

X2.232

PGS. TS. NGUYỄN QUANG VIÊN (CHỦ BIÊN)
THS. PHẠM VĂN TƯ, THS. HOÀNG VĂN QUANG

KẾT CẤU THÉP

NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP



THƯ VIỆN
HUBT

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT



TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

PGS.TS. NGUYỄN QUANG VIÊN (Chủ biên)
ThS. PHẠM VĂN TƯ, ThS. HOÀNG VĂN QUANG

KẾT CẤU THÉP NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

(In lần thứ hai)



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI - 2013





**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Lời nói đầu

Kết cấu thép là loại kết cấu được sử dụng rộng rãi trong tất cả các lĩnh vực của ngành xây dựng, đặc biệt là xây dựng dân dụng và công nghiệp, xây dựng cầu hầm, xây dựng thủy lợi, thủy điện, công trình biển... Trong những năm gần đây ở Việt Nam, cùng với sự lớn mạnh của nền kinh tế nói chung và của ngành xây dựng nói riêng, kết cấu thép ngày càng phát triển rộng rãi, đa dạng và phong phú hơn. Kiến thức về kết cấu thép là cần thiết cho mọi kỹ sư công trình và cán bộ kỹ thuật xây dựng.

"**Kết cấu thép Nhà dân dụng và công nghiệp**" là Tập hai trong bộ sách *Giao trình chính về Kết cấu thép* do Bộ môn Công trình Thép – Gỗ Trường Đại học Xây dựng biên soạn, dành cho việc thiết kế nhà dân dụng và công nghiệp bằng thép như: nhà công nghiệp, nhà nhịp lớn, nhà cao tầng.

Cuốn "**Kết cấu thép nhà dân dụng và công nghiệp**" xuất bản lần này là sự kế tục và phát triển của các cuốn sách do Bộ môn Công trình Thép – Gỗ đã biên soạn trước đây. Nội dung của sách đã được cập nhật, bổ sung cho phù hợp với các Tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, đặc biệt là TCXDVN 338:2005 "**Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế**" và đáp ứng tính đa dạng, tiên tiến, hiện đại trong xây dựng công trình.

Việc biên soạn được phân công như sau:

- ♦ GVC. Ths. Hoàng Văn Quang, viết chương 1;
- ♦ GVC. Ths. Phạm Văn Tư, viết chương 2;
- ♦ PGS. TS. Nguyễn Quang Viên, chủ biên, viết phần mở đầu, chương 3 và hiệu chỉnh bản thảo.

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn GS. TS. Đoàn Định Kiến, GS. TS. Phạm Văn Hội và các bạn đồng nghiệp ở Bộ môn Công trình Thép – Gỗ Trường Đại học Xây dựng đã đóng góp ý kiến và giúp đỡ để hoàn thành cuốn sách; cảm ơn các thế hệ sinh viên Trường Đại học Xây dựng và các trường Đại học Kiến trúc, Thủy lợi, Giao thông đã góp nhiều ý kiến bổ sung; cảm ơn các cán bộ của Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật đã góp công sức cho cuốn sách sớm ra mắt bạn đọc.

Rất mong tiếp tục nhận được những ý kiến đóng góp, phê bình của bạn đọc, để cuốn sách ngày càng hoàn thiện hơn.

CÁC TÁC GIA



CÁC KÝ HIỆU CHÍNH SỬ DỤNG TRONG SÁCH

Ký hiệu	Ý nghĩa
• Các đặc trưng hình học	
A	diện tích tiết diện nguyên
A_n	diện tích tiết diện thực
A_f	diện tích tiết diện bản cánh
A_w	diện tích tiết diện bản bụng, diện tích tính toán của đường hàn
A_{wf}	diện tích tính toán của đường hàn góc theo kim loại đường hàn (tiết diện 1-1)
A_{ws}	diện tích tính toán của đường hàn góc theo kim loại ở biên nóng chảy (tiết diện 2-2)
A_{bn}	diện tích tiết diện thực của bulông
A_d	diện tích tiết diện thanh xiên
b	chiều rộng
b_f	chiều rộng bản cánh
b_o	chiều rộng phần nhô ra của bản cánh
b_s	chiều rộng của sườn ngang
h	chiều cao của tiết diện
h_w	chiều cao của bản bụng
h_f	chiều cao của đường hàn góc
h_{fk}	khoảng cách giữa trục của các cánh dầm
i	bán kính quán tính của tiết diện
i_x, i_y	bán kính quán tính tiết diện đối với các trục tương ứng $x - x, y - y$
i_{min}	bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện
I_f	mômen quán tính của tiết diện nhánh
I_m, I_d	mômen quán tính của tiết diện thanh cánh và thanh xiên của giàn
I_b	mômen quán tính tiết diện bản giằng
I_s, I_{si}	mômen quán tính tiết diện sườn ngang và dọc
I_l	mômen quán tính xoắn
I_{tr}	mômen quán tính xoắn của ray, dầm

Ký hiệu	Ý nghĩa
I_x, I_y	các mômen quán tính của tiết diện nguyên đối với các trục tương ứng $x - x$ và $y - y$
I_{nx}, I_{ny}	các mômen quán tính của tiết diện thực đối với các trục tương ứng $x - x$ và $y - y$
L	chiều cao của thanh đứng, cột hoặc chiều dài nhịp dầm
l	chiều dài nhịp
l_d	chiều dài của thanh xiên
l_m	chiều dài khoang các thanh cánh của giàn hoặc cột rỗng
l_o	chiều dài tính toán của cấu kiện chịu nén
l_x, l_y	chiều dài tính toán của cấu kiện trong các mặt phẳng vuông góc với các trục tương ứng $x - x, y - y$
l_w	chiều dài tính toán của đường hàn
S	mômen tĩnh
s	bước lỗ bulông
t	chiều dày
t_t, t_w	chiều dày của bản cánh và bản bụng
u	khoảng cách đường lỗ bulông
W_{nmin}	môđun chống uốn (mômen kháng) nhỏ nhất của tiết diện thực đối với trục tính toán
W_x, W_y	môđun chống uốn (mômen kháng) của tiết diện nguyên đối với trục tương ứng $x - x, y - y$
$W_{nx,min}, W_{ny,min}$	môđun chống uốn (mômen kháng) nhỏ nhất của tiết diện thực đối với các trục tương ứng $x - x, y - y$
W_w	môđun chống uốn (mômen kháng) của bản bụng, của đường hàn
W_{wf}	mômen kháng của đường hàn góc theo kim loại đường hàn (tiết diện 1 - 1)
W_{ws}	mômen kháng của đường hàn góc theo kim loại ở biên nóng chảy (tiết diện 2 - 2)

• Ngoại lực và nội lực

F, P	ngoại lực tập trung
M	mômen uốn
M_x, M_y	mômen uốn đối với các trục tương ứng $x - x, y - y$
M_t	mômen xoắn cục bộ
N	lực dọc

Ký hiệu	Ý nghĩa
N_d	nội lực phụ
N_M	lực dọc trong nhánh do mômen gây ra
p	áp lực tính toán
V	lực cắt
V_f	lực cắt quy ước tác dụng trong một mặt phẳng thanh (bản) giằng
V_s	lực cắt quy ước tác dụng trong thanh (bản) giằng của một nhánh

*** Cường độ và ứng suất**

E	môđun đàn hồi
f_y	cường độ tiêu chuẩn lấy theo giới hạn chảy của thép
f_u	cường độ tiêu chuẩn của thép theo sức bền kéo đứt
f	cường độ tính toán của thép chịu kéo, nén, uốn lấy theo giới hạn chảy
f_t	cường độ tính toán của thép theo sức bền kéo đứt
f_v	cường độ tính toán chịu cắt của thép
f_c	cường độ tính toán của thép khi ép mặt theo mặt phẳng tỉ đều (có gia công phẳng)
f_{cc}	cường độ tính toán ép mặt cục bộ trong các khớp trụ (mặt cong) khi tiếp xúc chặt
f_{th}	cường độ tính toán chịu kéo của sợi thép cường độ cao
f_{ub}	cường độ kéo đứt tiêu chuẩn của bulông
f_{tb}	cường độ tính toán chịu kéo của bulông
f_{vb}	cường độ tính toán chịu cắt của bulông
f_{cb}	cường độ tính toán chịu ép mặt của bulông
f_{db}	cường độ tính toán chịu kéo của bulông neo
f_{nb}	cường độ tính toán chịu kéo của bulông cường độ cao
f_{cd}	cường độ tính toán chịu ép mặt theo đường kính con lăn
f_w	cường độ tính toán của mối hàn đối đầu chịu nén, kéo, uốn theo giới hạn chảy
f_{wc}	cường độ tính toán của mối hàn đối đầu khi chịu nén
f_{wt}	cường độ tính toán của mối hàn đối đầu khi chịu kéo
f_{wu}	cường độ tính toán của mối hàn đối đầu chịu nén, kéo, uốn theo sức bền kéo đứt
f_{wv}	cường độ tính toán của mối hàn đối đầu chịu cắt
f_{wt}	cường độ tính toán của đường hàn góc (chịu cắt quy ước) theo kim loại mối hàn
f_{ws}	cường độ tính toán của đường hàn góc (chịu cắt quy ước) theo kim loại ở biên nóng chảy

Ký hiệu	Ý nghĩa
f_{min}	cường độ tiêu chuẩn của kim loại đường hàn theo sức bền kéo đứt
G	môđun trượt
σ	ứng suất pháp
σ_c	ứng suất pháp cục bộ
σ_x, σ_y	các ứng suất pháp song song với các trục tương ứng $x-x, y-y$
$\sigma_{cr}, \sigma_{c,cr}$	các ứng suất pháp tới hạn và ứng suất cục bộ tới hạn
τ	ứng suất tiếp
τ_{cr}	ứng suất tiếp tới hạn.

• **Ký hiệu các thông số**

c_1, c_x, c_y	các hệ số dùng để kiểm tra bền của dầm chịu uốn trong một mặt phẳng chính hoặc trong hai mặt phẳng chính khi có kể đến sự phát triển của biến dạng dẻo
e	độ lệch tâm của lực
m	độ lệch tâm tương đối
m_e	độ lệch tâm tương đối tính đối
n, p, μ	các thông số để xác định chiều dài tính toán của cột
n_a	số lượng bulông trên một nửa liên kết
n_c	số mũ
n_o	chu kỳ tải trọng
n_v	số lượng các mặt cắt tính toán
β_p, β_s	các hệ số để tính toán đường hàn góc theo kim loại đường hàn và ở biên nóng chảy của thép cơ bản
γ_c	hệ số điều kiện làm việc của kết cấu
γ_b	hệ số điều kiện làm việc của liên kết bulông
γ_M	hệ số độ tin cậy về cường độ
γ_o	hệ số độ tin cậy về tải trọng
γ_u	hệ số độ tin cậy trong các tính toán theo sức bền tức thời
η	hệ số ảnh hưởng hình dạng của tiết diện
λ	độ mảnh của cấu kiện ($\lambda = l_o/I$)
$\bar{\lambda}$	độ mảnh quy ước ($\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{f/E}$)
λ_o	độ mảnh tương đương của thanh tiết diện rỗng

<i>Ký hiệu</i>	<i>Ý nghĩa</i>
$\bar{\lambda}_0$	độ mảnh tương đương quy ước của thanh tiết diện rỗng ($\bar{\lambda}_0 = \lambda_0 \sqrt{f/E}$)
$\bar{\lambda}_w$	độ mảnh quy ước của bản bụng ($\bar{\lambda}_w = (h_w / t_w) \sqrt{f/E}$)
λ_x, λ_y	độ mảnh tính toán của cấu kiện đối với các trục tương ứng $x - x, y - y$
μ	hệ số chiều dài tính toán của cột
φ	hệ số uốn dọc
φ_b	hệ số giảm cường độ tính toán khi mất ổn định dạng uốn xoắn
φ_n	hệ số giảm cường độ tính toán khi nén lệch tâm, nén uốn
ψ	hệ số để xác định hệ số φ_b khi tính toán ổn định của dầm

Chương 1

KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

§1.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP

1. ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA KẾT CẤU NHÀ CÔNG NGHIỆP

Nhà công nghiệp 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 hệ tông, xà ngang bằng thép thì kết cấu khung được gọi là khung hỗn 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 công nghiệp loại nặng:** chiều cao lớn (chiều cao thông thủy $H > 15$ m), nhịp lớn ($L > 24$ m), bước cột lớn ($B \geq 9$ m), sức trục lớn ($Q \geq 30$ t), mái lợp panen bê tông cốt thép. Hiện nay ở Việt Nam, nhà công nghiệp loại nặng có mái panen rất ít được xây mới.
- **Nhà công nghiệp loại nhẹ:** nhà không có cầu trục (nhà kho), nhà có sức trục nhẹ ($Q < 30$ t), mái lợp tôn. Đây là loại phổ biến ở nước ta.

