,2<br>0,3<br>0,4 | 1,83<br>1,98<br>2,16<br>2,36 | 0,344<br>0,357<br>0,371<br>0,384 | 1,69<br>1,8<br>1,95<br>2,12  | 0,329<br>0,341<br>0,354<br>0,367 | $l_d = \sqrt{E}$      |
|  | 0,1<br>0,2<br>0,3<br>0,4 | 1,82<br>1,94<br>2,06<br>2,19 | 0,342<br>0,353<br>0,363<br>0,373 | 1,72<br>1,88<br>2,07<br>2,27 | 0,323<br>0,328<br>0,332<br>0,336 | $l_d = \varepsilon l$ |

• **Kiểm tra độ võng của dầm ứng suất trước**

Độ võng tổng cộng của dầm ứng suất trước được kiểm tra theo công thức :

$$f = f_d - f_x - f_{x1} \leq [f], \quad (6.67)$$

trong đó  $f_d$  - độ võng của dầm do tác dụng của tải trọng tiêu chuẩn khi không có dây căng (tính theo các công thức thông thường) ;

$[f]$  - độ võng cho phép, lấy theo quy phạm;

$f_x$   $f_{x1}$  - độ võng ngược của dầm do tác dụng của lực căng  $X$  và tự ứng lực  $X_1$  trong dây căng,

$$f_x = \frac{Xcl^2}{8EJ} \left[ 1 - 4 \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] ; \quad (6.68)$$

$$f_{x1} = \frac{X_1cl^2}{8EJ} \left[ 1 - 4 \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] ; \quad (6.69)$$

$c$  - khoảng cách từ trọng tâm dây căng đến trọng tâm của tiết diện.

• Kiểm tra ổn định của dầm ứng suất trước

Bài toán kiểm tra ổn định cũng như các yêu cầu bố trí sườn cứng ngang, sườn cứng dọc của dầm ứng suất trước giống dầm thường. Ngoài ra cần kiểm tra ổn định của dầm trong giai đoạn ứng suất trước như sau :

- Kiểm tra ổn định của cánh dưới chịu nén do lực căng của dây theo công thức (6.36).

- Kiểm tra ổn định của bản bụng theo công thức :

$$\frac{h_0}{\delta} \leq \left[ \frac{h_0}{\delta} \right] \quad (6.70)$$

giống như đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm,

trong đó  $h_0$  - chiều cao bản bụng,  $h_0 = h_b$  ;

$\delta$  - chiều dày bản bụng,  $\delta = \delta_b$  ;

$\left[ \frac{h_0}{\delta} \right]$  - xác định theo quy phạm theo thông số  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} ;$$

$\sigma_{\max}$  ,  $\sigma_{\min}$  - các ứng suất nén và kéo tại biên của bản bụng (kéo mang dấu +, nén mang dấu -).

Ví dụ 6.2. Thiết kế dầm ứng suất trước có nhịp  $l = 18$  m, chịu tải phân bố đều  $g = 36$  kN/m ( $n_g = 1,1$ ) và hoạt tải  $q = 24$  kN/m ( $n_q = 1,2$ ). Vật liệu dầm là thép CT3 có  $R = 210$  MPa. Dây căng bằng bó sợi cường độ cao, đường kính sợi 5 mm, có  $R_d = 950$  MPa. Độ võng cho phép  $[f] = 1/250l$ . Môđun đàn hồi  $E = E_d = 0,21 \cdot 10^6$  MPa. Hệ số điều kiện làm việc  $\gamma = 1$ . Việc kiểm tra kéo trước được tiến hành bằng phương pháp trực tiếp vì vậy các hệ số vượt tải  $n_1 = n_2 = 1$ .

◆ Xác định nội lực

- Mômen uốn tính toán

$$M_p = \frac{1,1 \cdot 36 + 1,2 \cdot 24}{8} \cdot 18^2 = 2765 \text{ kNm.}$$

- Lực cắt tính toán

$$Q = \frac{1,1 \cdot 36 + 1,2 \cdot 24}{2} \cdot 18 = 616 \text{ kN.}$$

◆ Chọn tiết diện dầm

1) Tính hệ số  $\mu$  theo (6.57)

$$\mu = \frac{E_d}{E} \cdot \frac{R}{R_d} = \frac{0,21 \cdot 10^6 \cdot 210}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 950} = 0,221.$$

2) Tra bảng 6.2 có

$$a = 2,02 ; D = 0,36.$$

3) Chọn độ mảnh bán bưng  $k = 100$ . Theo (6.54) tính được diện tích cần thiết của tiết diện dầm :

$$A = \sqrt[3]{\frac{M_p^2}{D^2 R^2 k}} = \sqrt[3]{\frac{276500^2}{0,36^2 \cdot 21^2 \cdot 100}} = 238 \text{ cm}^2.$$

Theo công thức (6.47) với  $m = 0,55$  có :

$$A_b = mA = 0,55 \cdot 238 = 130,7 \text{ cm}^2 ;$$

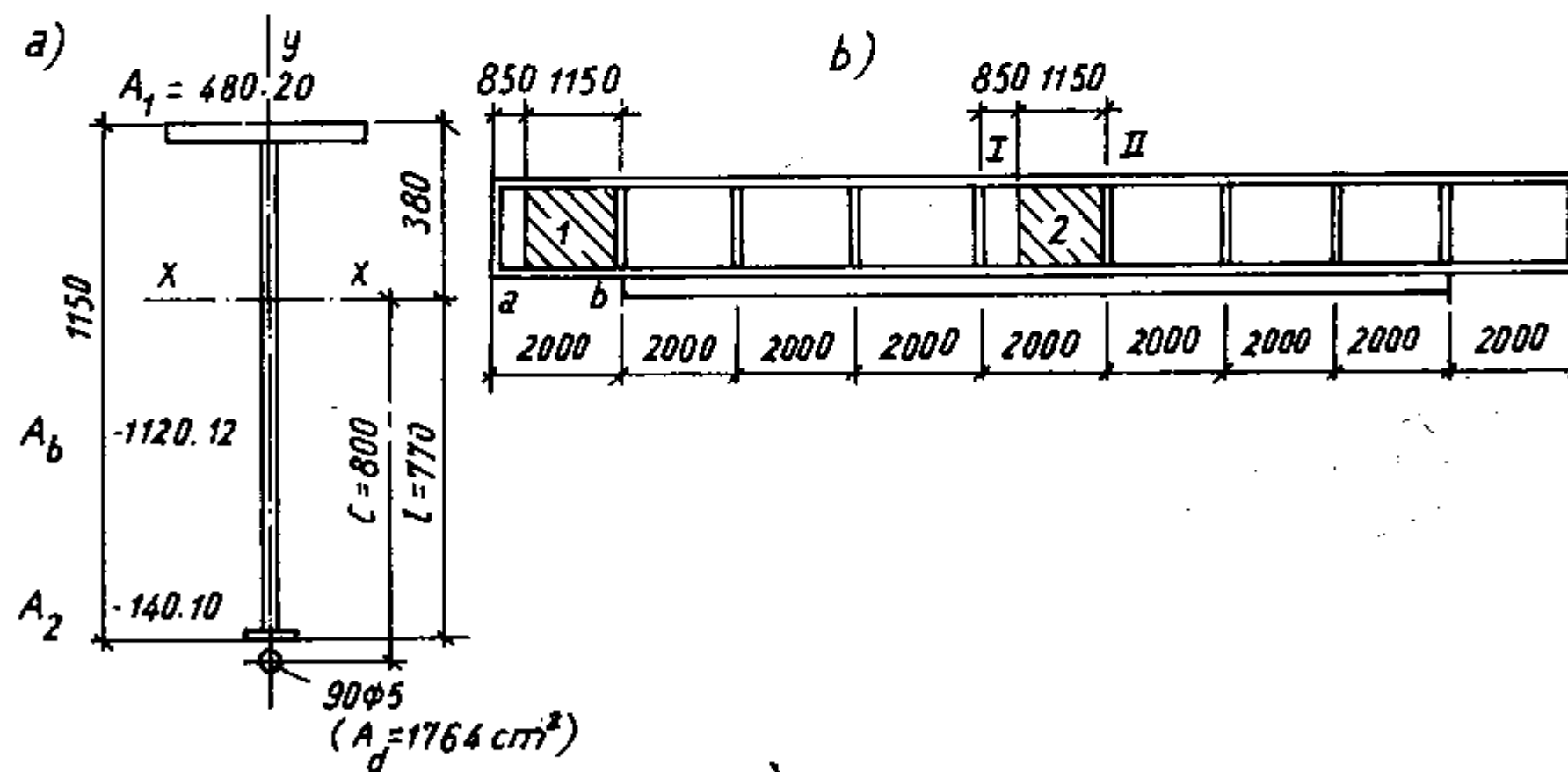
$$A_1 = A \left( \frac{a}{a+1} - \frac{m}{2} \right) = 238 \left( \frac{2,02}{2,02+1} - 0,275 \right) = 94 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_2 = A \left( \frac{1}{a+1} - \frac{m}{2} \right) = 238 \left( \frac{1}{2,02+1} - 0,275 \right) = 13,3 \text{ cm}^2 ;$$

$$h = \sqrt{Akm} = \sqrt{0,55 \cdot 238 \cdot 100} = 114,2 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_d = \frac{R}{R_d} (A_1 - A_2) = \frac{210}{950} (94 - 13,3) = 17,8 \text{ cm}^2 ;$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{\sqrt{0,55}}{0,36} \cdot \frac{6 \cdot 2,02 - 0,55(2,02 + 1)^2}{6 \cdot 2,02(2,02 + 1)} = 0,6.$$



Hình 6.32. Dầm ứng suất trước theo ví dụ 6.2

Dựa theo các thông số trên chọn dầm cốt (h.6.32) :

$$A_1 = 48.2 = 96 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_2 = 14.1 = 14 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_b = 112.1,2 = 134,4 \text{ cm}^2 ;$$

$$A = 96 + 14 + 134,4 \text{ cm}^2 = 224,4 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_d - \text{dùng } 90 \text{ sợi } 5 \text{ mm có } A_d = 17,64 \text{ cm}^2.$$



- Tìm trọng tâm tiết diện

$$z = \frac{96.114 + 112.12,57 + 1.40,5}{244,4} = 77 \text{ cm.}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm dây căng đến trọng tâm tiết diện :

$$c = 77 + 3 = 80 \text{ cm}$$

$$J_x = 96.37^2 + 14.76,5^2 + \frac{1,2.112^3}{12} + 1,2.112.20^2$$

$$J_x = 408400 \text{ cm}^4 ;$$

$$W_{1x} = \frac{408400}{38} = 10750 \text{ cm}^3 ;$$

$$W_{2x} = \frac{408400}{77} = 5310 \text{ cm}^3 .$$

- Mômen quán tính cánh dưới với trục y :

$$J_{y2} = \frac{1.14^3}{12} = 228 \text{ cm}^4 ;$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{228}{14}} = 4,04 \text{ cm} ;$$

$$\lambda_{y2} = \frac{100}{4,04} = 24,8 ;$$

$$\varphi_{y2} = 0,96.$$

Trong đó 100 cm là khoảng cách giữa các mẫu giữ cánh dưới với dây căng.

- Mômen tĩnh của một nửa tiết diện :

$$S_x = 96.37 + \frac{1,2.36^2}{2} = 4200 \text{ cm}^3 .$$

4) Tìm  $X_1$ ,  $X$  và lực căng kiểm tra  $X_k$

$$X_1 = \frac{\frac{M_1 \omega}{J_x}}{\left( \frac{M_1^2}{J_x} + \frac{E}{E_0 A_d} + \frac{1}{A} \right) l_d} = \frac{M_1 \omega}{\left( M_1^2 + \frac{E J_x}{E_0 A_d} + \frac{J_x}{A} \right) l_d}$$

$$M_1 = lc = 80 \text{ kN cm} ;$$

$$l_d = \sqrt[3]{\varepsilon} = 18\sqrt[3]{0,6} = 14 \text{ m (bảng 6.2)} ;$$

Theo sơ đồ b của hình 6.31 ta có :

$$\omega = \frac{(2M + W_2 R) l_d}{3} = \frac{2.276500 + 21.5310}{3} \cdot 14 ,$$

$$\omega = 3101047 \text{ kNm}^2 .$$

Thay vào có  $X_1 = 576$  kN.

- Lực căng trước  $X$  tính theo (6.36) theo điều kiện ổn định cánh dưới khi căng dây :

$$X = \frac{\varphi_{y2} R A W_{2x}}{(W_{2x} + cA)n_1} = \frac{0,96 \cdot 21 \cdot 244,4 \cdot 5310}{5310 + 80 \cdot 244,4} = 1052 \text{ kN.}$$

- Lực căng kiểm tra theo (6.15)

$$X_k = \frac{1052}{0,95} + 0,1 \frac{21 \cdot 10^4 \cdot 17,64}{1400} = 1135 \text{ kN.}$$

5) Kiểm tra ứng suất trong dầm

- Trong giai đoạn ứng suất trước

$$\sigma_1 = -\frac{1052}{244,4} + \frac{1052 \cdot 80}{10750} = 3,53 \text{ kN/cm}^2 = 35,3 \text{ MPa};$$

$$\sigma_2 = -\frac{1052}{244,4} - \frac{1052 \cdot 80}{5310} = -20,16 \text{ kN/cm}^2 = -201,6 \text{ MPa.}$$

- Khi chịu tải, tại tiết diện giữa nhịp

$$\sigma_1 = -\frac{1052 + 576}{244,4} - \frac{276500 - (1052 + 576) \cdot 80}{10750} = -20,28 \text{ kN/cm}^2 = -202,8 \text{ MPa};$$

$$\sigma_2 = \frac{1052 + 576}{244,4} + \frac{276500 - (1052 + 576) \cdot 80}{5310} = 20,94 \text{ kN/cm}^2 = 209,4 \text{ MPa.}$$

Các giá trị của  $\sigma_1, \sigma_2$  đều nhỏ hơn cường độ tính toán của thép  $R = 210$  MPa.

- Khi chịu tải trọng, tại chỗ cắt dây căng (tại neo)

$$M_a = 612,2 - \frac{68,4 \cdot 2^2}{2} = 1095,2 \text{ kNm};$$

$$\sigma_a = \frac{109520}{5310} = 20,6 \text{ kN/cm}^2 = 206 \text{ MPa.}$$

- Kiểm tra dây căng

$$\frac{X + X_1}{A_d} = \frac{1052 + 576}{17,64} = 92,4 \text{ kN/cm}^2 = 924 \text{ MPa} < 950 \text{ MPa.}$$

- Kiểm tra ứng suất tiếp

$$\tau = \frac{Q S_x}{J_x \delta_b} = \frac{616 \cdot 4200}{408400 \cdot 1,2} = 5,28 \text{ kN/cm}^2 = 52,8 \text{ MPa} < 130 \text{ MPa.}$$

6) Kiểm tra võng theo (6.67), (6.68), (6.69).

$$f = \frac{5}{384} \frac{0,6 \cdot 1800^4}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 408400} - \frac{(1052 + 576) \cdot 80 \cdot 1800^2}{1,14 \cdot 8,2 \cdot 1,10^4 \cdot 408400} \left[ 1 - 4 \left( \frac{200}{1800} \right)^2 \right] = 4,22 \text{ cm,}$$

trong đó  $1,14 = \frac{1,1 \cdot 36 + 1,2 \cdot 24}{36 + 24}$  ;

$$\frac{f}{l} = \frac{4,22}{1800} = \frac{1}{427} < \frac{1}{250}$$

7) Kiểm tra ổn định của bản bụng dầm

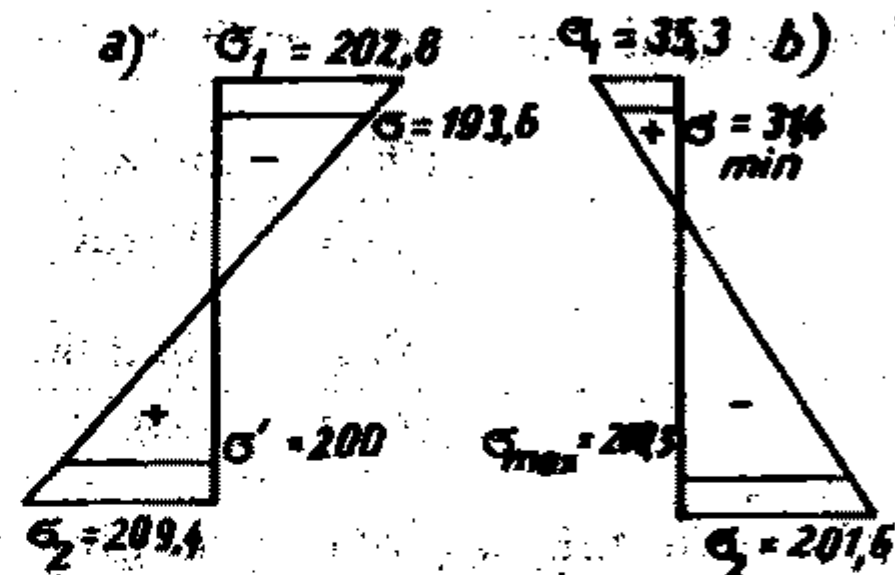
Chia dầm thành các ô bản bởi các sườn ngang cách nhau 2 m (h.6.32).

- Ổn định của ô bản 1 kiểm tra giống dầm thường, nội lực trong dầm cũng không ảnh hưởng đến sự làm việc của dầm.

- Ổn định của ô bản 2

+ Ổn định của bản bụng dầm trong trạng thái làm việc kiểm tra giống dầm thường theo công thức của tiêu chuẩn kết cấu thép.

+ Ổn định của bản bụng trong giai đoạn ứng suất trước kiểm tra theo công thức (6.70). Biểu đồ ứng suất pháp trên tiết diện ngang khi ứng suất trước như trên hình 6.33b.



Hình 6.33. Biểu đồ ứng suất pháp khi ứng suất trước

$$\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{200,3 + 31,4}{200,3} = 1,16.$$

Theo tiêu chuẩn kết cấu thép TCVN 5575 - 1991 khi  $\alpha \geq 1$  có :

$$\left[ \frac{h_b}{\delta_b} \right] = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{r}}$$

trong đó  $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\frac{\tau}{\sigma}$ , vì  $\tau = 0$  nên  $\beta = 0$  ;

$$\left[ \frac{h_b}{\delta_b} \right] = 4,35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,16 - 1) \cdot 0,21 \cdot 10^6}{200,3(2 - 1,16 + \sqrt{1,16^2})}} \approx 130 ;$$

$$\frac{h_b}{\delta} = \frac{112}{1,2} = 93 < \left[ \frac{h_b}{\delta} \right] = 130.$$

Bản bụng dầm bảo đảm ổn định.

## 2. Dầm liên tục ứng suất trước bằng chuyển vị cưỡng bức gối tựa

Trong dầm liên tục có tiết diện không đổi, bằng cách gây chuyển vị cưỡng bức gối tựa có thể điều chỉnh cho mômen gối và mômen nhịp bằng nhau. Phương pháp này đặc biệt có hiệu quả khi tải trọng thường xuyên có giá trị lớn.

Khảo sát dầm liên tục hai nhịp có  $l_1 > l_2$  (h.6.34).

Khi chịu tải trọng phân bố đều dầm có biểu đồ bao mômen như trên hình 6.34b, giá trị tuyệt đối của mômen gối giữa lớn hơn mômen nhịp. Cho gối giữa chuyển vị cưỡng bức xuống đoạn  $\delta_2$ , có biểu đồ mômen dương (h.6.34c) giá trị mômen ở gối là  $M_0$ . Theo điều kiện cân bằng mômen gối và nhịp ( $l_1$ ) có :

$$M_{1x} + M_0 \frac{x_1}{l_1} = M_{02} - M_0 \quad (6.71)$$

Từ (6.71) có

$$M_0 = \frac{(M_{02} - M_{1x})l_1}{l_1 + x_1} \quad (6.72)$$

Để tìm chuyển vị cân thiết  $\delta_2$  (h.6.34d) lập phương trình

$$M_0 = R_{12} \delta_2 l_1, \quad (6.73)$$

trong đó  $R_{12}$  - phản lực gối 1 do chuyển vị đơn vị tại gối 2.

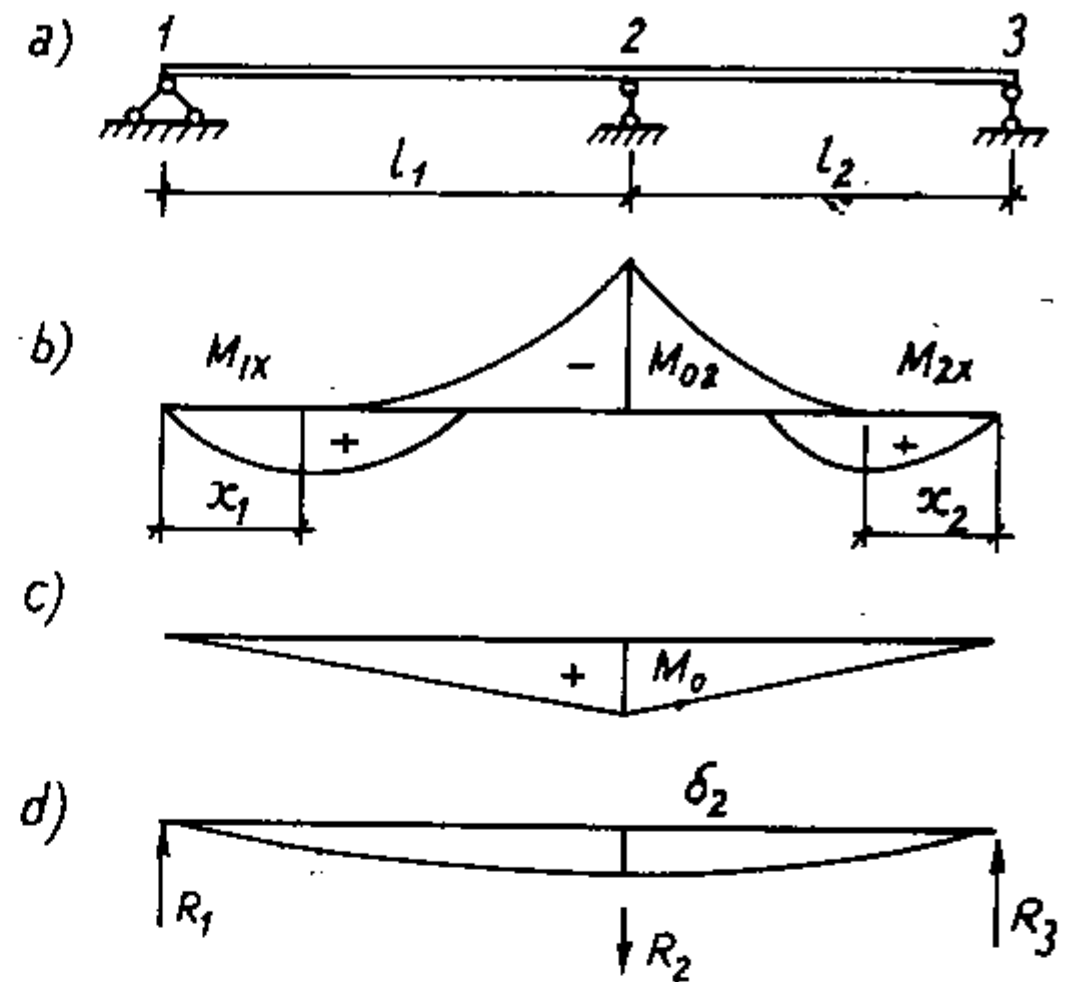
Thay (6.73) vào (6.72) có :

$$\delta_2 = \frac{M_{02} - M_{1x}}{(l_1 + x_1)R_{12}} \quad (6.74)$$

Trường hợp đối với dầm ba nhịp (h.6.35a) bằng cách tương tự ta có :

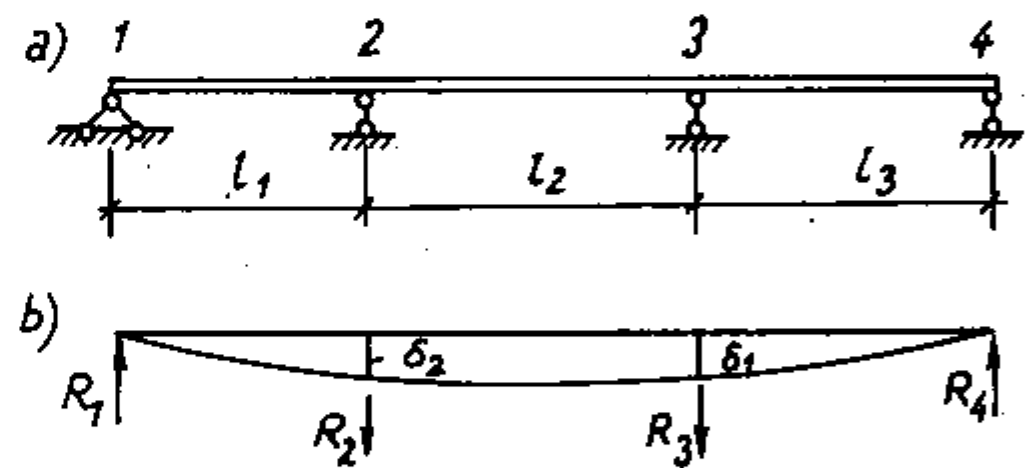
Mômen phụ do chuyển vị  $\delta_2$  và  $\delta_3$  (h.6.35b)

$$M_{20} = R_1 l_1; \quad M_{30} = R_4 l_3$$



Hình 6.34. Điều chỉnh mômen gối trong dầm hai nhịp

a) sơ đồ dầm ; b) biểu đồ bao mômen do tải trọng ; c) biểu đồ mômen uốn do chuyển vị xuống của gối giữa; d) phản lực gối do chuyển vị gối giữa.