Trong nhà công nghiệp, yếu tố ảnh hưởng lớn nhất đến sự làm việc của kết cấu là cầu trục. 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 và điều kiện làm việc của cầu trục, được gọi là chế độ làm việc của cầu trục. Cường độ hoạt động được đánh giá bằng nhiều tiêu chí như số lần mở máy trong một giờ, hệ số nâng tải mà không phụ thuộc vào sức nâng Q . Theo đó nhà công nghiệp được chia làm hai loại:

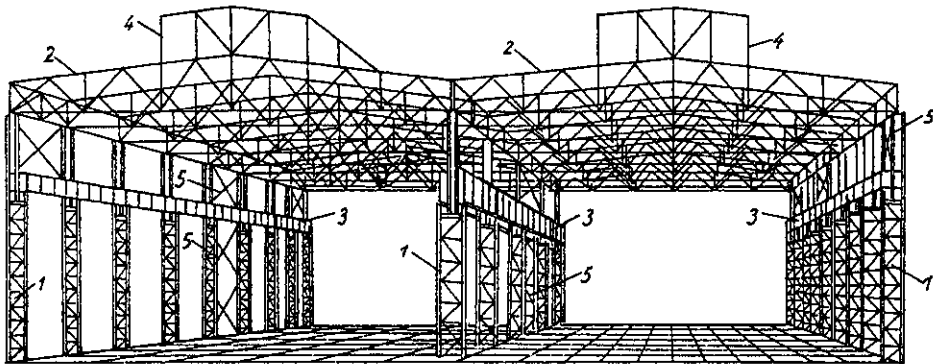
- **Nhà không có cầu trục:** nhà kho, nhà máy dệt may, nhà máy chế tạo đồng hồ, nhà máy lắp ráp vô tuyến.
- **Nhà có cầu trục:** xưởng luyện thép, sản xuất đường, sản xuất đầu máy toa xe lửa, chế tạo tàu thủy. Nhà xưởng có cầu trục có bốn chế độ làm việc: chế độ làm việc nhẹ, trung bình, nặng và rất 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 cấu trúc chế độ làm việc trung bình: đặc điểm làm việc như nhà có cấu trúc 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 cấu trúc chế độ làm việc nặng: 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 nâng 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 phải chịu tải lớn, động và liên tục, nên khi thiết kế cần 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, mái nặng

1. Cột; 2. Giàn 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, hai nhịp.

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

2. CÁC YÊU CẦU CƠ BẢN KHI THIẾT KẾ KHUNG NGANG NHÀ CÔNG NGHIỆP

Khi thiết kế kết cấu công trình nói chung và kết cấu nhà công nghiệp nói riêng, phải thoả 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. Yêu cầu này liên quan đến việc chọn bước cột, đường đi của cầu trục, hệ giằng...
- ♦ Bảo đảm cho các thiết bị nâng, cầu trục 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 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 mỏi. 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 cột dầm. 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 mái và chiều cao của cửa kính...

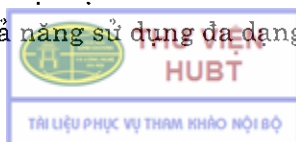
Đồng thời với việc thoả mãn yêu cầu sử dụng, kết cấu nhà công nghiệp phải đạt hiệu quả kinh tế. Yêu cầu kinh tế phụ thuộc trước hết vào chi phí cho công trình bao gồm: giá thiết kế, giá thành vật liệu, giá thành chế tạo và xây lắp. Mặt khác cần tính đến hiệu quả kinh tế do rút ngắn thời gian xây dựng và các chi phí khác như chi phí vận chuyển, bảo trì. Dùng khung thép, do được chế tạo trước trong nhà máy nên thời gian xây dựng trên công trường ngắn và nhanh chóng đưa công trình vào sử dụng.

Thoả mãn đầy đủ 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 thoả mãn tốt nhất các yếu tố đó.

Vấn đề chọn vật liệu làm kết cấu (thép, bê tông cốt thép, hỗn hợp) là vấn đề cần phải giải quyết trước hết.

Xuất phát từ điều kiện kinh tế, dùng khung thép cho nhà có cầu trục chế độ làm việc nặng, nhà chịu tải trọng động, liên tục là hợp lý. Ngoài ra nên chọn khung thép cho những vùng đất yếu, các móng biến dạng không đều, và đặc biệt là những vùng có điều kiện chuyên chở khó khăn. Ngày nay, do việc đầu tư của nước ngoài vào Việt Nam ngày càng nhiều nên khung thép nhà công nghiệp loại nhẹ đang được xây dựng tương đối nhiều.

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 hoá cấu kiện cho phép giảm nhiều loại kích thước kết cấu, tạo ra khả năng sử dụng đa dạng.



§1.2. BỐ TRÍ KẾT CẤU NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

1. CÁC BỘ PHẬN CHÍNH CỦA KẾT CẤU NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

Các bộ phận chịu lực của nhà công nghiệp một tầng gồm có:

- a) **Kết cấu mái:** gồm xà ngang (giàn hoặc dầm mái); kết cấu đỡ kèo (nếu có); tấm mái (panen bê tông cốt thép hoặc tấm tôn, tấm phibrô xi măng với xà gỗ); cửa mái (còn gọi là cửa trời); hệ giằng mái.
- b) **Kết cấu cột:** gồm cột; dầm cầu trục; giằng cột và tường bao che (tường panen, gạch hoặc tôn với xà gỗ quây tôn).
- c) **Hệ sườn tường:** gồm dầm, cột sườn tường và giằng sườn tường để đỡ tường.
- d) **Kết cấu móng và giằng móng**

Các bộ phận trên liên kết với nhau tạo nên hệ kết cấu không gian chịu toàn bộ tải trọng tác dụng lên nhà. Một cách đơn giản, có thể tách thành khung ngang và khung dọc. Khung ngang gồm có cột, giàn và móng. Các khung ngang liên hệ với nhau bằng các kết cấu dọc như hệ giằng, dầm cầu trục, kết cấu cửa mái, kết cấu đỡ tường. Trong thiết kế, do độ cứng của khung ngang nhỏ hơn rất nhiều so với độ cứng của khung dọc, nên với sai số chấp nhận được, cho phép tách một khung ngang để thiết kế.

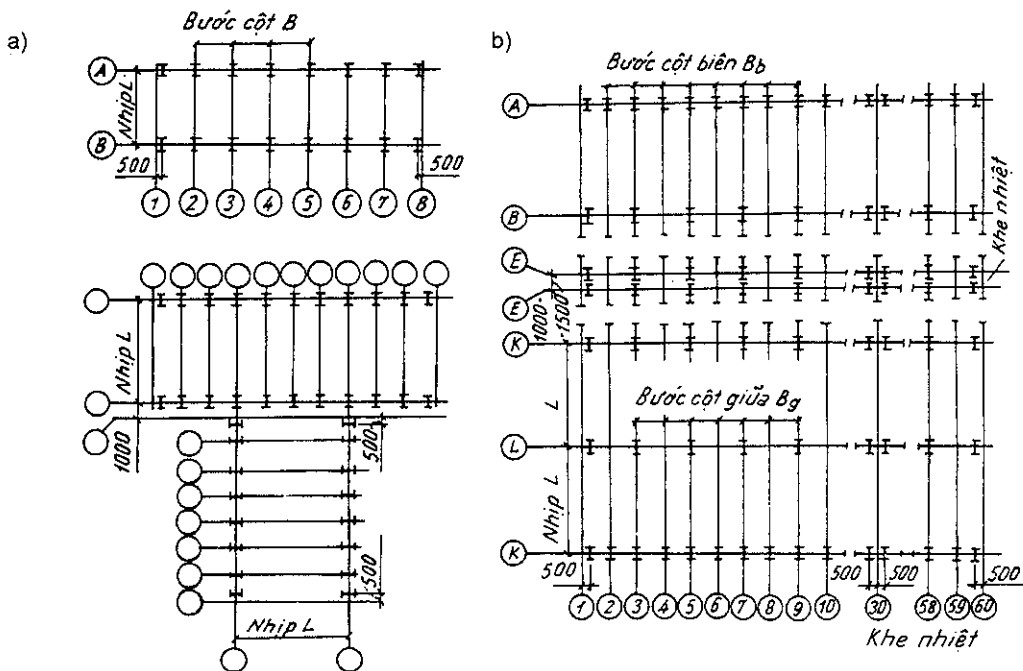
2. BỐ TRÍ HỆ LƯỚI CỘT

Bố trí hệ lưới cột (hình 1.2) 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 sản xuất, các thiết bị máy móc, số lượng cầu trục, 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.

Nhằm đáp ứng yêu cầu chuẩn hoá và định hình hoá, 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; 9; 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 có thể lớn hơn (thường là bội số) bước cột biên. Do yêu cầu thống nhất hoá và để khỏi thay đổi kết cấu đỡ kèo, đỡ dầm cầu trục thì bước cột giữa không thay đổi theo chiều dài nhà.



Hình 1.2. Bố trí hệ lưới cột

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

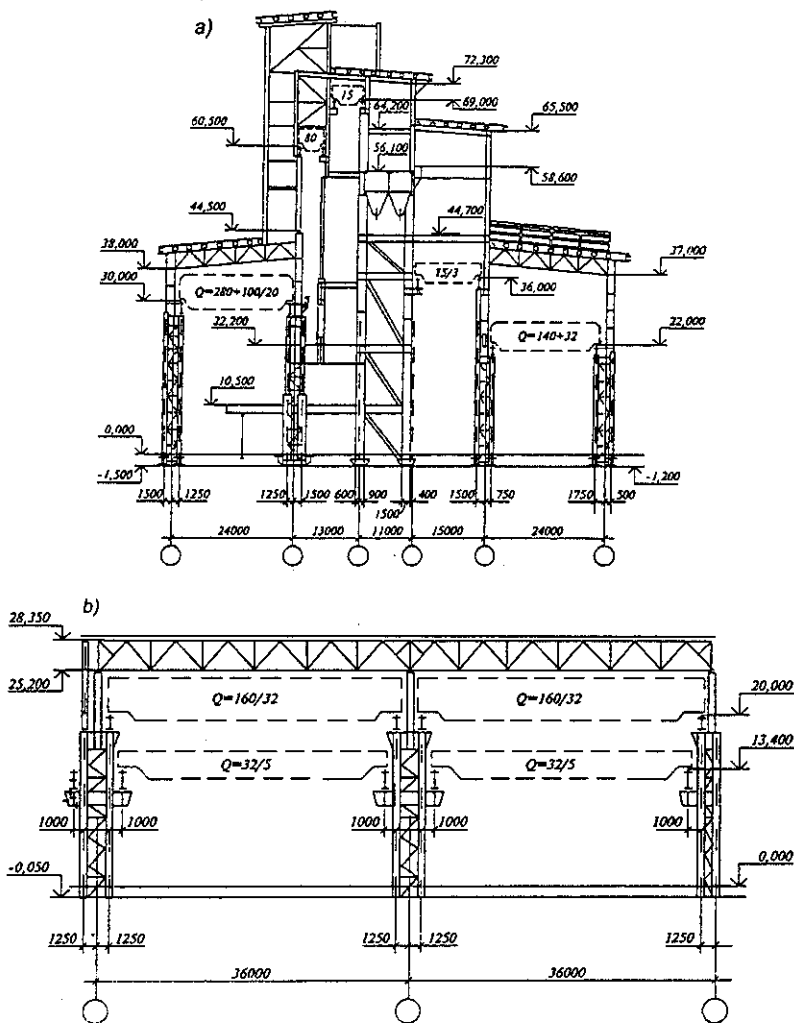
Khi nhà dài, phải có khe nhiệt độ (để giảm ứng suất phát sinh trong kết cấu khung do thay đổi nhiệt độ), khoảng cách giữa các khe nhiệt độ theo phương dọc nhà lấy không quá 200 m, theo phương ngang nhà không quá 120 m. Do cần có khoảng cách để bố trí hệ sườn tường và để tấm mái không bị hụt, ở đầu hồi nhà, trục cột lùi vào so với trục định vị 500 mm. Tại vị trí có khe nhiệt độ, trục hai cột (ở hai phía trục định vị) cũng lùi vào, mỗi cột 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 (hình 1.2).