Hình 6.35. Điều chỉnh mômen gối trong dầm ba nhịp

trong đó

$$\begin{cases} R_1 = R_{12}\delta_2 + R_{13}\delta_3 ; \\ R_4 = R_{42}\delta_2 + R_{43}\delta_3. \end{cases} \quad (6.75)$$

Giá trị chuyển vị cân thiết  $\delta_2, \delta_3$  của các gối trung gian xác định từ các phương trình sau :

$$\begin{cases} (R_{12}\delta_2 + R_{13}\delta_3) = \frac{M_{20}}{l_1} ; \\ (R_{42}\delta_2 + R_{43}\delta_3) = \frac{M_{30}}{l_3}. \end{cases} \quad (6.76)$$

Từ (6.76) có :

$$\delta_2 = \frac{R_{13}M_{30}l_1 - M_{20}R_{43}l_3}{l_1l_3(R_{42}R_{13} - R_{43}R_{12})} ; \quad (6.77)$$

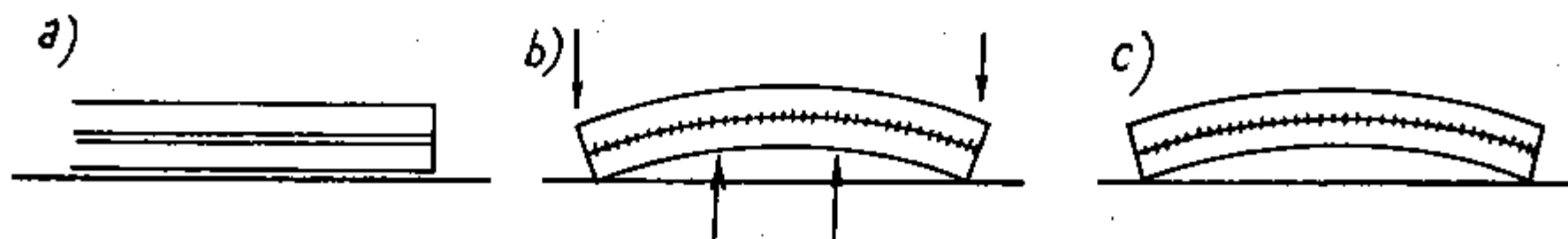
$$\delta_3 = \frac{R_{42}M_{20}l_3 - M_{30}R_{12}l_1}{l_1l_3(R_{42}R_{13} - R_{43}R_{12})}. \quad (6.78)$$

Ngoài mục đích gây ứng suất trước để san đều mômen, người ta còn tạo ứng suất trước để tập trung nội lực tại gối, giảm mômen nhịp. Khi đó các gối tựa sẽ chuyển vị lên. Tại gối tiết diện được tăng kích thước hoặc dùng thép cường độ cao. Bằng phương pháp này có thể giảm 28 - 30% thép đối với dầm liên tục hai nhịp.

### 3. Dầm tổ hợp ứng suất trước bằng cách gây biến dạng đàn hồi của các phân tố

#### a. Phương pháp tạo ứng suất trước

Trong những dầm tổ hợp từ hai phân tố, người ta uốn cong chúng trong giới hạn đàn hồi của vật liệu, sau đó liên kết chúng ở trạng thái cong (h. 6.36b). Khi bỏ tải trọng, trong dầm sẽ xuất hiện ứng suất trước (h.6.36c), khả năng chịu lực của dầm tăng lên.

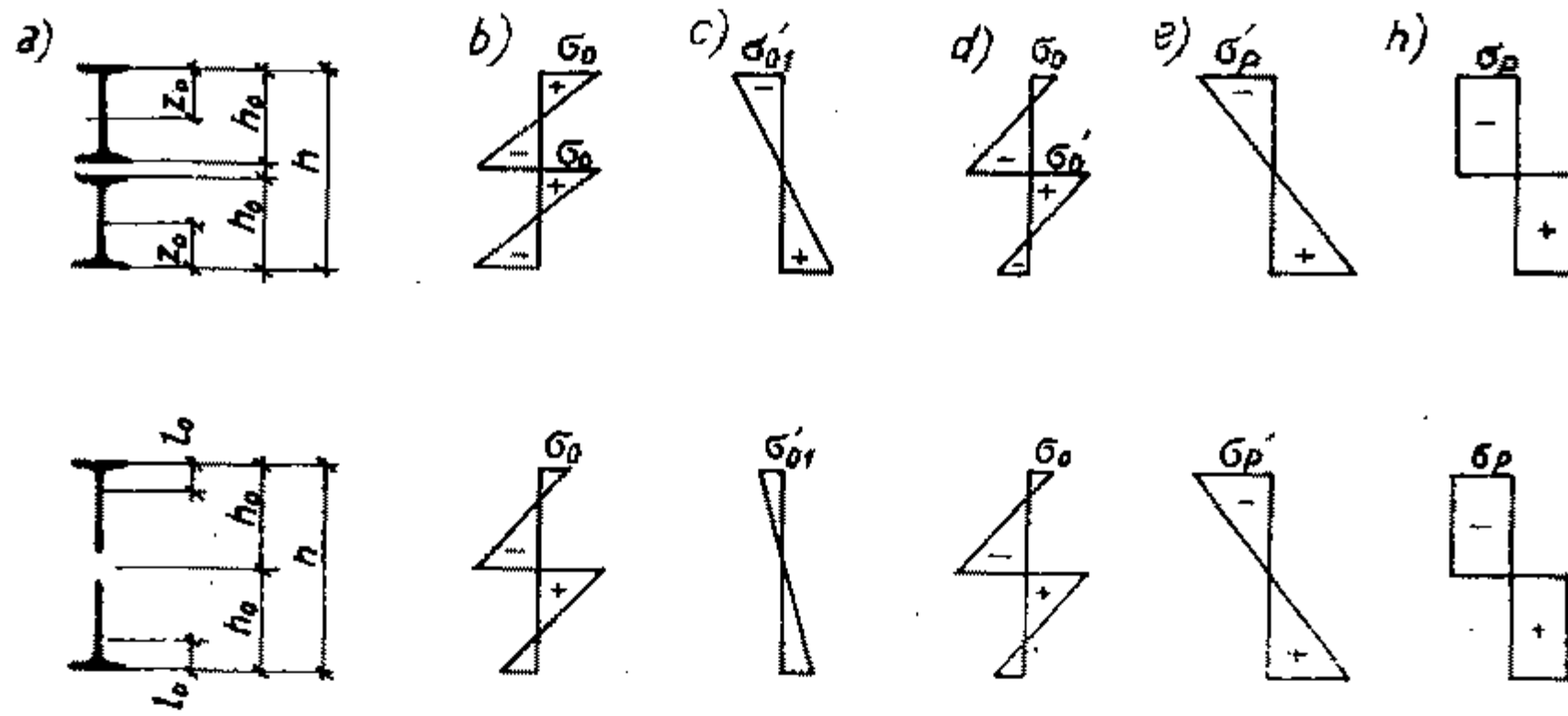


Hình 6.36. Sơ đồ thành lập ứng suất trong dầm bằng cách uốn trước

#### b. Sự làm việc của dầm - trạng thái ứng suất

Xét hai trường hợp dầm tổ hợp hàn từ thép hình chữ I và chữ T (h.6.37a).

+ Khi uốn trước với mômen  $M_u$  ứng suất tại biên của dầm (h.6.37b) :



Hình 6.37. Trạng thái ứng suất của dầm

Chữ I 
$$\sigma'_0 = \frac{M_u}{J_0} z_0 = \frac{M_0}{J_0} \frac{h}{2} \leq R. \quad (6.79)$$

Chữ T thớ ngoài 
$$\sigma'_0 = \frac{M_u}{J_0} z_0 \leq R. \quad (6.80)$$

Chữ T thớ trong 
$$\sigma'_0 = \frac{M_u}{J_0} (h_0 - z_0) \leq R. \quad (6.81)$$

trong đó  $M_u$  - mômen uốn trước đối với một phân tố;

$J_0$  - mômen quán tính của phân tố với trục bản thân.

+ Sau khi hàn hai phân tố ở trạng thái uốn cong, bỏ tải gây uốn. Việc bỏ tải tương đương với tác dụng vào dầm mômen uốn có giá trị bằng  $2M_u$  nhưng ngược dấu và gây ứng suất  $\sigma'_{01}$  (h.6.37c)

$$\sigma'_{01} = \frac{2M_u}{W} = \sigma'_0 \frac{2W_0}{W} \leq R \frac{2W_0}{W}, \quad (6.82)$$

trong đó  $W$  - mômen kháng của tiết diện tổ hợp ;

$W_0$  - mômen kháng của từng phân tố.

+ Biểu đồ ứng suất tổng cộng  $\sigma_0$  (h.6.37d)

$$\sigma_0 = \sigma'_0 - \sigma'_{01} = \sigma'_0 \left( 1 - \frac{2W_0}{W} \right). \quad (6.83)$$

Trên trục trung hoà  $\sigma_0 = \sigma'_0 \leq R$ .

+ Khi chịu tải trọng ngoài, ứng suất do tải trọng gây ra là  $\sigma'_p$  (h. 6.37e) ngược dấu với  $\sigma_0$ . Giá trị của  $\sigma'_p$  có thể lớn hơn cường độ tính toán  $R$ . Biểu đồ ứng suất cuối cùng tại thớ biên do tải trọng ngoài và do ứng suất trước (h.6.37h) :

$$\sigma_p = \sigma'_p - \sigma_0 = \frac{M}{W} - \sigma'_0 \left( 1 - \frac{2W_0}{W} \right) \leq R. \quad (6.84)$$

Từ (6.84) nhận được giá trị của mômen tới hạn do tải trọng ngoài

$$M = RW \left[ 1 + \frac{\sigma_0 \left( 1 - \frac{2W_0}{W} \right)}{R} \right] \quad (6.85)$$

hoặc  $M = kRW, \quad (6.86)$

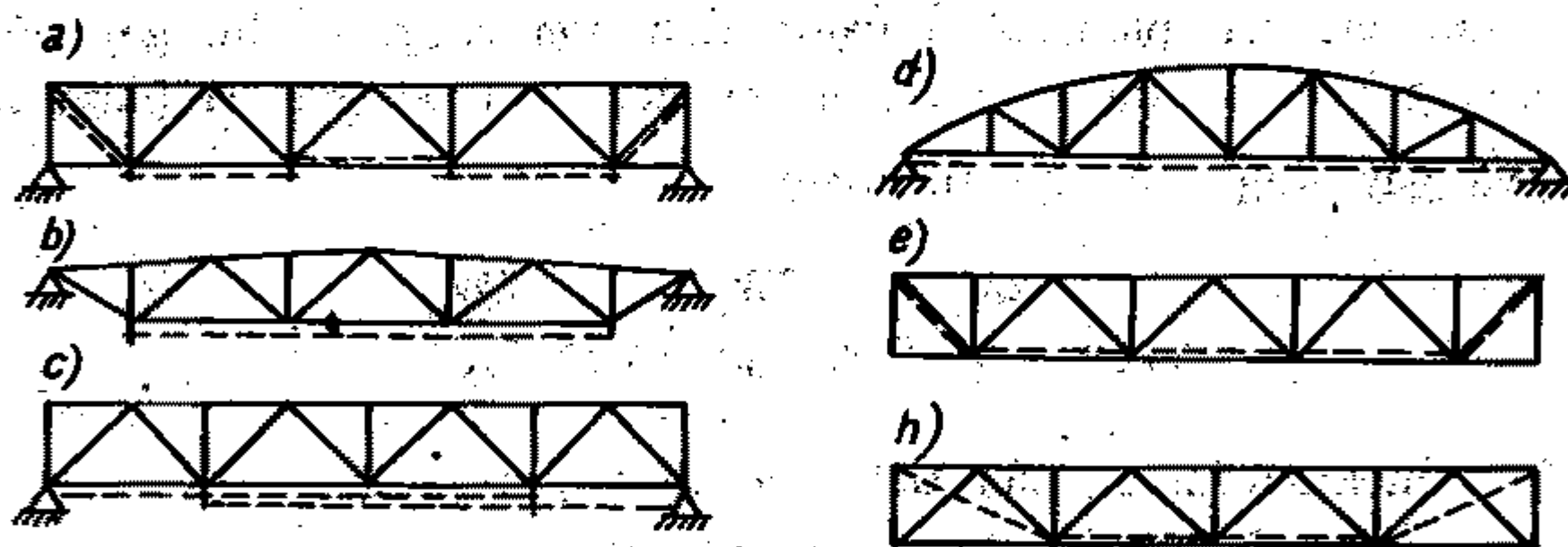
với  $k = [1 + (\sigma_0/R)(1 - 2W_0/W)]$  là hệ số tăng khả năng chịu lực của dầm do ứng suất trước. Hệ số  $k$  tăng khi  $\sigma_0$  tăng và tỉ số  $W_0/W$  giảm. Thường  $k = 1,17 + 2$ . Với phương pháp này có thể tiết kiệm 4 - 7,5% thép so với dầm thông thường.