§1.3. KHUNG NGANG NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

1. PHÂN LOẠI KHUNG NGANG

Khung ngang nhà là khung một nhịp hoặc nhiều nhịp phụ thuộc vào yêu cầu công nghệ và kiến trúc của nhà. Kết cấu chính của khung ngang là cột và xà ngang. 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. Xà ngang là dầm hoặc giàn, thông thường với nhà công nghiệp giàn được dùng nhiều hơn. Liên kết giữa cột và xà ngang có thể là liên kết khớp hoặc liên kết cứng.

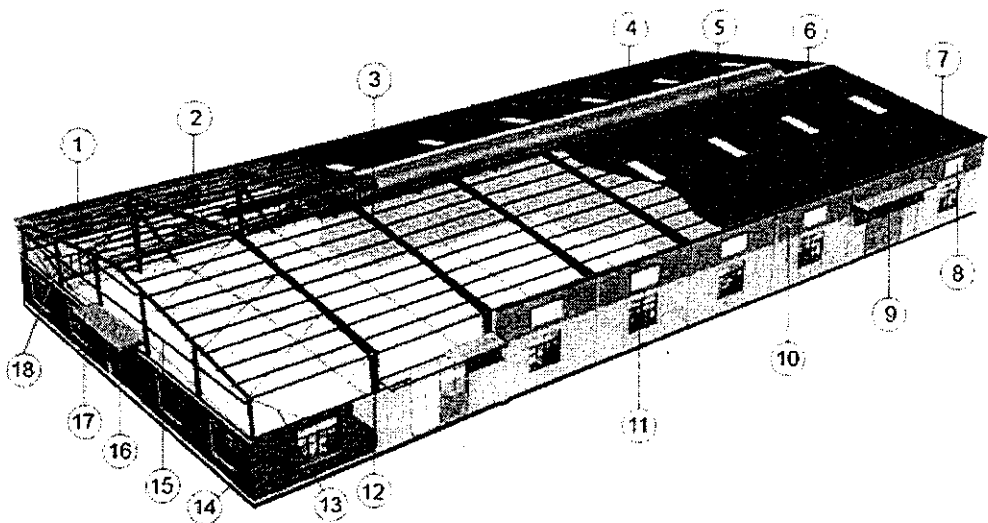


Hình 1.3. Khung ngang

a) Nhà máy luyện thép; b) Nhà máy lắp máy.

Tuỳ theo công năng của công trình, khung ngang có thể là một tầng một nhịp, một tầng nhiều nhịp hay nhiều tầng nhiều nhịp. Cầu trục có thể bố trí ở một nhịp hay ở các nhịp khác nhau; trong một nhịp thường có hai cầu trục, có thể bố trí hai lớp cầu trục. Trên hình 1.3 giới thiệu khung ngang của nhà máy luyện thép (hình 1.3a) và nhà máy lắp máy (hình 1.3b). Các nhà máy với sức trục lớn chủ yếu dùng trong ngành luyện kim, chế tạo máy, đóng tàu, thủy điện.

Bên cạnh các nhà máy có sức trục lớn thì ở nước ta hiện nay dùng phổ biến là khung thép đặc, vật liệu thép cường độ cao (cột, xà tiết diện chữ I) – còn gọi là khung thép tiền chế (hình 1.4). Các công ty Zamil Steel, PEB Steel đi đầu trong việc sản xuất loại khung thép tiền chế.



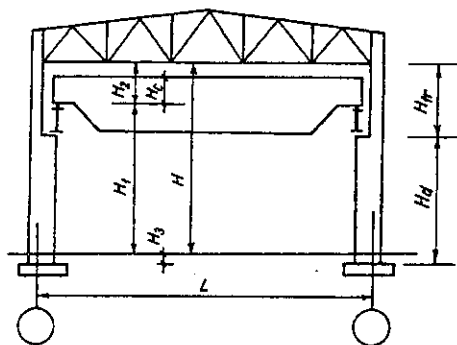
Hình 1.4. Khung thép tiền chế

1. Khung đầu hồi; 2. Xà gỗ mái; 3. Khung giữa; 4. Cửa mái; 5. Tấm mái;
6. Tấm lấy sáng; 7. Máng nước; 8. Cửa chớp; 9. Cửa đẩy; 10. Tấm tường; 11. Cửa sổ;
12. Cột khung; 13. Giằng cột, giằng mái; 14. Tường xây; 15. Xà gỗ tường;
16. Cửa đầu hồi; 17. Mái hắt; 18. Cột sườn tường.

2. 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 hoá, xét kích thước của khung một nhịp như trên hình 1.5.

Quy ước: gọi chỗ kê dầm cầu trục là vai cột (hay dầm vai); đoạn cột từ mặt trên của vai cột đến cánh dưới giằng vì kèo là cột trên, đoạn cột từ mặt trên vai cột đến mặt móng là cột dưới. Khi giằng liên kết khớp với cột thì giằng đặt lên trên đỉnh cột, khi liên kết cứng thì cột trên được kéo dài thêm một đoạn bằng chiều cao đầu giằng và nút giằng liên kết ở bên cạnh cột (để đảm bảo góc xoay tại đỉnh cột và đầu giằng là bằng nhau).



Hình 1.5. Kích thước khung một nhịp

• Kích thước theo phương ngang

- ♦ Khi dùng cầu trục tiêu chuẩn (cầu trục Nga), nhằm mục đích định hình hoá cho thiết kế và thi công, một số yêu cầu cần phải tuân theo (hình 1.6):

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

Khi nhà không có cầu trục hoặc nhà thấp, cầu trục bé, sức trục từ 20 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 cầu trục có sức trục lớn hơn 75 tấn, hoặc nhà có chế độ làm việc nặng cần bố trí lối đi ở cột trên (hình 1.6b).

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

Bề rộng cột trên (chiều cao tiết diện cột) của cột bậc h_t do yêu cầu độ cứng, lấy khoảng $(1/10 + 1/12)$ chiều cao cột trên H_t . Thường chọn 500; 750; 1000 mm, bề rộng 1000 mm dùng khi có lối đi qua bụng cột (kích thước lỗ 400×800 mm).

Để cầu trục làm việc an toàn theo phương dọc nhà, khoảng cách λ từ trục ray đến trục định vị phải thoả mãn điều kiện:

$$\lambda \geq B_1 + (h_t - a) + D \quad (1.1)$$

trong đó: B_1 – chiều dài phần đầu cầu trục từ trục ray đến mép ngoài cầu trục, lấy theo catalô cầu trục;

D – khe hở an toàn giữa cầu trục và cánh, cột lấy bằng $60 + 75$ mm.

Trị số λ phụ thuộc vào sức trục, chế độ làm việc của cầu trục, được lấy như sau:

$\lambda = 750$ mm khi nhà có cầu trục $Q \leq 75$ tấn.

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

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

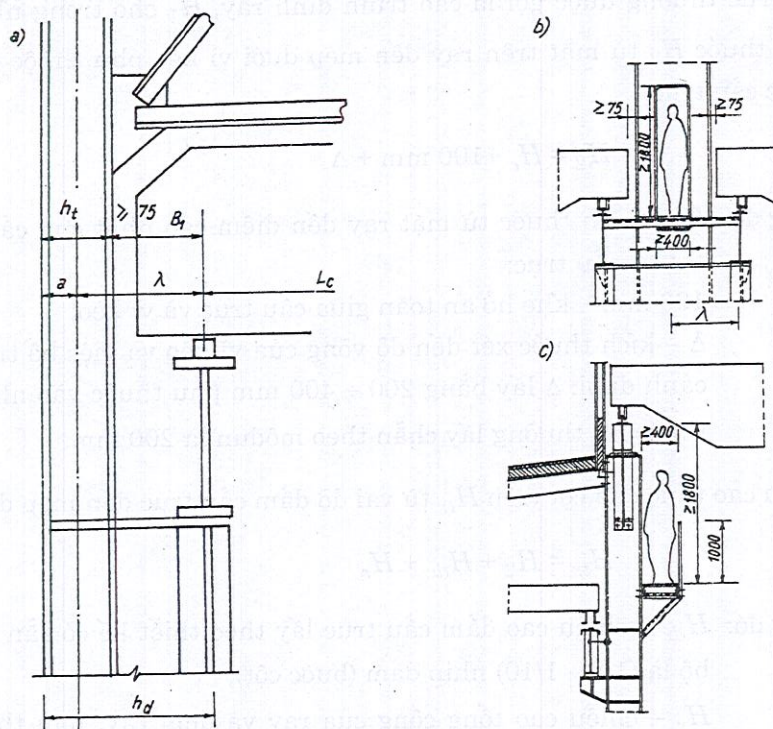
Bề rộng cột dưới (chiều cao tiết diện cột) h_d , do điều kiện độ cứng được lấy không nhỏ hơn $(1/20)H$ khi nhà có cầu trục chế độ làm việc trung bình; không nhỏ hơn $(1/15)H$ khi nhà có cầu trục chế độ làm việc nặng (H là chiều cao toàn cột). Đối với khung dùng cột tiết diện không đổi, bề rộng cột không được nhỏ hơn $(1/25)H$.

Thông thường trục nhánh trong của cột bậc (dỡ dầm cầu trục) trùng với trục dầm cầu trục, vì vậy bề rộng cột dưới sẽ là:

$$h_d = a + \lambda$$

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

Trong cột bậc, phần cột trên thường dùng cột tiết diện đặc dạng chữ I (vì chiều dài cột ngắn), cột dưới dùng tiết diện đặc hoặc rỗng. Khi dùng cột rỗng, tiết diện cột biên gồm hai nhánh: nhánh phía dưới dầm cầu trục gọi là nhánh cầu trục; nhánh phía ngoài gọi là nhánh mái.



Hình 1.6. 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 hai trục định vị theo phương ngang) xác định theo yêu cầu sử dụng và theo cầu trục trong nhà

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

trong đó L_{ct} – nhịp của cầu trục, tra trong catalô cầu trục.



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

- *Khi dùng cầu trục sản xuất trong nước* như của các hãng ABUS (công nghệ Cộng hoà liên bang Đức), NIPPON (công nghệ Nhật Bản)... thì không nhất thiết phải tuân theo kích thước về trục định vị, kích thước λ mà chỉ cần đảm bảo kích thước của khe an toàn giữa cầu trục và mép cột, giữa cầu trục và giàn vì kèo. Kích thước an toàn này được quy định bởi nhà sản xuất cầu trục.
- **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, xác định theo công thức:

$$H = H_1 + H_2 \quad (1.2)$$

Kích thước H_1 là khoảng cách nhỏ nhất từ mặt nền đến cao độ mặt trên của 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 trên ray đến mép dưới vì kèo phụ thuộc chủ yếu vào kích thước cầu trục:

$$H_2 = H_c + 100 \text{ mm} + \Delta$$

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;

Δ – kích thước xét đến độ võng của vì kèo và việc bố trí hệ giằng thanh cánh dưới, Δ 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_{tr} từ vai đỡ dầm cầu trục đến mép dưới vì kèo:

$$H_{tr} = H_2 + H_{dc} + H_r$$

trong đó: H_{dc} – chiều cao dầm cầu trục lấy theo thiết kế có sẵn hoặc giả thiết sơ bộ là (1/8 ÷ 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_{tr} chính xác cần thiết kế dầm cầu trục trước.

Chiều cao thực của cột dưới tính từ mặt móng đến vai cột:

$$H_d = H_1 - H_{dc} - H_r + H_3$$

trong đó: H_3 – phần cột chôn dưới cao trình nền, lấy khoảng 600 ÷ 1000 mm.

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

Chiều cao cột sẽ là:

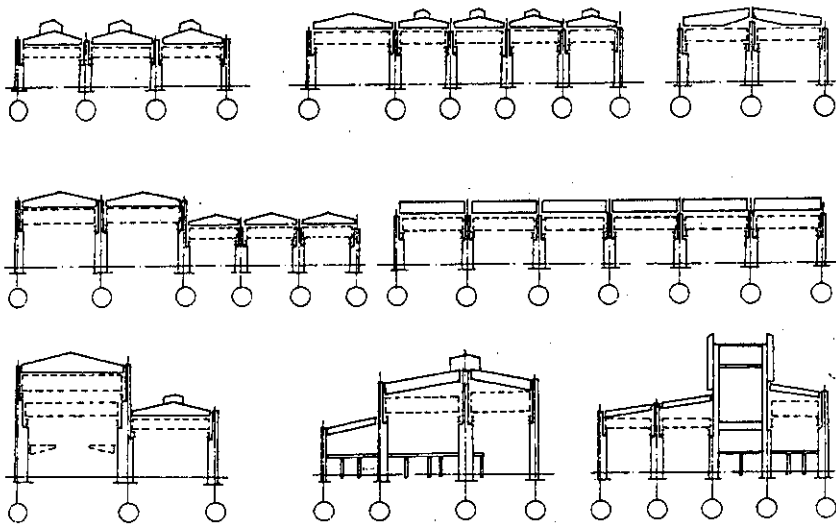
$$H = H_{tr} + H_d.$$

Khi dàn liên kết cứng với cột, chiều cao chế tạo cột cần cộng thêm đoạn H_0 .

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 cửa kính.

• **Kích thước của khung nhiều nhịp**

Khung nhiều nhịp có tổ hợp nhiều dạng phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng và kiến trúc. Các nhịp và chiều cao có thể bằng nhau hoặc khác nhau (hình 1.7).



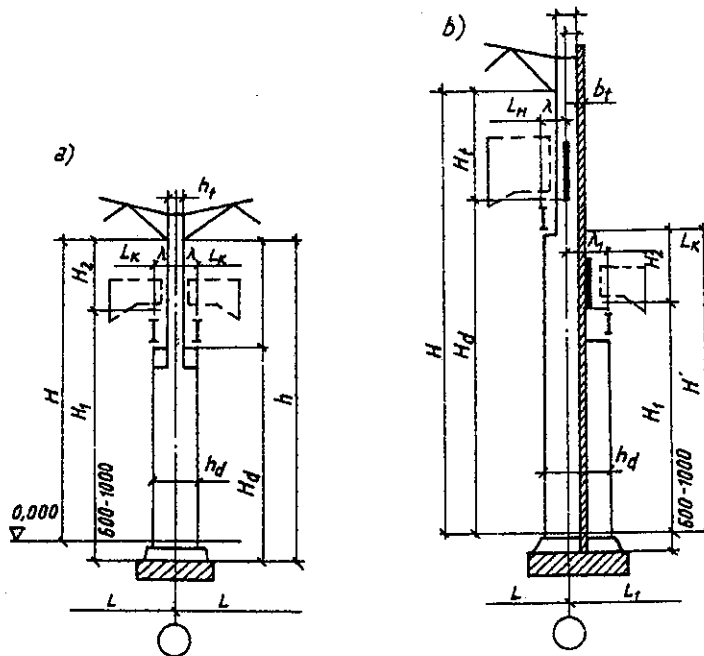
Hình 1.7. Khung nhà công nghiệp nhiều nhịp

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 dưới $h_d = 2\lambda$ (hình 1.8); λ lấy trị số lớn hơn trong hai trị số λ của 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:

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





Hình 1.8. Kích thước khung nhiều nhịp

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

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

$$\lambda' \geq a + b_t + B_1 + D + 450 \text{ mm};$$

trong đó: b_t – chiều dày của tường;

450 mm – bề rộng lối đi. Các kích thước khác như ở phần trên (hình 1.8).

§1.4. HỆ GIẰNG NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

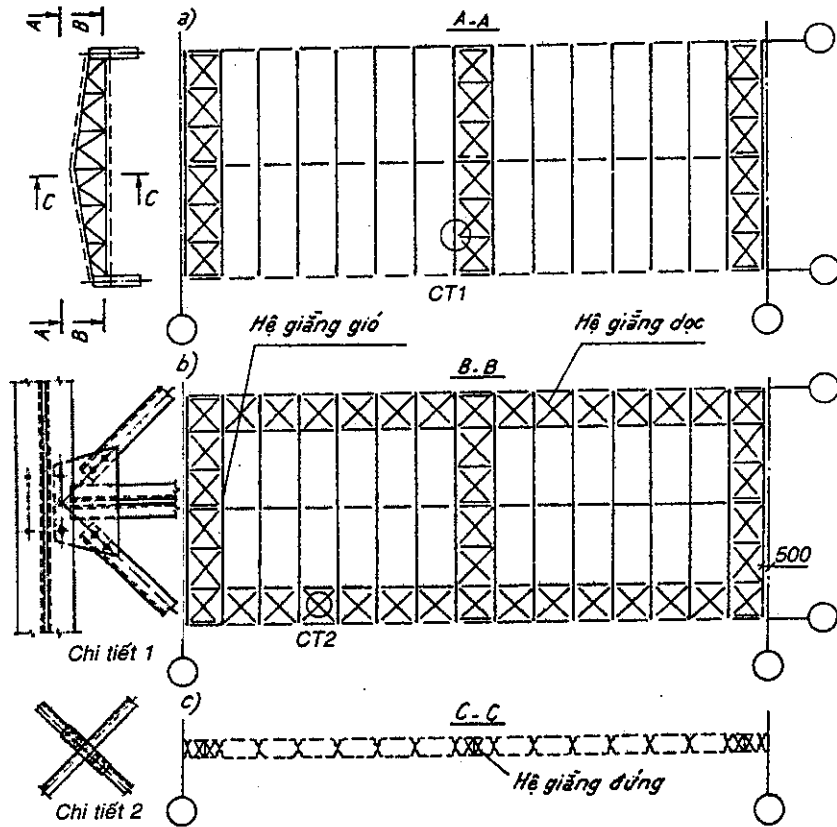
Đối với các công trình bằng thép, do vật liệu có tính dẻo, cường độ cao, nên tiết diện dầm, cột thường nhỏ, độ mảnh lớn nên cần phải gắn kết các bộ phận chịu lực với nhau bằng hệ giằng để tạo nên độ cứng không gian cho nhà.

Hệ giằng còn có tác dụng giảm chiều dài tự do để tăng ổn định tổng thể của các cấu kiện; chịu các lực tác dụng dọc nhà do: tải trọng gió tác dụng vào đầu hồi (gió thổi dọc nhà), do hãm dọc của cầu trục. Ngoài ra hệ giằng sẽ tạo điều kiện thuận lợi cho việc thi công lắp dựng.

Hệ giằng của nhà công nghiệp bao gồm hai bộ phận: hệ giằng ở mái và hệ giằng ở cột.

1. HỆ GIẰNG MÁI

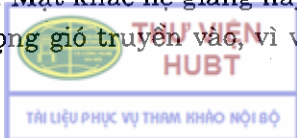
Hệ giằng mái (hình 1.9) được bố trí trong mặt phẳng cánh trên, trong mặt phẳng cánh dưới và hệ giằng đứng vuông góc với mặt phẳng của giàn. Giằng thường gồm hai thanh đặt chéo nhau.



Hình 1.9. Hệ giằng của mái nhà công nghiệp

- Hệ giằng trong mặt phẳng cánh trên (còn gọi là giằng cánh trên), bố trí theo phương ngang của nhà tại vị trí hai giàn đầu hồi, đầu khối nhiệt độ và giữa nhà. Cánh trên của hai giàn cạnh nhau được nối với nhau bởi các thanh giằng này. Ngoài ra còn thanh chống dọc nhà, nó tạo điều kiện thuận lợi khi thi công lắp ghép. Ở đỉnh dàn, bắt buộc phải bố trí thanh chống dọc.
- Hệ giằng trong mặt phẳng cánh dưới (còn gọi là giằng cánh dưới), bao gồm hai bộ phận:
 - Hệ giằng ngang, cấu tạo và bố trí tại các vị trí có giằng cánh trên.
 - Hệ giằng dọc bố trí dọc theo đầu cột.

Cùng với hệ giằng cánh trên, hệ giằng ngang cánh dưới tạo thành các khối cứng ở hai đầu hồi và ở giữa nhà. Mặt khác hệ giằng này là điểm tựa cho cột sườn tường đầu hồi để tiếp thu tải trọng gió truyền vào, vì vậy hệ giằng này còn được gọi là



giàn gió. Hệ giằng dọc nhà được bố trí dọc theo đầu cột, với chiều rộng bằng chiều dài khoang đầu tiên của cánh dưới giàn, có tác dụng tạo độ cứng dọc nhà. Hệ giằng này còn có tác dụng truyền lực cục bộ (lực của cầu trục) phân phối ra các khung lân cận. Hệ giằng dọc chỉ áp dụng cho nhà có cầu trục $Q \geq 10$ t. Cũng như giằng cánh trên, ở giằng cánh dưới cũng bố trí các thanh chống dọc nhà. 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 nút giàn dùng môđun 3 m, bước giàn 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 giàn và hai đầu gối tựa. Hệ giằng đứng cùng với hệ giằng cánh trên, giằng cánh dưới và hai giàn lân cận, tạo nên khối không gian cứng làm điểm tựa cho các giàn khác. Mặt khác giằng đứng có tác dụng cố định các vì kèo khi lắp ghép. Theo phương ngang nhà, khoảng cách giữa các giằng đứng từ 12 m ÷ 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 vào xà ngang, hệ giằng đứng được bố trí liên tục suốt chiều dài nhà ngay trên điểm treo ray cầu trục.

- **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.

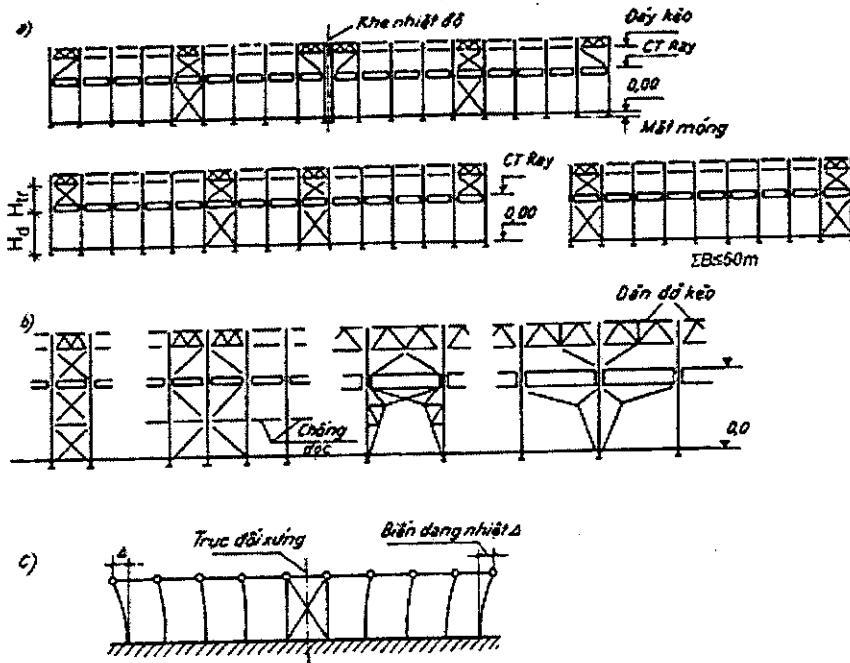
2. HỆ GIẰNG CỘT

Hệ giằng cột (hình 1.10) bảo đảm độ cứng dọc nhà và giữ ổn định cho cột. Cột khung có độ cứng theo phương ngang nhà (trong mặt phẳng khung) lớn và theo phương ngoài mặt phẳng (phương dọc nhà) bé, nên có thể coi cột liên kết khớp với móng theo phương dọc nhà.