## § 6.5. DÀN ỨNG SUẤT TRƯỚC BẰNG DÂY CĂNG

### 1. Các biện pháp cấu tạo

#### a. Bố trí dây căng

Trong dầm thép, dây căng làm bằng thép cường độ cao. Sơ đồ dầm và dây căng rất đa dạng, vì vậy hiệu quả ứng suất trước phụ thuộc rất nhiều vào việc lựa chọn hợp lý sơ đồ dây căng. Có hai dạng bố trí dây căng chính (h.6.38).



Hình 6.38. Sơ đồ bố trí dây căng trong dầm

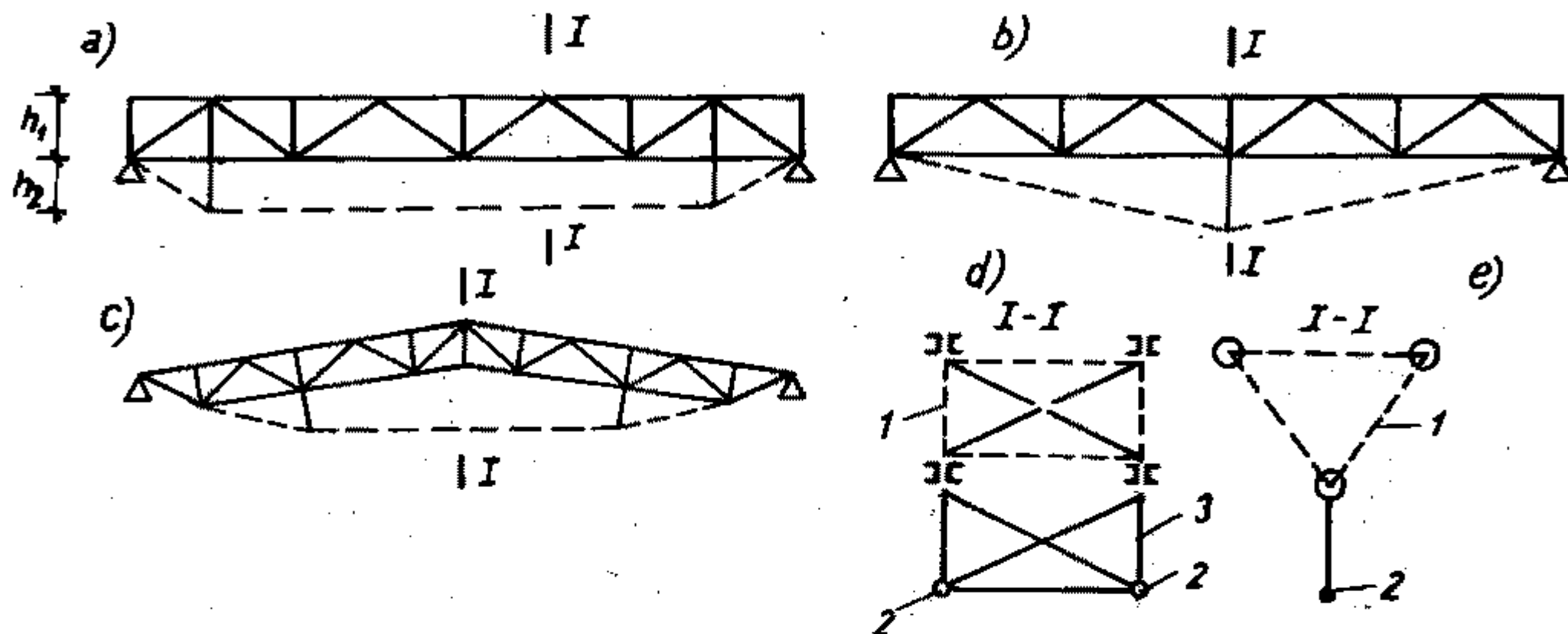
- ◆ *Dạng thứ nhất* : dây căng chỉ bố trí trong giới hạn những thanh chịu tải lớn nhất và chỉ gây ứng suất trước trong những thanh này (h.6.38a).
- ◆ *Dạng thứ hai* : dây căng được bố trí trên toàn nhịp hoặc một phần của nhịp (h.6.38b+h) và gây ứng suất trước trong một số hoặc toàn bộ các thanh của dầm.

Dạng thứ nhất chỉ dùng cho các thanh chịu kéo trong những dầm nhịp lớn, tải trọng lớn, mỗi thanh là một đơn vị vận chuyển.

Dạng thứ hai dùng phổ biến hơn và có hiệu quả hơn, tiết kiệm 10 + 20% thép. Khi nhịp lớn, tải trọng lớn, nội lực các thanh cánh dưới khác nhau nhiều

có thể bố trí nhiều dây căng để tăng lực ứng suất trước (h.6.38c, h). Với dàn cánh cong (h.6.38d), trọng lượng cánh dưới chiếm 40 + 50% trọng lượng toàn dàn, vì vậy hiệu quả ứng suất trước tăng (giảm 12 ÷ 16% trọng lượng thép). Loại dây căng gãy góc (h.6.38e, h) tăng hiệu quả kinh tế vì có thể gây ứng suất trước trong hầu hết các thanh dàn.

Hiệu quả ứng suất trước tăng lên nhiều khi dùng hệ thanh chống đưa thanh căng xa hẳn cánh dưới (h.6.39), kinh tế thép đạt 25 ÷ 30%.



**Hình 6.39.** Dàn có thanh căng xa hẳn cánh dưới  
1- hệ giằng; 2- thanh căng; 3- thanh chống.

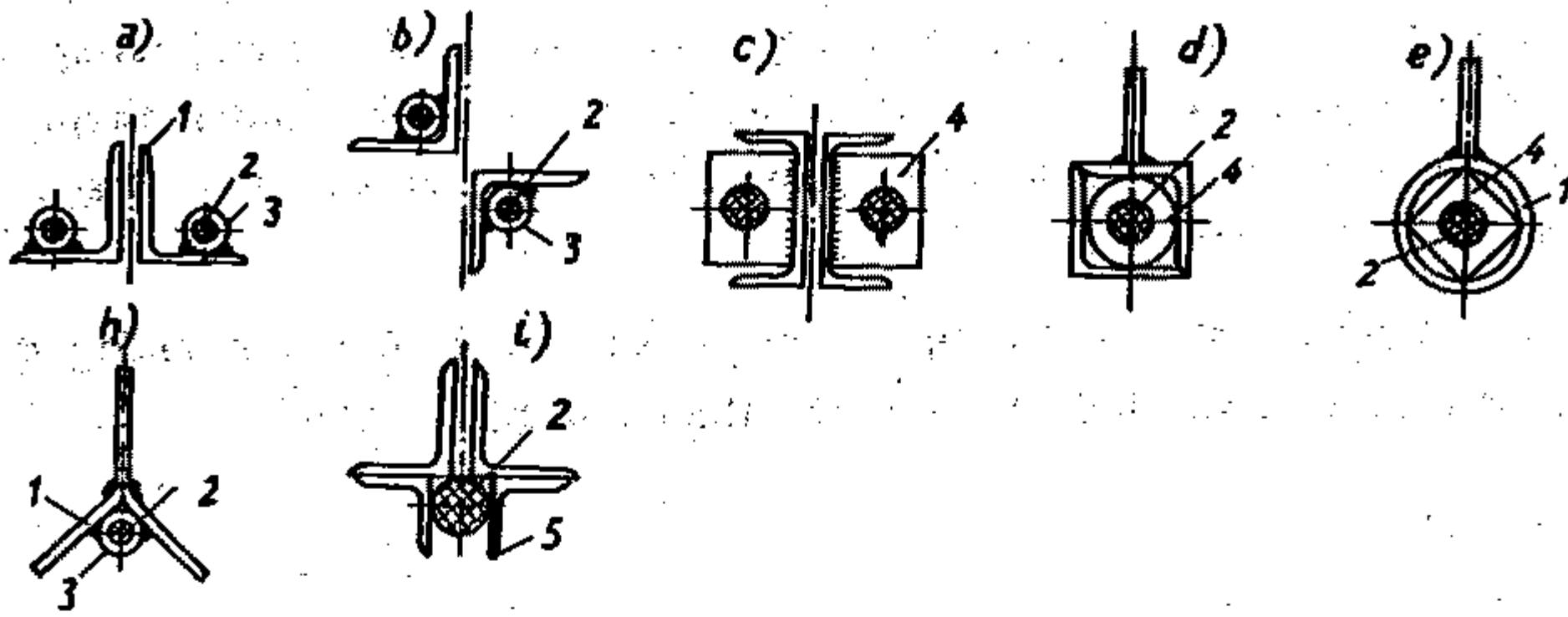
Theo bài toán kinh tế thì  $h_2 = (1,2 \div 1,5)h_1$  sẽ tiết kiệm thép nhất ( $h_1$  - chiều cao giữa dàn cứng,  $h_2$  - khoảng cách từ cánh dưới đến dây căng). Tuy nhiên như vậy  $h_2$  sẽ quá lớn nên thường lấy nhỏ hơn 20 ÷ 30% so với  $h_2$  tối ưu. Thường lấy  $h_1 = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8}\right)l$ ;  $h_2 = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right)l$ . Để bảo đảm ổn định cánh dưới (không liên kết được với thanh căng bằng mẫu giữ), chỉ gây ứng suất trước sau khi đã lắp đặt dàn vào vị trí, hoặc căng từng cặp hai dàn khi đã liên kết giằng (h.6.39d) hoặc dùng dàn không gian (h.6.39e).

### b. Tiết diện các thanh dàn

Tiết diện các thanh dàn ứng suất trước giống tiết diện các thanh dàn nhẹ (h.6.40) hoặc dàn nặng thông thường (h.6.41). Để bảo đảm ổn định cánh dưới trong quá trình ứng suất trước, trong khoảng  $(40 \div 50)r_{\min}$  ( $r_{\min}$  - bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện thanh dàn) phải đặt các mẫu giữ (bằng đoạn thép ống hoặc thép bản) để liên kết các cánh vào dây căng.