Vì vậy muốn cả khối nhà đứng vững, cần phải cấu tạo một khoang cứng bất biến hình để các cột khác tựa vào bằng các thanh chống dọc. Khoang cứng gồm có hai cột, dầm cầu trục, các thanh giằng ngang và chéo. Khoang cứng phải bố trí vào khoang giữa chiều dài khối nhiệt độ để không cản trở biến dạng nhiệt của các kết cấu dọc (hình 1.10c). Khi chiều dài nhà nhỏ hơn 50 m, cho phép bố trí giằng cột ở hai khoang đầu nhà.

Hệ giằng cột được bố trí thành hai lớp: 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 cả hai nhánh cột. Ngoài ra ở đầu hồi nhà, đầu khối nhiệt độ thường bố trí giằng cột trên để nhận lực gió từ đầu hồi một cách nhanh chóng. Các thanh giằng lớp trên này tương đối mảnh nên không gây ứng suất nhiệt đáng kể. Các lực tác dụng dọc nhà truyền xuống móng qua hệ giằng cột dưới. Khi nhà có nhiều dầm lớn hơn 150 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 1.10. 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 $35^\circ - 55^\circ$, 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, có 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, cầu trục treo... hợp lý nhất là dùng giải pháp cấu tạo để giảm ứng suất nhiệt bằng cách chia đoạn dầm cầu trục, giảm chiều dài khối nhiệt độ, bố trí thêm hệ giằng...

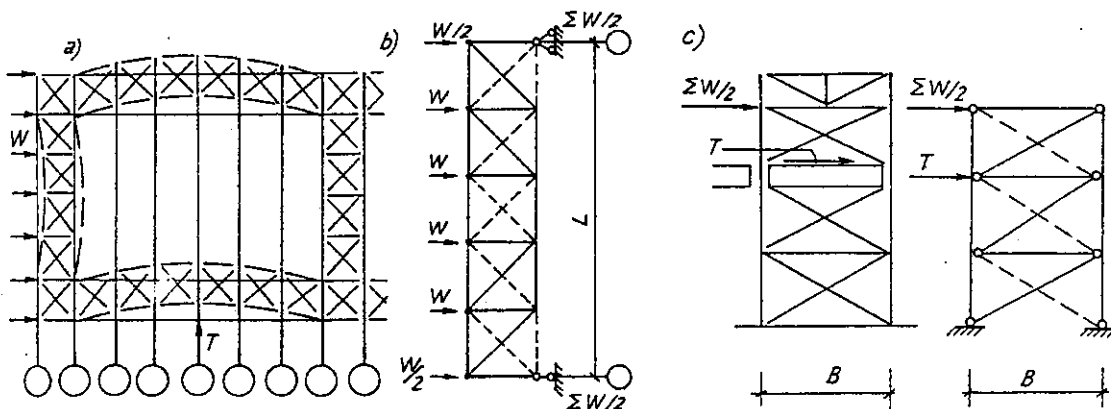
Khi bước cột 12 m hoặc cần làm lối đi ngang qua sẽ cấu tạo hệ giằng cột dưới kiểu khung cổng (hình 1.10b).

3. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN HỆ GIẰNG

a) Hệ giằng mái

Hệ giằng cánh dưới của mái được thiết kế để chịu tải trọng gió ở đầu hồi do sườn tường truyền vào. Hệ giằng này được tính toán như giàn chịu tải trọng ngang với các thanh cánh là thanh cánh dưới của hai giàn chính. Các thanh bụng (thanh

giằng) chữ thập khi chịu lực thường có một thanh chịu nén, một thanh chịu kéo. Do tính chất của tải trọng đối chiều, 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 chịu nén này coi như đã mất khả năng chịu lực, chỉ còn thanh kéo làm việc; lúc này hệ giằng được tính như giàn tĩnh định.



Hình 1.11. Sơ đồ tính toán hệ giằng

a) Sự làm việc của hệ giằng mái; b) Sơ đồ tính hệ giằng gió; c) Sơ đồ tính hệ giằng cột.

Đối với giàn gió, việc xác định nội lực tiến hành như tính nội lực giàn thông thường. Riêng với hệ giằng dọc nhà được tính theo sơ đồ giàn liên tục trên các gối tựa đàn hồi, gối tựa của giàn là hệ khung ngang, hệ số đàn hồi của gối tựa xác định theo chuyển vị đỉnh cột. 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 xà ngang thường dùng hai bulông $\phi 18 - 20$.

b) 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 do gió đầu hồi nhà truyền vào (qua giàn gió) và lực hãm dọc của cầu trục. Các lực này truyền qua dầm cầu trục và các thanh chống dọc nhà đến hệ giằng cột dưới và xuống móng (hình 1.11). Để tìm nội lực trong thanh giằng cột (N_{gi}), bỏ qua sự làm việc của thanh chịu nén, chỉ giữ lại thanh chịu kéo (hình 1.11c), thực hiện các mặt cắt qua thanh giằng rồi chiếu lên phương ngang (vuông góc với thân cột để triệt tiêu thành phần lực trong cột). Do đó diện tích tiết diện thanh giằng $A_{gi} \geq N_{gi}/(f_{lc})$.

4. BỐ TRÍ HỆ SƯỜN TƯỜNG

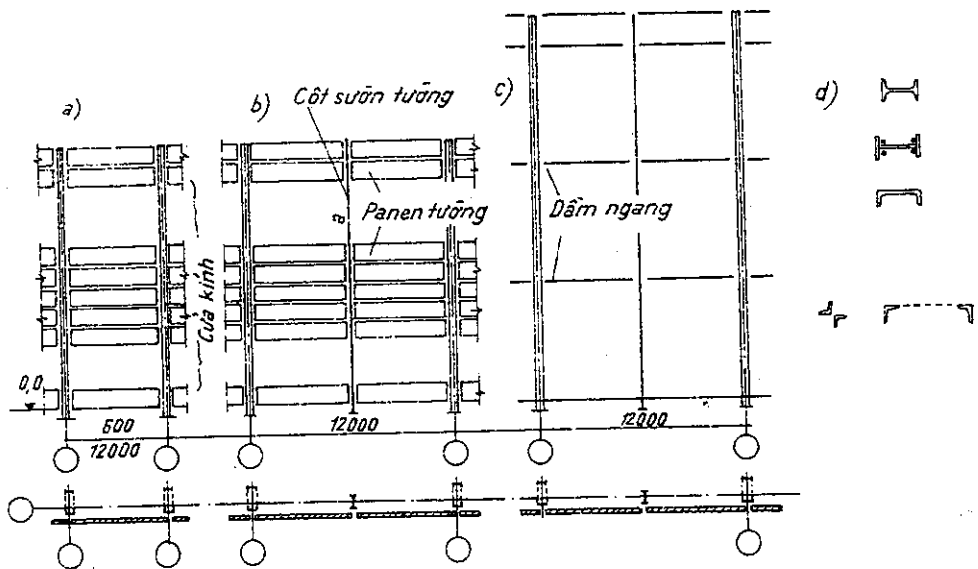
Tường của nhà công nghiệp gồm tường bao bên ngoài nhà và tường ngăn trong nhà. Ngoài nhiệm vụ bao che, phân chia khu vực cho nhà, còn có tác dụng chống ồn, bụi,

cách nhiệt và chịu tải trọng gió thổi vào nhà (với tường bao ngoài) để truyền vào khung. Tường có thể bằng gạch xây, bằng panen bê tông cốt thép hoặc tấm tôn, phibrô xi măng (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 chéo. Hệ sườn tường chia làm hai loại: sườn tường dọc nhà và sườn tường đầu hồi nhà.

a) Hệ sườn tường dọc nhà (hình 1.12)

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 1.12a.

Khi bước cột $B = 12$ m, panen tường dài 6 m thì cần bố trí một cột sườn tường ở giữa (hình 1.12b) để đỡ tấm panen; đầu trên của cột sườn tường tựa vào hệ giằng dọc nhà (ở vị trí cánh dưới của giàn).



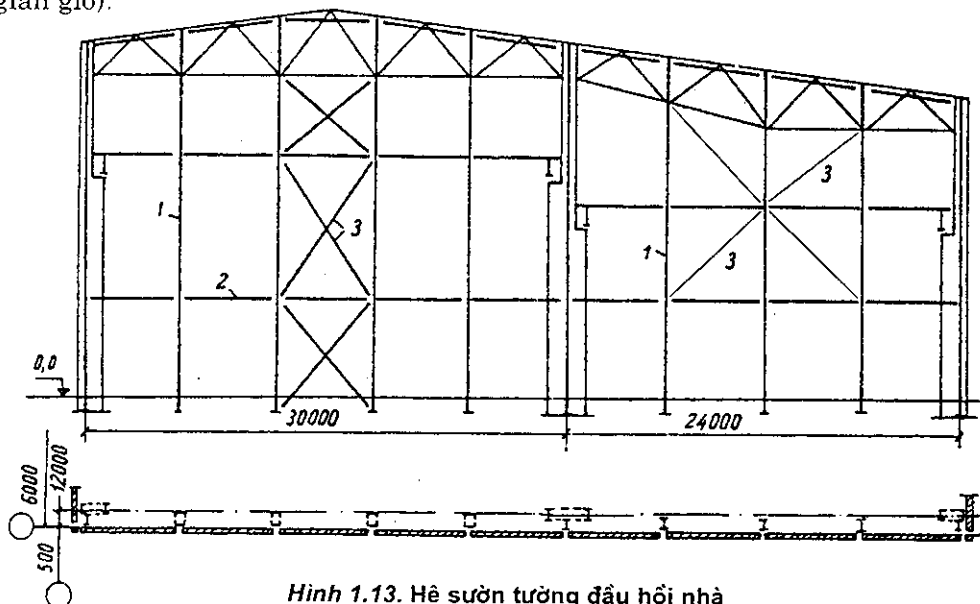
Hình 1.12. Hệ sườn tường dọc nhà

- 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 với nhà có độ cao lớn, cần phải bố trí thêm các dầm ngang (hình 1.12c) để giảm chiều dài tính toán của cột. Khi là tường gạch tự mang cũng cần đặt thêm cột và dầm sườn tường để chia nhỏ tường sao cho diện tích mỗi mảng tường không nên quá $12 \div 16 \text{ m}^2$. Chỗ tiếp giáp giữa tường và cột phải đặt râu thép $\phi 8, \phi 10$ và chèn căng bằng vữa mác cao. Khi tường là tấm phibrô xi măng hoặc tấm tôn thì bao giờ cũng cần có dầm ngang để treo tấm tường và chịu tải trọng gió.

b) Hệ sườn tường đầu hồi (hình 1.13)

Ở đầu hồi nhà, tường có kích thước rất lớn nên phải bố trí hệ sườn tường gồm cột sườn tường bố trí cách nhau từ $4 \div 6$ m (phụ thuộc vào kích thước tấm tường), dầm tường (xà ngang) và giằng sườn tường. Cột sườn tường thường liên kết khớp với móng (để đơn giản cho thi công), đầu trên tựa vào giằng ngang cánh dưới (giàn gió).

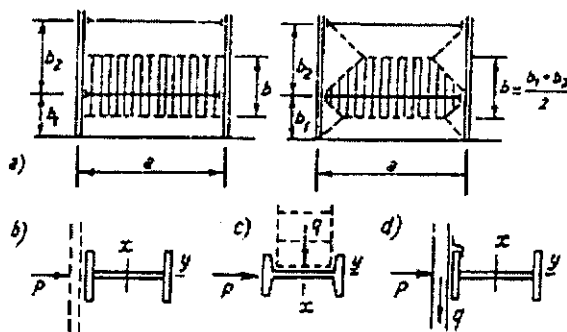


Hình 1.13. Hệ sườn tường đầu hồi nhà

1. Cột sườn tường; 2. Xà ngang; 3. Giằng sườn tường.

c) Cấu tạo và tính toán dầm sườn tường

Tiết diện dầm sườn tường thường là làm bằng thép định hình (chữ I, chữ L), hoặc chữ I tổ hợp hàn (hình 1.12d); đôi khi là tiết diện rỗng (giàn) đặt nằm ngang (hình 1.12c) 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.



Hình 1.14. Sơ đồ phân tải trọng gió

a) Diện chịu tải gió; b) Tải trọng tác dụng; c) ??; d) ??

- Mômen uốn theo phương ngang do tải trọng gió tác dụng lên dầm sườn tường được tính như sau (hình 1.14a):

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

$$M_{\text{gió}} = \frac{pba^2}{8} \tag{1.3}$$

trong đó: p – áp lực gió tính toán, daN/m^2 , $p = W_0 \gamma_Q Ck$;
 a, b – như trên hình 1.14a

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

$$M_{\text{gió}} = \frac{pba^2}{8} \left(1 - \frac{b^2}{3a^2} \right) = \frac{pba^2}{\alpha} \tag{1.4}$$

trong đó: α – hệ số lấy theo bảng 1.1, 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 1.1. Giá trị hệ số α

b/a	1:5	1:4	1:3	1:2	1:1,50	1:1,25	1:1,15	1:1
α	8,11	8,17	8,31	10,41	9,39	10,17	10,70	12,0

- 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 uốn do tải đứng và kiểm tra tiết diện dầm sườn tường chịu uốn do $M_{\text{gió}}$ (hình 1.14b):

$$\sigma = \frac{M_{\text{gió}}}{W_x} \leq f\gamma_c \tag{1.5}$$

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

- Khi là tường xây gạch (hình 1.15), 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:

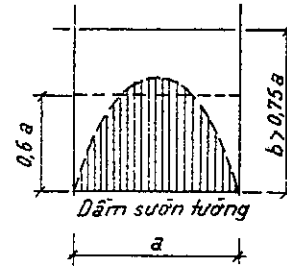
$$\sigma = \frac{M_{\text{gió}}}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f\gamma_c \tag{1.6}$$

trong đó: W_x, W_y – mômen chống uốn của tiết diện lấy với trục x và trục y (hình 1.14c);

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 1.14d) (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 $M_{gió}$ do toàn bộ tiết diện chịu, mômen uốn gây ra bởi trọng lượng bản thân tấm tường do một cánh dầm chịu. Sự gần đúng này được thể hiện trên hình 1.16.



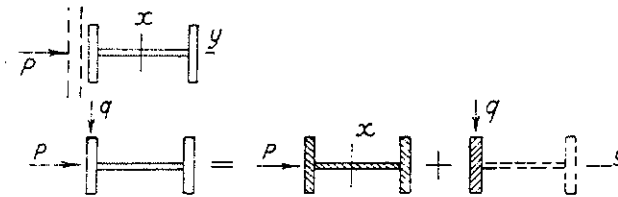
Hình 1.15. Sơ đồ tính tải trọng tường tác dụng lên dầm sườn tường

Kiểm tra tiết diện dầm theo công thức:

$$\sigma = \frac{M_{gió}}{W_x} + \frac{M_y}{W_y^{cánh}} \leq f\gamma_c \quad (1.7)$$

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 1.16. Sơ đồ tính gần đúng dầm sườn tường chịu xoắn

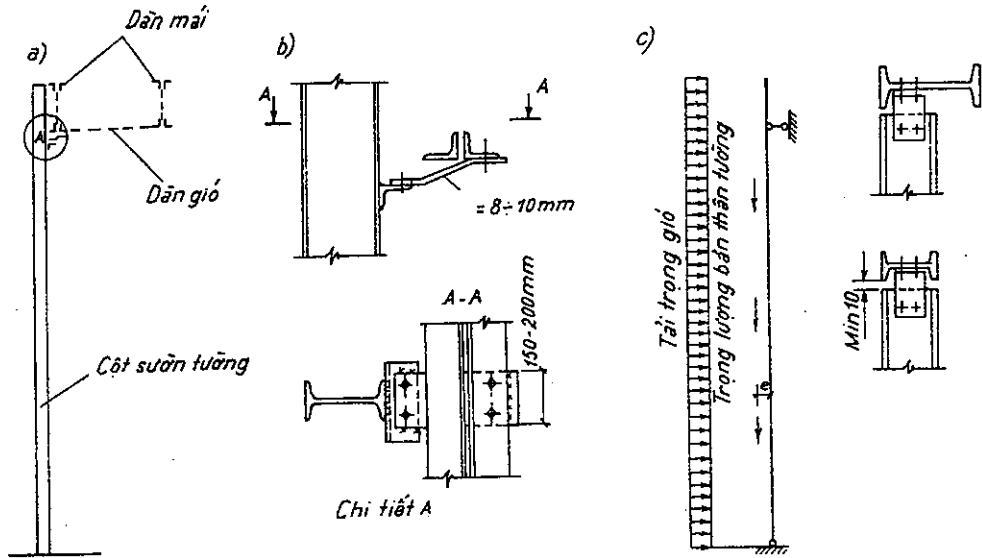
d) Cấu tạo và tính toán cột sườn tường

Tiết diện cột sườn tường cấu tạo ở dạng đặc chữ I hoặc chữ []; có thể là rỗng. Khi cột có chiều cao lớn, ở giữa cột cần bố trí thêm giàn gió phụ làm gối trung gian cho cột. Liên kết giữa cột và giàn gió dùng kiểu khớp dạng bản, gồm một bản thép dày 8 ÷ 10 mm, rộng 150 ÷ 200 mm đặt như hình 1.17b.

Bản thép truyền được phản lực ngang lên giàn gió nhưng dễ dàng uốn cong theo phương đứng nên không cản trở độ võng của mái. Liên kết giữa dầm tường và cột thực hiện một cách đơn giản bằng cách bắt bulông như hình 1.17c.

Do cột sườn tường có độ mảnh lớn nên thường lấy sơ đồ tính cột là khớp với móng, các chỗ có giàn gió là gối cố định. Ví dụ cột sườn tường có một điểm tựa vào giàn gió sẽ có sơ đồ tính như hình 1.17c. Tải trọng tác dụng lên cột sườn tường gồm tải trọng gió (theo phương ngang) và trọng lượng bản thân tường (có thể lệch tâm so

với tiết diện cột, tùy theo cách cấu tạo liên kết). Kiểm tra tiết diện cột theo các công thức cấu kiện chịu nén lệch tâm.



Hình 1.17. Sơ đồ tính cột sườn tường
 a) Sơ đồ cấu tạo; b) Khớp dạng bản; c) Sơ đồ tính toán.

§1.5. HỆ MÁI NHÀ CÔNG NGHIỆP

Hệ mái nhà công nghiệp bao gồm:

- Kết cấu mang lực mái: xà ngang (giàn vì kèo hoặc dầm mái), giàn (hoặc dầm) đỡ kèo, cửa mái.
- Kết cấu bao che như panen, tấm lợp mái (tôn, phibrô xi măng), xà gỗ.
- Hệ giằng mái.

1. CẤU TẠO MÁI

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... 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 kê lên xà ngang để đỡ tấm mái có kích thước nhỏ, ví dụ tấm tôn, phibrô xi măng... khoảng cách giữa các xà gỗ lấy từ $1,2\text{ m} + 2\text{ m}$ (phụ thuộc vào loại tấm lợp); nhịp của xà gỗ chính là bước của vì kèo B .

Mái không xà gỗ được dùng với các nhà xưởng có cầu trục lớn, dùng tấm lợp là 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

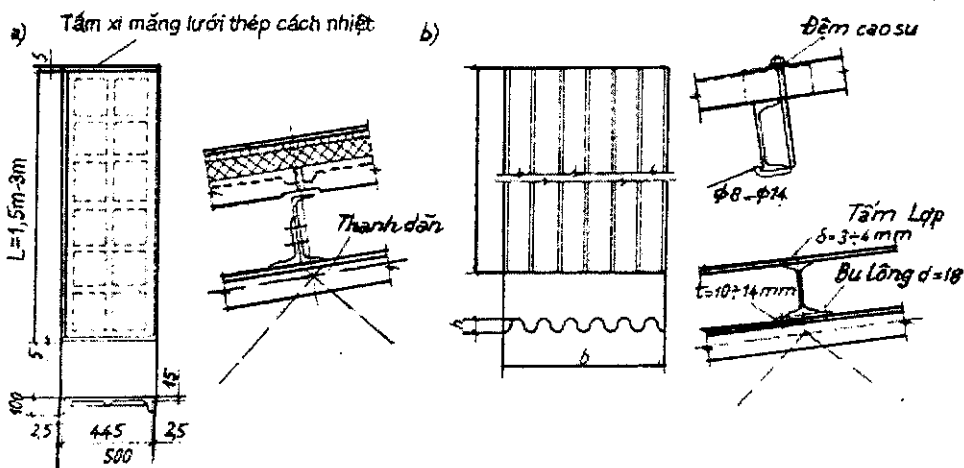
Việc làm giảm trọng lượng mái có ý nghĩa rất quan trọng, nó không chỉ giảm giá thành cho bản thân kết cấu mái, mà còn cho tất cả các kết cấu liên quan như: cửa mái, giàn vì kèo, giàn đỡ kèo, cột, móng.

a) Mái có xà gỗ

Mái dùng xà gỗ để đỡ tấm lợp (hình 1.18). Xà gỗ có thể dùng thép hình cán nóng, thép hình dập, cán nguội từ bản thép mỏng (có trọng lượng nhẹ), hoặc dùng xà gỗ dạng giàn. Tuỳ theo điều kiện kinh tế và yêu cầu kiến trúc, xà gỗ cán nóng thường dùng thép hình chữ I (vì có độ cứng tương đối lớn theo cả hai phương); khi nhịp lớn hơn (12 ÷ 18 m) dùng thép dập nguội hoặc xà gỗ rỗng (dạng giàn). Xà gỗ được liên kết vào xà ngang thông qua máu đỡ; có thể cấu tạo là dầm đơn giản hoặc dầm liên tục.

Tấm lợp tôn múi tráng kẽm dày 0,3 ÷ 1 mm có trọng lượng khoảng 6 ÷ 15 daN/m². Tấm tôn lợp được dập, cán tạo múi sóng từ tấm thép rộng 1,5 m nhằm mục đích tăng độ cứng cho tấm mái. Do vậy số múi sóng trên một mét dài càng nhiều hoặc chiều cao múi sóng càng cao thì tấm lợp càng cứng. Tấm lợp nhiều múi sóng thì độ che phủ của tấm bé hơn tấm có ít múi sóng. Chọn chiều dày tôn, số múi sóng trên một mét dài, chủng loại (hãng sản xuất) và màu sắc của tôn phụ thuộc nhiều vào điều kiện kinh tế. Để chống nóng cho nhà, hiện nay nhiều tấm lợp có cấu tạo đặc biệt, bao gồm cả lớp xốp dán vào tôn.

Khi cần cách nhiệt cho nhà xưởng có thể dùng tấm lợp xi măng lưới thép (hình 1.18) có sườn, bề rộng 500 mm, chiều dài từ 1,5 ÷ 3 m.



Hình 1.18. Cấu tạo mái có xà gỗ

Tấm lợp phibrô xi măng dùng cho các phân xưởng nóng, có chiều rộng 1125 mm, chiều dài 1750; 2000; 2500 mm; cốt trọng lượng riêng khoảng 20 daN/m². Theo khuyến cáo của Bộ Xây dựng, khi dùng tấm phibrô xi măng cần cân nhắc vì có một số loại tấm chứa amiăng không có lợi cho sức khỏe người sử dụng.

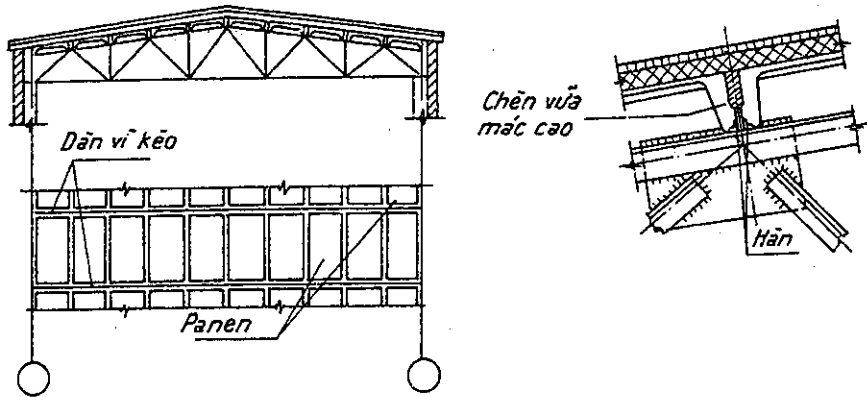
Trong một vài trường hợp đặc biệt, như phân xưởng nóng của nhà máy luyện thép, dùng tấm lợp là tôn phẳng có chiều dày 3 ÷ 4 mm, được hàn trực tiếp vào xà gỗ.