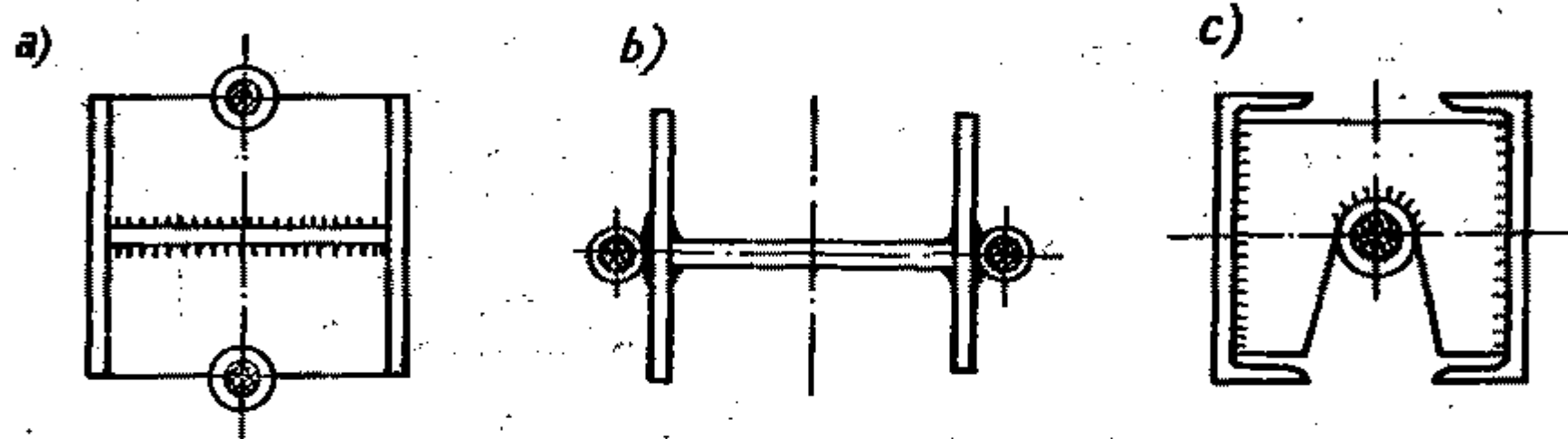
Dây căng có thể bố trí một nhánh (h.6.40d,e,h,i; h.6.41c) hoặc nhiều nhánh (h.6.40a,b,c; h.6.41a,b). Khi bố trí nhiều nhánh, các nhánh phải đối xứng so với trọng tâm tiết diện thanh.





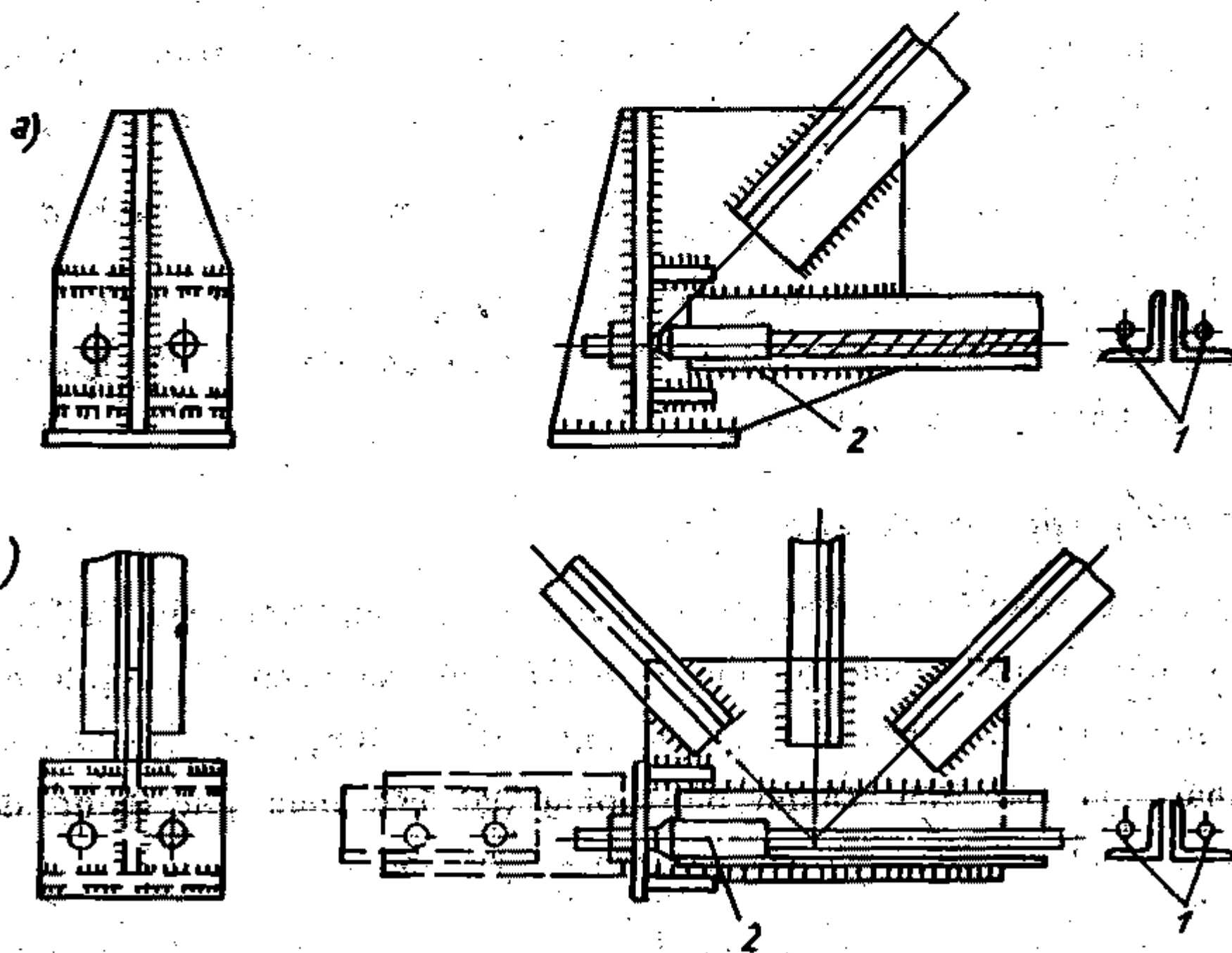
**Hình 6.40. Tiết diện dầm nhẹ**

1- thanh dầm ; 2- dây căng ; 3- đoạn thép ống ; 4- vách cứng ; 5- đoạn thép góc.



**Hình 6.41. Tiết diện dầm nặng**

**c. Chi tiết neo (h.6.42)**



**Hình 6.42. Chi tiết neo**

1- dây căng ; 2- neo.



$N_{li}$  - nội lực trong thanh thứ  $i$  do lực căng của dây  $N_d = 1$  gây ra trong hệ cơ bản ;

$N_d$  - lực căng trong dây.

Nội lực tính toán trong thanh giới hạn là :

$$RA_g = N_g - N_{lg}N_d, \quad (6.90)$$

trong đó  $N_g$  - nội lực của thanh giới hạn do tải trọng tính toán gây ra trong hệ cơ bản.

Từ (6.90) tìm được nội lực trong dây căng :

$$N_d = \frac{N_g - RA_g}{N_{lg}} \quad (6.91)$$

Có  $N_d$  tính được diện tích dây căng :

$$A_d = \frac{N_d}{R_d}, \quad (6.92)$$

trong đó  $R_d$  - cường độ tính toán của dây căng.

Biết  $N_d$  theo phương trình (6.89) tính được các  $N_i$  và suy ra diện tích toàn bộ các thanh dãn. Ở đây  $N_d$  là nội lực tính toán toàn bộ của dây căng gồm lực căng trước  $X$  và tự ứng lực  $X_1$ . Giá trị của  $X_1$  tính theo công thức :

$$X_1 = \frac{\sum \frac{N_{li}N_{pi}}{E_i A_i} l_i}{\sum \frac{N_{li}^2 l_i}{E_i A_i} + \frac{l_d}{E_d A_d}} \quad (6.93)$$

Lực căng tính toán ban đầu là :

$$X = N_d - X_1 \quad (6.94)$$

2) Kiểm tra khả năng chịu lực của các thanh dãn khi chịu tải trọng

+ Với các thanh mà trên hệ cơ bản có nội lực do tải trọng tính toán  $N_{pi}$  khác dấu với nội lực  $N_{xi}$  do dây căng gây ra :

*Thanh nén*

$$\text{Khi } N_{pi} > N_{xi} \text{ ta có } N_{pi} - (n_2 X + X_1) N_{li} \leq \gamma \rho_i RA_{ngi} \quad (6.95)$$

$$\text{Khi } N_{pi} < N_{xi} \text{ ta có } N_{pi} - (n_1 X + X_1) N_{li} \leq \gamma_i RA_{thi} \quad (6.96)$$

*Thanh kéo*

$$\text{Khi } N_{pi} > N_{xi} \text{ ta có } N_{pi} - (n_2 X + X_1) N_{li} \leq \gamma_i RA_{thi} \quad (6.97)$$

$$\text{Khi } N_{pi} < N_{xi} \text{ ta có } N_{pi} - (n_1 X + X_1) N_{li} \leq \gamma \rho_i RA_{ngi} \quad (6.98)$$

$\varphi_i$  - hệ số uốn dọc của thanh thứ  $i$ , tra bảng theo  $\lambda_i$  ;

$\gamma$  - hệ số điều kiện làm việc ;

$n_1$  - các hệ số vượt tải,  $n_1 = 1,1$  ;  $n_2 = 0,9$  ;

$A_{ngi}$  ;  $A_{thi}$  - diện tích tiết diện nguyên và thực của thanh thứ  $i$

+ Với các thanh mà trên hệ cơ bản có nội lực do tải trọng tính toán gây ra cùng dấu với nội lực do dây căng gây ra :

$$\text{Thanh nén : } N_{pi} + (n_1 X + X_1) N_{li} \leq \gamma \varphi_i R A_{ngi} ; \quad (6.99)$$

$$\text{Thanh kéo : } N_{pi} + (n_1 X + X_1) N_{li} \leq \gamma_i R A_{thi} \quad (6.100)$$

+ Độ bền của dây căng được kiểm tra theo công thức :

$$n_1 X + X_1 \leq R_d A_d \quad (6.101)$$

Khi xác định độ mảnh  $\lambda_i$  của các thanh dàn có liên kết với dây căng bằng các mẫu giữ, chiều dài tự do của thanh bằng khoảng cách giữa các mẫu giữ tăng lên 10 ÷ 20% (kể đến dây căng không luôn tì sát vào các mẫu giữ).

Ngoài ra cần kiểm tra khả năng chịu lực của các thanh dàn trong quá trình ứng suất trước do lực căng  $X$  của dây gây nên.

## § 6.6. ỨNG SUẤT TRƯỚC TRONG KẾT CẤU KHUNG VÀ VÒM

### 1. Cách tạo ứng suất trước

Kết cấu khung và vòm thường có nhịp lớn, trọng lượng của kết cấu chịu lực và kết cấu bao che là các tải trọng chính vì vậy dùng ứng suất trước trong các kết cấu này mang lại hiệu quả lớn (khi  $l = 30 \div 60$  m tiết kiệm 11 ÷ 17% thép).