Các tấm lợp liên kết vào xà gỗ bằng vít thép tự tạo ren (cho mái tôn) hoặc bulông $\phi 8 \div 14$ đệm cao su (cho mái phibrô xi măng).

Khi mái nhà có góc nghiêng $\alpha > 10^\circ$ và hệ số khí động của mặt mái mang dấu âm, ở phần gần đỉnh và phần mép mái có bề rộng 1,5 m sẽ chịu thêm áp lực gió cục bộ (tăng 1,5 ÷ 2 lần) so với vùng giữa mái, tại đây cần tăng cường thêm liên kết tấm mái với xà gỗ; khoảng cách giữa hai xà gỗ ở đoạn này cũng gần hơn so với phần còn lại của mái.

b) Mái không có xà gỗ

Mái không có xà gỗ dùng tấm mái đặc trực tiếp lên xà ngang, tấm mái là panen bê tông cốt thép có bề rộng 1,5; 3 m, dài 6 m hoặc 12 m, chiều cao 300 mm với nhịp 6 m; 450 mm với nhịp 12 m (hình 1.19).



Hình 1.19. Cấu tạo mái không có xà gỗ

Bên trên tấm mái còn có các lớp chống thấm, chống nóng, lớp tạo dốc, lớp chống bào mòn bằng gạch lá nem...

Khi bề rộng tấm panen 1,5 m thanh cánh trên của vĩ kèo chịu uốn cục bộ, giá trị của mômen uốn theo công thức ở sách "Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản"; cũng có thể dùng hệ giàn phân nhỏ để chịu lực tập trung đó, lúc này thanh cánh trên của giàn kèo làm việc như các thanh nén thông thường. Tại vị trí liên kết panen vào giàn, nếu chiều dày cánh ngang của thanh cánh trên nhỏ hơn 10 mm, cần phải gia cường thêm bản thép vào cánh ngang của thép góc.

2. CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN XÀ GỖ

a) Xà gỗ dùng thép cán nóng

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

Xà gỗ được liên kết với xà ngang để đỡ tấm mái; do xà khung có độ dốc nghiêng, còn lực do tải trọng trên mái tác dụng theo phương thẳng đứng, nên xà gỗ bị uốn theo hai phương (uốn xiên). Tải trọng tác dụng lên xà gỗ được xác định như sau:

$$q = (q_1 + g_{xg}^c \gamma_g) \text{ daN/m} \quad (1.8)$$

trong đó: q_1 – tải trọng do trọng lượng tấm mái và hoạt tải mái p^c ;

g_{xg}^c – trọng lượng bản thân xà gỗ.

Vì tải trọng mái g_m phân bố đều trên mặt mái, còn hoạt tải mái phân bố trên mặt bằng nên phải quy đổi g_m ra phân bố trên mặt bằng, bằng cách chia cho $\cos \alpha$.

$$q_1 = \left(p^c \gamma_p + \frac{g_m^c \gamma_g}{\cos \alpha} \right) d \quad (1.9)$$

trong đó: α – góc nghiêng mặt mái so với phương ngang;

d – khoảng cách giữa các xà gỗ theo phương ngang (trên mặt bằng);

$\gamma_g = 1,1$ – hệ số độ tin cậy của tĩnh tải;

$\gamma_p = 1,3$ – hệ số độ tin cậy của hoạt tải.

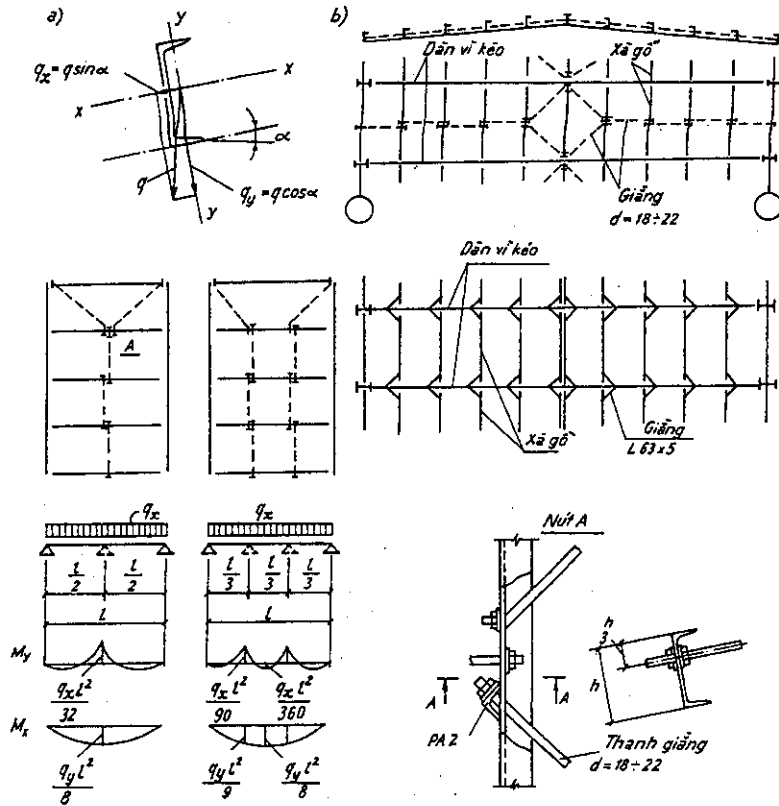
Phân tích q thành hai thành phần q_y và q_x gây uốn quanh hai trục $x-x$ và $y-y$; q_y gây uốn quanh trục $x-x$, q_x gây uốn quanh trục $y-y$

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

Khi xà gỗ liên kết đơn giản, trị số mômen uốn M_x và M_y

$$M_x = \frac{q_y B^2}{8}; M_y = \frac{q_x B^2}{8} \quad (1.10)$$

Do xà gỗ có độ cứng quanh trục $y-y$ không lớn nên thường cấu tạo thêm thanh giằng xà gỗ bằng thép tròn $\phi = 18 \div 22$ mm. Khi này, theo phương trong mặt phẳng mái, xà gỗ có sơ đồ dầm liên tục hai hoặc ba nhịp. Trị số mô men uốn M_y phụ thuộc số điểm giằng xà gỗ (hình 1.20).



Hình 1.20. Sơ đồ tính toán xà gỗ

Kiểm tra bền theo công thức:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f \cdot \gamma_c \tag{1.11}$$

trong đó: f – cường độ tính toán của thép; γ_c – hệ số điều kiện làm việc.

Khi kể đến sự phát triển biến dạng dẻo thì kiểm tra theo công thức:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,2W_y} \leq f \cdot \gamma_c \tag{1.12}$$

Độ võng của xà gỗ kiểm tra theo công thức:

$$\frac{\Delta}{B} = \sqrt{\left(\frac{\Delta_x}{B}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_y}{B}\right)^2} \leq \left[\frac{\Delta}{B}\right] \tag{1.13}$$

trong đó: $\frac{\Delta_x}{B} = \frac{5q_x^c B^3}{384EI_y}$; $\frac{\Delta_y}{B} = \frac{5q_y^c B^3}{384EI_x}$ – độ võng tương đối theo phương x và y do

q_x^c và q_y^c gây ra;

$\left[\frac{\Delta}{B}\right] = \frac{1}{200}$ – độ võng tương đối cho phép của xà gỗ lợp mái tôn.

Với trường hợp có một thanh giằng xà gỗ ở giữa nhịp, cần kiểm tra độ võng của xà gỗ tại điểm giữa nhịp (tại đó có $\Delta_x = 0$, chỉ có Δ_y lớn nhất – tính theo công thức trên) và tại điểm cách đầu xà gỗ một khoảng $z = 0,21B$ (chỗ có Δ_x lớn nhất):

$$\frac{\Delta_x}{B} = \frac{q_x^c B^3}{2954EI_y}; \quad \frac{\Delta_x}{B} = \frac{3,1q_x^c B^3}{384EI_y} \quad (1.14)$$

Nếu đảm bảo tấm lợp liên kết chặt vào xà gỗ thì có thể coi như xà gỗ không bị võng theo phương trục x ($\Delta_x = 0$), chỉ cần kiểm tra võng theo phương y - y .

Ngoài ra, cần kiểm tra xà gỗ chịu tác dụng của tải trọng gió. Vì tải trọng gió có phương vuông góc với mặt mái và thường có chiều hướng ra khỏi mái (do hệ số khí động C_e của mái mang dấu âm). Dựa vào góc dốc α của mái và tỷ lệ chiều cao với nhịp nhà H/L tra bảng của TCVN 2737:1995 để có hệ số C_e .

Tải trọng gió và thành phần q_y của tĩnh tải mái ngược chiều nhau nên tải trọng tác dụng vào xà gỗ là:

$$q_{\text{gió}} = C_e W_0 \gamma_w k \frac{d}{\cos \alpha} - 0,9(g_m^c + g_{xg}^c) \cos \alpha \quad (1.15)$$

Hệ số độ tin cậy của tĩnh tải khi này lấy bằng 0,9; k – hệ số độ cao

$$M_{\text{gió}} = \frac{q_{\text{gió}} B^2}{8}; \quad M_{q_x} = \frac{q_x B^2}{32}$$

kiểm tra theo công thức:

$$\sigma = \frac{M_{\text{gió}}}{W_x} + \frac{M_{q_x}}{W_y} \leq f \cdot \gamma_c \quad (1.16)$$

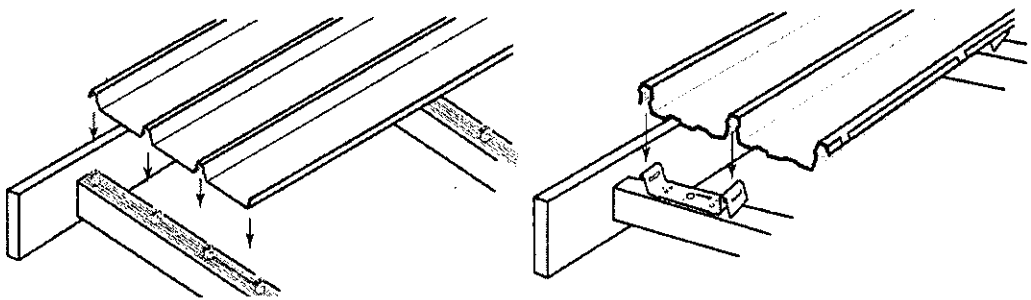
Không cần kiểm tra ổn định tổng thể của xà gỗ chịu tải trọng thẳng đứng vì cánh nén của nó được gắn vào tấm lợp bằng vít. Ở những nơi có gió bão lớn, phải kiểm tra ổn định tổng thể của xà gỗ chịu tải trọng gió, tuy nhiên vì ứng suất tính theo điều kiện bên là nhỏ nên ở vùng gió bé thường không cần kiểm tra.

Khi cấu tạo xà gỗ thành dầm liên tục, có một số vấn đề cần lưu ý: không nên dùng xà gỗ siêu tĩnh hai nhịp, sẽ không kinh tế vì mômen ở gối giữa bằng 1,79 mômen nhịp. Khi sử dụng xà gỗ liên tục nhiều nhịp mà bước giàn B (nhịp xà gỗ) đều nhau thì mômen ở gối thứ hai tính từ đầu hồi sẽ lớn hơn mômen ở gối trung gian. Do đó, để xà gỗ ở các nhịp có tiết diện giống nhau thì nhịp đầu tiên (ở ngoài cùng – khoảng cách hai giàn đầu hồi) phải giảm đi chỉ còn $0,8B$. Nếu không giảm nhịp đầu tiên thì: hoặc tăng tiết diện xà gỗ, hoặc tăng cường độ vật liệu thép, hoặc bố trí thêm xà gỗ cho gian đầu nhà.

b) Xà gỗ dùng thép dập, cán nguội

Hiện nay trong xây dựng, xà gỗ bằng thép dập, cán nguội được dùng tương đối rộng rãi. Chế tạo xà gỗ bằng cách dập hoặc cán nguội từ *bản thép phẳng mạ kẽm* (có giới hạn chảy từ 450 N/mm²), dày từ 1,5 mm + 2,5 mm thành tiết diện chữ Z (đối xứng qua tim) hoặc chữ [(có một trục đối xứng). Khi cán và dập nguội, cấu trúc tinh thể thép biến đổi, cả ứng suất chảy và ứng suất bền đều tăng lên, thép trở nên cứng hơn. Việc tính toán xà gỗ dập nguội tương đối phức tạp, theo lý thuyết thanh thành mỏng, cấu kiện không chỉ chịu uốn mà còn chịu xoắn. Sau khi ứng suất trong bản mỏng đạt giá trị tới hạn, tấm bị oằn nhưng không bị phá huỷ, vẫn còn khả năng chịu thêm lực. Tải trọng đặt thêm vào sẽ gây ra sự phân bố lại ứng suất và cấu kiện vẫn chịu được tải trọng. Do đó phải tính được bề rộng hữu hiệu (nhỏ hơn bề rộng thực tế) của từng tiết diện. Cách tính xà gỗ dập nguội của các nước là khác nhau. Hiện nay, Việt Nam chưa có quy phạm tính thanh thành mỏng, chưa quy định cách tính xà gỗ dập nguội, tiết diện xà gỗ được chọn theo hướng dẫn của nhà sản xuất.