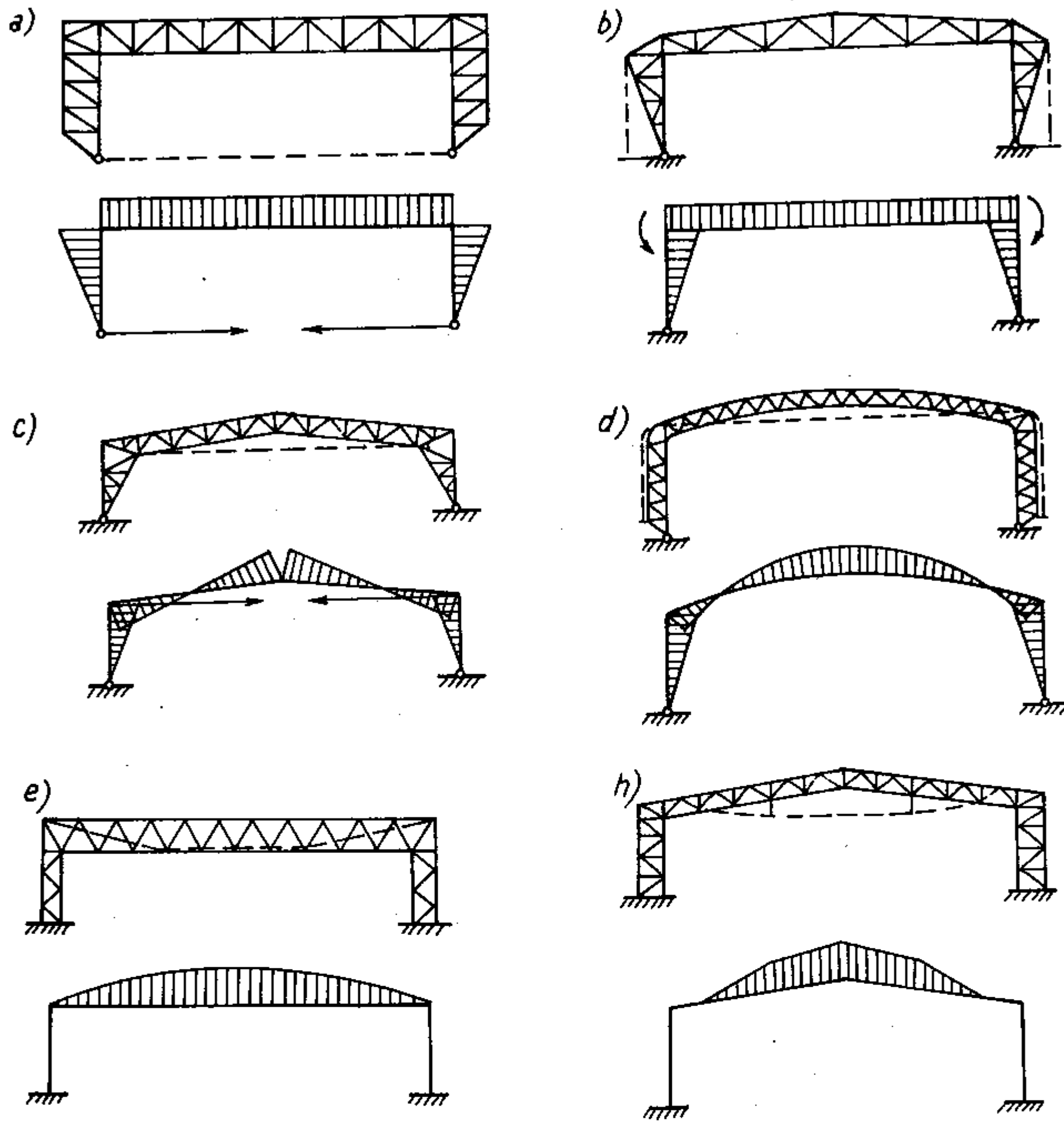
#### a. Đối với kết cấu khung

Để tạo ứng suất trước có thể dùng dây căng, chuyển vị gối hoặc đồng thời cả hai biện pháp trên.

Khi bố trí dây căng tại khớp gối (h.6.43a) làm giảm tải cho xà ngang, làm nhẹ kết cấu móng nhưng làm tăng mômen ở hai góc trên của khung và tăng mômen ở cột. Vì vậy chỉ nên dùng khi nhịp lớn, cột khung thấp.

Bố trí thanh căng ở mặt ngoài của khung (h.6.43b) làm giảm tải cho nhịp và cột khung. Phương án này đặc biệt thuận lợi khi treo tường ngoài vào thanh căng, trọng lượng tường gây kéo thanh và không phải làm móng dưới tường.

Với khung hai mái dốc có thể đặt thanh căng ở cao độ mái nối giữa xà và cột (h.6.43c). Khi đó có thể giảm tải cho xà và cột, nhưng yêu cầu diện tích thanh căng lớn.



**Hình 6.43. Sơ đồ khung ứng suất trước**

Có thể bố trí thanh căng dạng phức tạp (h.6.43d), gây giảm tải cho xà và cột nhưng mất mát lực căng do ma sát tại góc khung do thanh căng uốn góc.

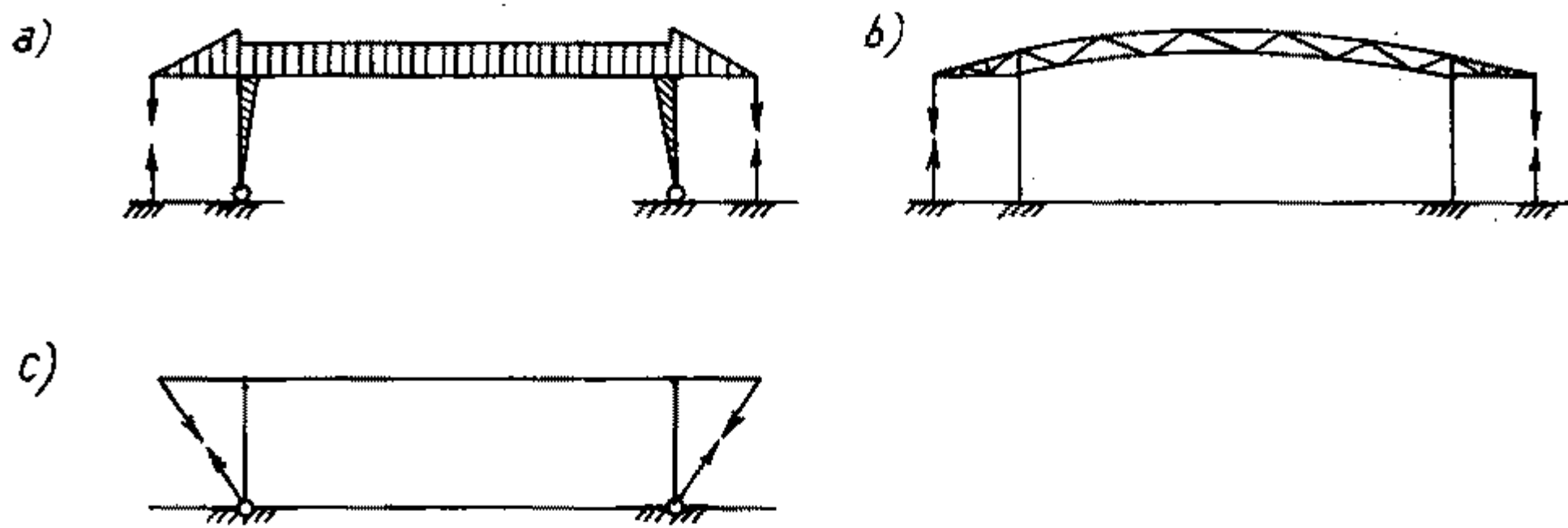
Khi bố trí thanh căng chỉ để giảm lực cho xà ngang (h.6.43e, h) thì kéo thanh xong mới lắp xà (đã được ứng suất trước) vào cột đã dựng sẵn. Nếu kéo thanh tại vị trí thiết kế thì liên kết xà với cột phải để dạng khớp, nối các thanh để tạo ngàm sau khi kéo thanh căng.

Trong các khung dạng côngxon (h.6.44a,b,c) dùng dây căng thẳng đứng hay xiên để giảm tải cho xà ngang.

Dây căng xiên được liên kết với móng của cột làm móng nhẹ hơn. Có thể tạo lực căng trong dây bằng cách chắt tải trọng trên côngxon trong quá trình lắp ghép, sau khi lắp dây sẽ bỏ tải trọng này.

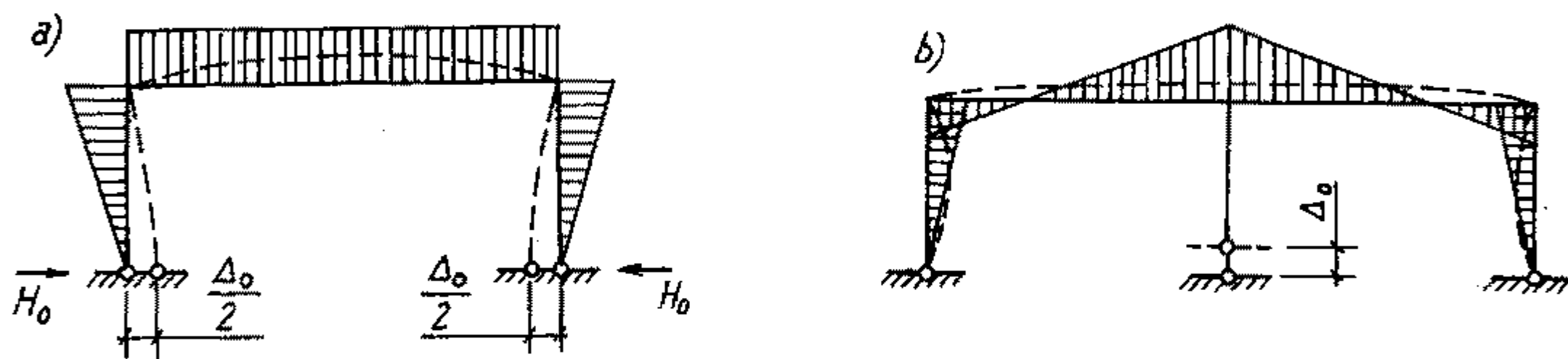
Trên hình 6.45 là cách tạo ứng suất trước trong khung bằng cách chuyển vị cưỡng bức gối tựa. Trong khung một nhịp (h.6.45a) chuyển vị gối đóng vai trò

như thanh căng, gây giảm tải nhịp. Phương án này không tốn vật liệu làm thanh căng nhưng làm móng nặng hơn, dùng hợp lý khi xây dựng trên nền đất tốt hoặc trên nền đá.



**Hình 6.44.** Ứng suất trước khung dạng côngxon

Chuyển vị gối giữa lên trên (h.6.45b) gây giảm mômen cho nhịp và cột khung nhưng làm tăng mômen gối giữa. Để khắc phục điều đó, tại khu gối giữa có thể dùng vật liệu cường độ cao hoặc tăng cường tiết diện xà.



**Hình 6.45.** Gây ứng suất trước trong khung bằng chuyển vị cường bức gối tựa

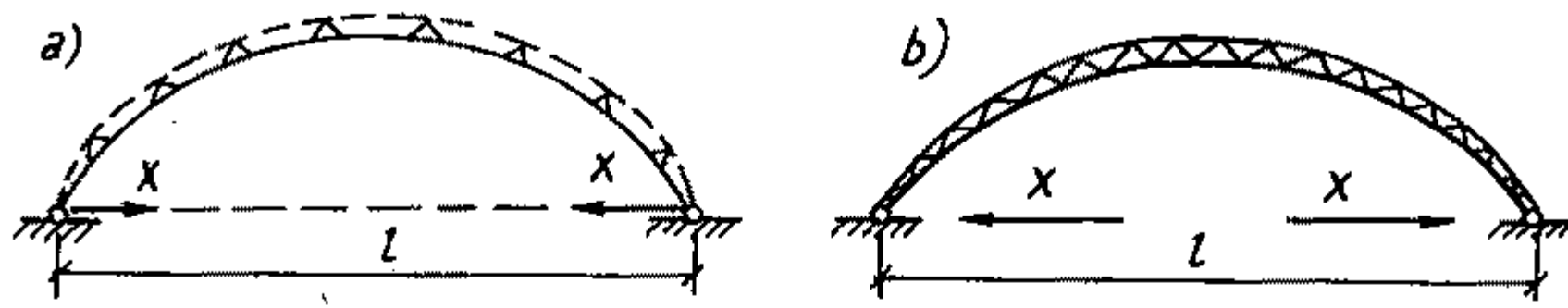
Ngoài ra, để tạo mômen ngược dấu với mômen do tải trọng thẳng đứng gây ra trong xà có thể dùng cách chuyển dịch gối tựa hoặc treo tường vào mặt ngoài của khung (xem chương II, §2, h.2.10a,b).

### **b. Đối với kết cấu vòm**

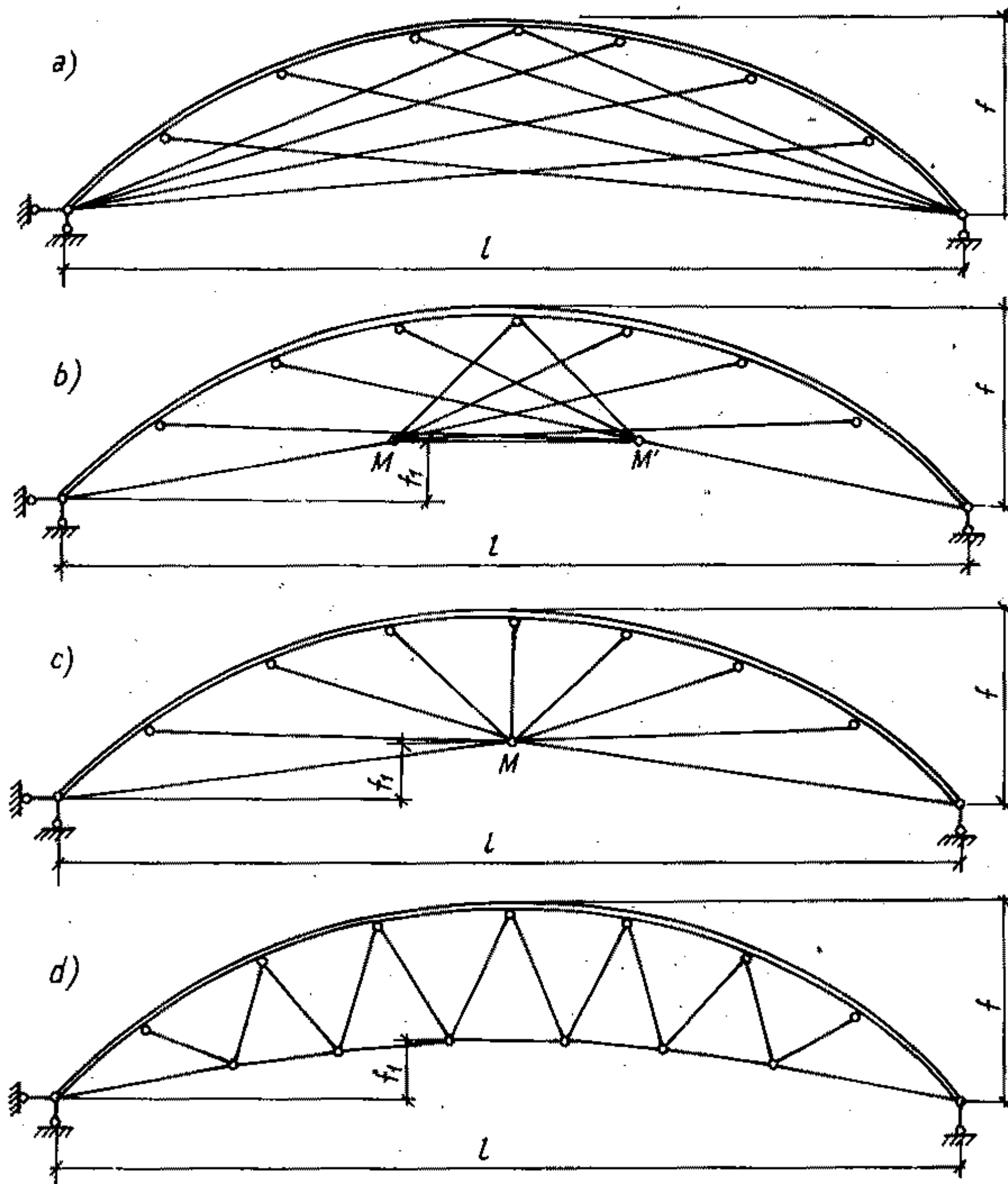
Cũng như khung, để giảm mômen trong nhịp vòm do tải trọng trên mái gây ra có thể tạo ứng suất trước bằng thanh căng hoặc chuyển vị cường bức gối tựa theo phương ngang (h.6.46a,b). Thanh căng còn có tác dụng tiếp nhận lực đập ngang làm giảm tải cho móng.

Để tạo ứng suất trước trong vòm người ta còn bố trí các thanh căng như trên hình 6.47a,b,c,d. Lực căng trước đủ lớn để các thanh không chuyển thành chịu nén khi chịu tải trọng ngoài. Chúng vừa đóng vai trò thanh căng vừa là các gối đỡ trung gian cho vòm khi chịu tải. Biện pháp này làm tăng độ cứng, tăng tính ổn định của vòm (nhất là khi chịu tải nửa vòm) và làm nhẹ trọng lượng

vòm (nội lực trong vòm giảm tới 36%). Trong các sơ đồ hình 6.47, sơ đồ có cấu tạo đơn giản và kinh tế thép hơn cả là sơ đồ 6.47c, mũi tên vồng hợp lý  $f/l = 1/6$ .



Hình 6.46. Ứng suất trước trong vòm



Hình 6.47. Một số kiểu vòm ứng suất trước bằng thanh căng

## 2. Nguyên tắc tính toán khung, vòm ứng suất trước

Khung và vòm ứng suất trước được tính như các hệ siêu tĩnh thông thường. Để tính toán cần chọn trước tiết diện các thanh và trị số lực căng trước. Tiết diện các thanh có thể chọn gần đúng theo sơ đồ không có ứng suất trước. Lực căng xác định theo điều kiện ổn định các thanh trong quá trình ứng suất trước và hiệu quả giảm nội lực tối đa do ứng suất trước tạo nên cho kết cấu. Khi thiết kế, bằng một số lần tính lặp có thể xác định được giá trị lợi nhất của các thông số nói trên.

Ví dụ, tính khung ứng suất trước theo sơ đồ hình 6.43a, và vòm theo sơ đồ trên hình 6.46a. Đây là hệ siêu tĩnh một ẩn số là lực trong thanh căng  $X_1$ . Theo phương pháp lực có phương trình :

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{1P} = 0, \quad (6.102)$$

trong đó  $\delta_{11}$  - chuyển vị theo phương ẩn số do  $X_1 = 1$  gây ra ;

$\delta_{1P}$  - chuyển vị theo phương ẩn số do tải trọng tính toán gây ra.

Tùy theo kết cấu rỗng hoặc đặc mà các chuyển vị này được tính khác nhau. Với kết cấu rỗng phải kể đến biến dạng của tất cả các thanh (như tính dàn siêu tĩnh), với kết cấu đặc có thể dùng phương pháp nhân biểu đồ thông thường.

Từ (6.102) có thể xác định được tự ứng lực :

$$X_1 = - \frac{\delta_{1P}}{\delta_{11}}. \quad (6.103)$$

Giá trị của mômen tính toán :

$$M = M_0 + X\bar{M}_1 + X_1\bar{M}_1, \quad (6.104)$$

trong đó  $M_0$  - mômen trong hệ cơ bản do tải trọng tính toán gây ra ;

$\bar{M}_1$  - mômen trong hệ cơ bản do  $X_1 = 1$  gây ra.

Từ phương trình (6.104) có thể chọn giá trị lực căng trước  $X$  sao cho  $M$  nhỏ nhất.

Trong trường hợp khung hoặc vòm ứng suất trước do chuyển vị cưỡng bức của gối tựa, nội lực trong hệ là tổng hai nội lực thành phần : do tải trọng tính toán ngoài gây ra và do chuyển vị cưỡng bức của gối tựa gây ra. Có thể dùng các cách giải thông thường của cơ học kết cấu để tìm từng thành phần nội lực nói trên.



## TÀI LIỆU THAM KHẢO

---

1. **Đỗ Quốc Sam, Nguyễn Văn Yên, Đoàn Định Kiến.** Kết cấu thép – Tập 4. Nxb. Đại học và THCN, Hà Nội, 1968.
2. **Nguyễn Văn Yên.** Nguyên lý tính toán tháp, trụ vô tuyến điện. Đại học bách khoa, Hà Nội, 1965.
3. **Bùi Tân Trung, Đoàn Định Kiến, Nguyễn Văn Yên.** Kết cấu thép – Tập 2. Nxb. Đại học và THCN, Hà Nội, 1965.
4. **Đoàn Định Kiến, Nguyễn Văn Tấn, Phan Văn Hội, Phạm Văn Tư, Lưu Văn Tường.** Kết cấu thép. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1966.
5. **Phan Văn Cúc, Nguyễn Lê Ninh.** Tính toán và cấu tạo khung chấn các công trình nhiều tầng. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1994.
6. **Ngô Thế Phong, Lý Trần Cường, Trịnh Kim Đạm, Nguyễn Lê Ninh.** Kết cấu bê tông cốt thép (phần Kết cấu nhà cửa), Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1996.
7. **Nguyễn Đình Cống, Ngô Thế Phong, Huỳnh Chánh Thiên.** Kết cấu bê tông cốt thép (phần Kết cấu nhà cửa). Nxb. Đại học và THCN, Hà Nội, 1979.
8. **Đoàn Định Kiến, Phạm Văn Tư, Nguyễn Quang Viên.** Thiết kế kết cấu thép nhà công nghiệp. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1995.
9. Tuyển tập các báo cáo khoa học, Hội thảo công nghệ mới trong xây dựng NTC, Hà Nội, 1995.
10. Tuyển tập các báo cáo khoa học Nhà cao tầng. ĐHXD Hà Nội, 1996.
11. **Đoàn Định Kiến, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn Hội, Nguyễn Văn Khánh.** Tuyển tập các báo cáo khoa học đề tài NCKH cấp bộ "Thiết kế và xây dựng nhà cao tầng". ĐHXD Hà Nội, 1996.
12. **V.V.Khandzi (bản dịch của Lê Thanh Huấn).** Tính toán và thiết kế nhà khung bê tông cốt thép nhiều tầng, Nxb. Xây dựng, Hà Nội, 1984.
13. **Mai Hà San.** Nhà cao tầng chịu tác dụng của gió bão và động đất, Nxb. Xây dựng, Hà Nội, 1991.
14. **Triệu Tây An ... (bản dịch của Nguyễn Đăng Sơn).** Thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng, Nxb. Xây dựng, Hà Nội, 1996.
15. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép – TCVN 5575 – 91.
16. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép – TCVN 5574 – 91.
17. Tải trọng và tác động – TCVN 2737 – 90.
18. Tải trọng và tác động – TCVN 2737 – 95.

19. **Е.И. Беленя.** Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1973.
20. **Е.И. Беленя.** Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1976.
21. **Е.И. Беленя.** Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1985.
22. **Е.И. Беленя.** Предварительно - напряженные несущие металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1975.
23. **К.К. Муханов.** Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1976.
24. **А.А. Васильев.** Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1975.
25. **М.К. Сафарян.** Металлические резервуары и газгольдеры. Москва, Стройиздат, 1987.
26. **Н.С. Стрелецкий, Е.И. Беленя, Г.С. Ведеников, Е.Н. Лессиг, К.К. Муханов.** Металлические конструкции (специальный курс). Москва, Стройиздат, 1965.
27. **Е.Н. Лессиг, А.Ф. Лиеев, А.Г. Соколов.** Листовые металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1965.
28. **М.К. Сафарян, О.М. Иванцов.** Проектирование и сооружение стальных резервуаров. Москва, Гостоптехиздат, 1961.
29. Металлические конструкции - Справочник проектировщика. Москва, Стройиздат, 1980.
30. **Л.Г. Дмитриев, А.В. Касилов.** Вантовые покрытия. Киев, Издательство Будивельник, 1974.
31. **Г.А. Савцкий.** Основы проектирования антенных конструкций. Москва, Издательство Связь, 1973.
32. **G. Magnel.** Construction en acier précomprimée. "L'ossature métallique" N°6, 1950.
33. **Dr. Csellár Öndön.** Magasépítési acélszerkezetek. Műszaki könyvkiadó. Budapest, 1982.
34. **J. Stunicka, I. Kanicova.** Konstrukce pozemních staveb. Praha, 1986.
35. **Wolfgang Schueller.** High - Rise Building Structures. John Wiley & Sons. New York - London - Sydney - Toronto.
36. **Samuely F. Struct E.** Structural prestressing. "The structural Engineering" N°2, V.39, 1955.

**CHƯƠNG 1****KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG**

|   |           |
|---|-----------|
| <b>§1.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ NHÀ CÔNG NGHIỆP BẰNG THÉP . . . . .</b>                     | <b>5</b>  |
| 1. Đặc điểm chung của kết cấu nhà công nghiệp một tầng . . . . .                  | 5         |
| 2. Các yêu cầu cơ bản khi thiết kế khung ngang nhà công nghiệp một tầng . . . . . | 6         |
| <b>§1.2. CẤU TẠO CỦA NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG . . . . .</b>                       | <b>7</b>  |
| 1. Bố trí hệ lưới cột . . . . .   | 7         |
| 2. Kích thước khung ngang . . . . .   | 9         |
| 3. Hệ giằng của nhà công nghiệp . . . . .   | 14        |
| <b>§1.3. TÍNH TOÁN KHUNG NGANG . . . . .</b>                                      | <b>18</b> |
| 1. Sơ đồ tính khung . . . . .   | 18        |
| 2. Tải trọng tác dụng lên khung . . . . .   | 19        |
| 3. Tính nội lực khung . . . . .   | 24        |
| 4. Sự làm việc không gian của nhà . . . . .                                       | 28        |
| 5. Kiểm tra độ cứng khung ngang . . . . .   | 31        |
| <b>§1.4. KẾT CẤU MÁI . . . . .</b>  | <b>32</b> |
| 1. Cấu tạo mái . . . . .  | 32        |
| 2. Cấu tạo và tính toán xà gồ . . . . .   | 34        |
| 3. Đặc điểm tính toán dàn mái . . . . .   | 37        |
| 4. Tính liên kết dàn và cột . . . . .   | 40        |
| <b>§1.5. CỘT THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP . . . . .</b>                                   | <b>43</b> |
| 1. Phân loại cột . . . . .  | 43        |
| 2. Cấu tạo và tính toán cột . . . . .   | 44        |
| 3. Cấu tạo và tính toán chi tiết cột . . . . .                                    | 53        |
| <b>§1.6. KẾT CẤU DỠ CẦU TRỤC . . . . .</b>  | <b>62</b> |
| 1. Đại cương về kết cấu dờ cầu trục . . . . .                                     | 62        |
| 2. Dầm cầu trục tiết diện đặc . . . . .   | 65        |
| 3. Các loại dầm cầu trục khác . . . . .   | 75        |
| 4. Các chi tiết liên kết của dầm cầu trục . . . . .                               | 79        |
| <b>§1.7. HỆ SƯỜN TƯỜNG . . . . .</b>  | <b>83</b> |
| 1. Bố trí hệ sườn tường . . . . .   | 83        |
| 2. Cấu tạo và tính toán dầm sườn tường . . . . .                                  | 84        |
| 3. Cấu tạo và tính toán cột sườn tường . . . . .                                  | 86        |

**CHƯƠNG 2**  
**KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN**

|  |     |
|--|-----|
| §2.1. PHẠM VI SỬ DỤNG VÀ CÁC ĐẶC ĐIỂM CỦA KẾT CẤU NHÀ NHỊP LỚN . . . . . | 88  |
| §2.2. NHÀ NHỊP LỚN VỚI KẾT CẤU PHẪNG CHỊU LỰC . . . . .                  | 90  |
| 1. Kết cấu kiểu dầm dàn . . . . .  | 90  |
| 2. Kết cấu khung . . . . .   | 94  |
| 3. Kết cấu vòm . . . . .   | 97  |
| §2.3. KẾT CẤU MÁI KHÔNG GIAN CỦA NHÀ NHỊP LỚN . . . . .                  | 104 |
| 1. Khái niệm . . . . .   | 104 |
| 2. Hệ lưới thanh không gian phẳng . . . . .                              | 105 |
| 3. Hệ thanh không gian dạng vỏ . . . . .                                 | 109 |
| 4. Mái cupôn . . . . .   | 111 |
| §2.4. HỆ MÁI TREO . . . . .  | 119 |
| 1. Giới thiệu chung . . . . .  | 119 |
| 2. Kết cấu mái dây một lớp . . . . .                                     | 119 |
| 3. Kết cấu mái dây hai lớp . . . . .                                     | 127 |
| 4. Kết cấu dàn dây . . . . .   | 129 |
| 5. Kết cấu mái dây hình yên ngựa . . . . .                               | 130 |
| 6. Kết cấu hỗn hợp dây và thanh . . . . .                                | 131 |
| 7. Mái treo vỏ mỏng . . . . .  | 133 |

**CHƯƠNG 3**  
**KẾT CẤU THÉP NHÀ CAO TẦNG**

|  |     |
|--|-----|
| §3.1. ĐẠI CƯƠNG . . . . .  | 134 |
| 1. Định nghĩa và phân loại . . . . .   | 134 |
| 2. Những đặc điểm cơ bản của nhà cao tầng . . . . .  | 135 |
| 3. Giới thiệu sơ lược một số công trình nhà cao tầng trên thế giới và trong nước . . . . . | 136 |
| §3.2. TỔ HỢP HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG . . . . .                                    | 140 |
| 1. Các cấu kiện chịu lực, các hệ kết cấu chịu lực cơ bản . . . . .                         | 140 |
| 2. Sơ đồ khung chịu lực . . . . .  | 140 |
| 3. Sơ đồ giằng . . . . .   | 142 |
| 4. Sơ đồ khung - giằng . . . . .   | 143 |
| §3.3. MỘT SỐ NGUYÊN LÝ CƠ BẢN TRONG THIẾT KẾ NHÀ CAO TẦNG . . . . .                        | 145 |
| 1. Các nguyên lý cơ bản . . . . .  | 145 |
| 2. Bố trí kết cấu trên mặt bằng . . . . .  | 148 |
| 3. Tổ hợp kết cấu theo phương đứng . . . . .   | 151 |
| §3.4. TẢI TRỌNG VÀ TÁC DỤNG . . . . .  | 153 |
| 1. Tải trọng thường xuyên . . . . .  | 153 |
| 2. Tải trọng tạm thời . . . . .  | 154 |
| 3. Tải trọng gió . . . . .   | 156 |
| 4. Tải trọng động đất . . . . .  | 160 |
| §3.5. TÍNH TOÁN NHÀ CAO TẦNG . . . . .   | 162 |
| 1. Mô hình và giả thiết tính toán . . . . .  | 162 |

|  |            |
|--|------------|
| 2. Trình tự, nguyên lý tính toán nhà cao tầng theo cách tính chính xác | 163        |
| 3. Phương pháp tính toán gần đúng nhà cao tầng                         | 163        |
| <b>§3.6. CẤU TẠO CÁC CẤU KIỆN CƠ BẢN</b>                               | <b>169</b> |
| 1. Cột   | 169        |
| 2. Dầm   | 171        |
| 3. Thanh giằng   | 171        |
| 4. Phân chia các cấu kiện chế tạo, lắp ghép                            | 172        |
| <b>§3.7. CÁC CHI TIẾT VÀ LIÊN KẾT</b>                                  | <b>173</b> |
| 1. Nối cột   | 173        |
| 2. Chân cột  | 175        |
| 3. Liên kết dầm với cột  | 176        |
| 4. Liên kết thanh bụng của hệ giằng đứng với cột và dầm                | 184        |

#### CHƯƠNG 4 KẾT CẤU THÉP BẢN

|   |            |
|---|------------|
| <b>§4.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU THÉP BẢN</b>                                  | <b>186</b> |
| 1. Phạm vi dùng, phân loại  | 186        |
| 2. Đặc điểm làm việc và cấu tạo của kết cấu thép bản                        | 186        |
| <b>§4.2. TÍNH TOÁN VỎ MÒNG TRÒN XOAY</b>                                    | <b>187</b> |
| <b>§4.3. BỂ CHỨA CHẤT LỎNG</b>  | <b>190</b> |
| 1. Phạm vi dùng, phân loại  | 190        |
| 2. Bể chứa trụ đứng áp lực thấp   | 191        |
| <b>§4.4. CÁC LOẠI BỂ CHỨA ĐẶC BIỆT ĐỂ GIỮ DẦU THÔ, XĂNG VÀ KHÍ HÓA LỎNG</b> | <b>204</b> |
| 1. Các biện pháp giảm sự mất mát sản phẩm dầu mỏ trong bể chứa              | 204        |
| 2. Bể chứa trụ đứng mái trụ cầu   | 205        |
| 3. Bể chứa trụ ngang  | 207        |
| 4. Bể cầu   | 213        |
| <b>§4.5. BỂ CHỨA KHÍ</b>  | <b>214</b> |
| 1. Phạm vi dùng, phân loại  | 214        |
| 2. Bể chứa có thể tích thay đổi   | 215        |
| 3. Bể chứa khí có thể tích không đổi  | 219        |
| <b>§4.6. BUNKE VÀ XILÔ</b>  | <b>221</b> |
| 1. Khái niệm chung  | 221        |
| 2. Bunke thành phẳng  | 222        |
| 3. Bunke mảnh   | 227        |
| 4. Tính xilô  | 229        |

#### CHƯƠNG 5 KẾT CẤU THÉP CÔNG TRÌNH THÁP VÀ TRỤ

|                              |            |
|------------------------------|------------|
| <b>§5.1. KHÁI QUÁT CHUNG</b> | <b>231</b> |
| 1. Đặc điểm chung            | 232        |
| 2. Tải trọng và các động     | 233        |

|  |     |
|--|-----|
| §5.2. ĐẠI CƯƠNG VỀ THÁP THÉP . . . . .                             | 244 |
| 1. Đặc điểm và phân loại . . . . .                                 | 244 |
| 2. Hình dạng chung của tháp thép dạng dàn . . . . .                | 246 |
| 3. Hệ thanh bụng . . . . .   | 247 |
| 4. Vách cứng ngang . . . . .                                       | 249 |
| §5.3. TÍNH TOÁN THÁP . . . . .                                     | 250 |
| 1. Các phương pháp và giả thiết tính toán . . . . .                | 250 |
| 2. Tải trọng và tác dụng . . . . .                                 | 251 |
| 3. Nội lực và tổ hợp nội lực . . . . .                             | 255 |
| 4. Tiết diện, chiều dài tính toán, độ mảnh của các thanh . . . . . | 262 |
| 5. Chọn và kiểm tra tiết diện . . . . .                            | 266 |
| 6. Các kiểm tra tổng thể . . . . .                                 | 268 |
| §5.4. GIẢI PHÁP CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CHI TIẾT . . . . .            | 273 |
| 1. Nối thanh . . . . .   | 273 |
| 2. Cấu tạo đầu thanh . . . . .                                     | 277 |
| 3. Cấu tạo các nút cơ bản . . . . .                                | 278 |
| §5.5. KẾT CẤU TRỤ . . . . .  | 283 |
| 1. Cấu tạo của trụ . . . . .                                       | 283 |
| 2. Tính toán trụ . . . . .   | 287 |

## CHƯƠNG 6

### KẾT CẤU THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

|  |     |
|--|-----|
| §6.1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ KẾT CẤU THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC . . . . .                    | 306 |
| 1. Bản chất và các hiệu quả của phương pháp ứng suất trước . . . . .                   | 306 |
| 2. Các phương pháp tạo ứng suất trước . . . . .  | 308 |
| §6.2. VẬT LIỆU, CẤU TẠO CỦA DÂY (THANH) CĂNG VÀ CỦA BỘ PHẬN NEO . . . . .              | 310 |
| 1. Vật liệu và cấu tạo của dây (thanh) căng . . . . .                                  | 310 |
| 2. Bộ phận neo . . . . .   | 312 |
| §6.3. THANH ỨNG SUẤT TRƯỚC LÀM VIỆC CHỊU KÉO, NÉN ĐÚNG TÂM . . . . .                   | 314 |
| 1. Thanh ứng suất trước chịu kéo đúng tâm . . . . .                                    | 314 |
| 2. Thanh chịu nén đúng tâm ứng suất trước . . . . .                                    | 319 |
| §6.4. DÂY ỨNG SUẤT TRƯỚC . . . . .   | 326 |
| 1. Dây ứng suất trước bằng thanh (dây) căng . . . . .                                  | 326 |
| 2. Dây liên tục ứng suất trước bằng chuyển vị cưỡng bức gối tựa . . . . .              | 341 |
| 3. Dây tổ hợp ứng suất trước bằng cách gây biến dạng đàn hồi của các phân tố . . . . . | 342 |
| §6.5. DÀN ỨNG SUẤT TRƯỚC BẰNG DÂY CĂNG . . . . .                                       | 344 |
| 1. Các biện pháp cấu tạo . . . . .   | 344 |
| 2. Tính toán dàn ứng suất trước . . . . .  | 347 |
| §6.6. ỨNG SUẤT TRƯỚC TRONG KẾT CẤU KHUNG VÀ VÒM . . . . .                              | 349 |
| 1. Cách tạo ứng suất trước . . . . .   | 349 |
| 2. Nguyên tắc tính toán khung, vòm ứng suất trước . . . . .                            | 353 |

**Pts. PHẠM VĂN HỘI (chủ biên)**  
**Pts. NGUYỄN QUANG VIÊN, Ths. PHẠM VĂN TƯ,**  
**Ks. ĐOÀN NGỌC TRANH, Ks. HOÀNG VĂN QUANG**

# **KẾT CẤU THÉP**

## **CÔNG TRÌNH DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

|                                  |   |                              |
|----------------------------------|---|------------------------------|
| <b>Chịu trách nhiệm xuất bản</b> | : | <b>Pgs, Pts. TÔ ĐĂNG HẢI</b> |
| <b>Biên tập</b>                  | : | <b>LÊ THANH ĐỊNH</b>         |
| <b>Kỹ mỹ thuật</b>               | : | <b>ĐỖ PHÚ</b>                |
| <b>Sửa bản in</b>                | : | <b>LÊ THANH</b>              |
| <b>Trình bày bìa</b>             | : | <b>HƯƠNG LAN</b>             |

**NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT**  
**70 TRẦN HUNG ĐẠO - HÀ NỘI**

---

In 1500 bản, khổ 19 x 27 cm, tại Nhà in ĐHQG Hà Nội

Giấy phép xuất bản số : 1180 - 126 - 10/4/98

In xong và nộp lưu chiểu tháng 5 năm 1998.