Để liên kết tấm mái vào xà gỗ, có hai loại. Loại phổ thông là bắt vít tự tạo ren; loại liên kết này tạo nên độ cứng cho hệ thống tấm lợp và phần nào tạo kiểm chế xoắn cho xà gỗ. Loại thứ hai, dùng đai gắn. Các đai này liên kết với xà gỗ bằng hai vít, tấm tôn lợp không liên kết trực tiếp vào xà gỗ mà ấn chặt múi sóng cao của tấm tôn vào các đai. Do đai ẩn kín trong sườn cao của tấm nên còn gọi loại liên kết này là liên kết âm (hình 1.21). Kiểu liên kết này tạo độ cứng bên không đáng kể nên xà gỗ cần có giằng để giảm chuyển vị bên và kiểm chế xoắn.



Hình 1.21. Liên kết âm của tấm lợp

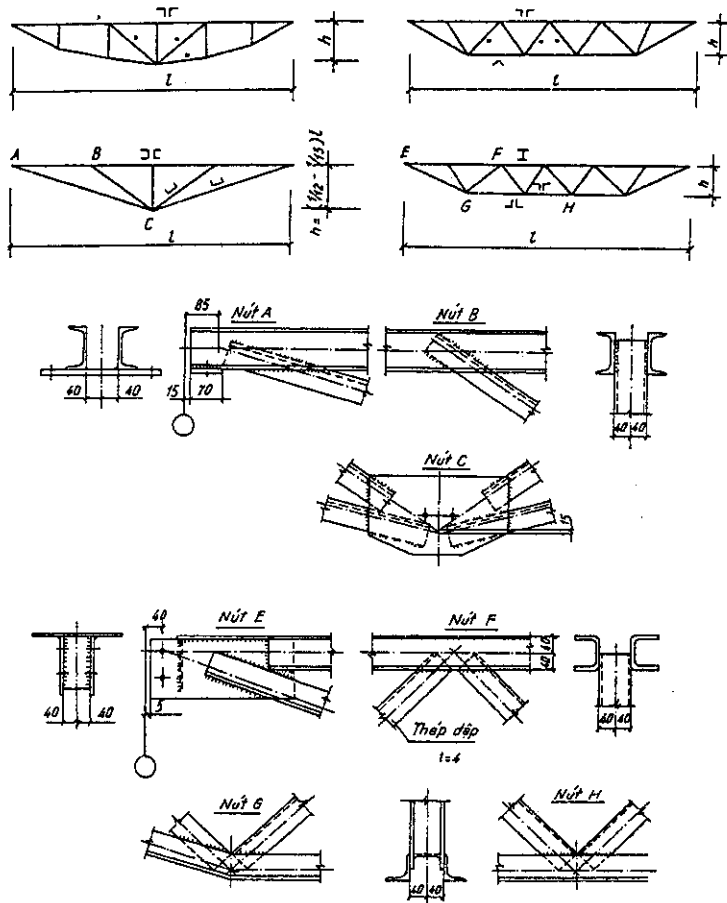
Tải trọng gió có thể hướng vào mái (khi hệ số khí động của mặt mái có dấu dương) hoặc hướng ra khỏi mái (hệ số khí động mang dấu âm). Khi chịu tải gió bốc (hướng ra), cánh trên của xà gỗ (được liên kết vào tấm mái) sẽ chịu kéo, còn cánh dưới chịu nén thì lại không được giằng. Do đó, để chọn xà gỗ, dựa vào tải trọng tác dụng hướng vào hoặc hướng ra và số lượng điểm giằng, dùng bảng tra (do nhà sản xuất cung cấp) sẽ tra được tiết diện và khoảng cách tương ứng giữa hai xà gỗ.

c) Xà gỗ tiết diện rỗng

Xà gỗ tiết diện rỗng cấu tạo như một giàn đơn giản, nó được dùng hợp lý khi bước của giàn vì kèo lớn.

Cấu tạo xà gỗ gồm nhiều dạng (hình 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 bằng thép tròn (ba mặt) dùng cho nhịp 12 m, song tốn thép và ít dùng. Xà gỗ rỗng tạo bởi thép hình cán hoặc dập nguội 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 giàn thông thường.



Hình 1.22. Các dạng xà gỗ rỗng

3. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN GIÀN MÁI

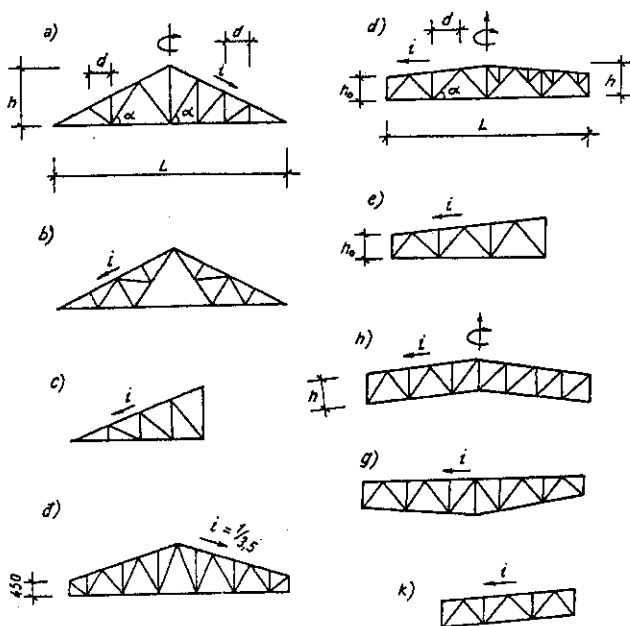
a) Sơ đồ giàn

Giàn 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. Giàn thường có các dạng sơ đồ tam giác, hình thang, cánh song song (hình 1.23).

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

Liên kết giữa giàn vì kèo với cột có thể là liên kết khớp hoặc liên kết cứng, tùy thuộc vào hình dạng của giàn. Khi dùng giàn dạng tam giác chỉ có thể liên kết khớp, với giàn cánh song song hoặc hình thang thì có thể liên kết khớp hoặc liên kết cứng. Mặt khác liên kết giữa vì kèo với 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 để thuận tiện cho thi công. Khi giàn liên kết khớp với cột, trong nhà một tầng thì giàn đặt trên đỉnh cột. Khi giàn liên kết cứng với cột, cột sẽ kéo dài thêm một đoạn bằng chiều cao đầu giàn H_0 và giàn được liên kết ở bên cạnh cột.

Độ dốc i của giàn vì kèo chọn phụ thuộc vào vật liệu lợp. Với mái tôn, phibrô xi măng, dùng $i = \frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$ giúp cho việc thoát nước nhanh. Tuy nhiên với tấm lợp là 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 giàn.



Hình 1.23. Các dạng giàn vì kèo

Nhịp danh nghĩa của giàn là khoảng cách giữa hai trục định vị. Nhịp của giàn vì kèo (mái nặng) 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 giàn vì kèo sẽ có nhịp $L = 12; 18; 24; 30; 36; 42$ m, trong một số điều kiện cụ thể có thể dùng nhịp $L = 21; 27; 33$ m.



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

Chiều cao của giàn vì kèo phụ thuộc vào nhịp và độ dốc của mái, ngoài ra nó được chọn theo các điều kiện khác như điều kiện kiến trúc, chuyên chở, điều kiện kinh tế, và các điều kiện khác liên quan đến công nghệ. Thông thường chiều cao giữa giàn của giàn cánh song, giàn hình thang: chọn trong khoảng $H = (1/8 \div 1/10)L$. Với giàn tam giác chiều cao giữa giàn phụ thuộc vào độ dốc i , thông thường lấy vào khoảng $H = (1/15 \div 1/20)L$. Để thống nhất, với giàn hình thang thường lấy chiều cao đầu giàn $H_0 = 2,2$ m; chiều cao này có tính đến điều kiện liên kết cứng giữa xà và cột. Với mái có độ dốc $i = 1/3 \div 1/5$, có thể dùng dạng giàn tam giác có chiều cao đầu giàn $h_0 = 0,45$ m, khi này phần đầu giàn phải cấu tạo thành một nút.

Góc nghiêng hợp lý của thanh bụng vào khoảng $35 \div 55^\circ$. Có thể dùng hệ thanh bụng tam giác, hệ tam giác có thanh đứng, hệ thanh xiên, hệ có thanh giàn phân nhỏ... Khoảng cách d giữa các nút giàn (khoảng giàn) phụ thuộc vào kích thước tấm lợp, thông thường chọn bằng 3 m cho mái lợp panen, bằng 1,2 ÷ 2,0 m cho mái lợp tôn.

Khi cấu tạo hệ thanh bụng của giàn hình thang cho mái nặng lợp panen cần chú ý đến hướng của thanh xiên đầu giàn. Tính từ gối vào phía trong nhà, thanh xiên đầu giàn có thể hướng lên phía trên (hình 1.23d) hoặc hướng xuống dưới (hình 1.23h). Khi thanh xiên hướng lên, gối đầu giàn (truyền phản lực giàn vào cột) là nút dưới của giàn và khoang đầu tiên của cánh dưới rộng 6 m, do vậy chiều rộng hệ giằng dọc nhà là 6 m, tạo nên độ cứng của giằng lớn, dẫn đến sự làm việc không gian của nhà tốt hơn. Kiểu này phù hợp cho nhà có yêu cầu độ cứng ngang lớn, sức trục lớn. Khi thanh xiên hướng xuống, gối truyền lực là nút trên của giàn, chiều rộng khoang giàn đầu tiên của cánh dưới là 3 m, chiều rộng giằng dọc nhà là 3 m, sự làm việc không gian kém đi. Tuy nhiên, do gối giàn là nút trên nên khi lắp giàn, trọng tâm giàn sẽ ở phía dưới hai gối và giàn sẽ ổn định, khó bị lật. Kiểu này thích hợp cho nhà có cầu trục nhỏ hoặc không có cầu trục. Năm vững điều này để bố trí cấu tạo thích hợp cho nút giàn.

b) Tải trọng tác dụng lên giàn

Tải trọng tác dụng lên giàn bao gồm tải trọng do trọng lượng mái (tải trọng này phụ thuộc vào cấu tạo mái, xem phần tính khung), trọng lượng giàn và hệ giằng, trọng lượng của mái, trần treo và các thiết bị ở trên trần. Hoạt tải tác dụng gồm có hoạt tải sửa chữa mái, cầu trục treo (nếu có); ngoài ra nếu mái dùng tấm lợp nhẹ cần tính đến tải trọng gió lên mái. Tất cả các tải trọng này được đưa thành tải trọng tập trung đặt tại nút giàn. Tải trọng do cầu trục treo truyền vào giàn cũng được xác định tương tự như việc xác định D_{\max} , D_{\min} đã nêu ở trên.

c) *Tính nội lực giàn*

• **Khi giàn liên kết khớp với cột:**

Tách riêng giàn để tính nội lực rồi truyền phản lực gối giàn xuống cột. Tính nội lực các thanh giàn theo các phương pháp của cơ học kết cấu với từng trường hợp tải trọng riêng biệt và tiến hành tổ hợp nội lực. Khi thanh cánh trên có lực tập trung đặt ngoài nút giàn thì nó còn có mômen uốn cục bộ.

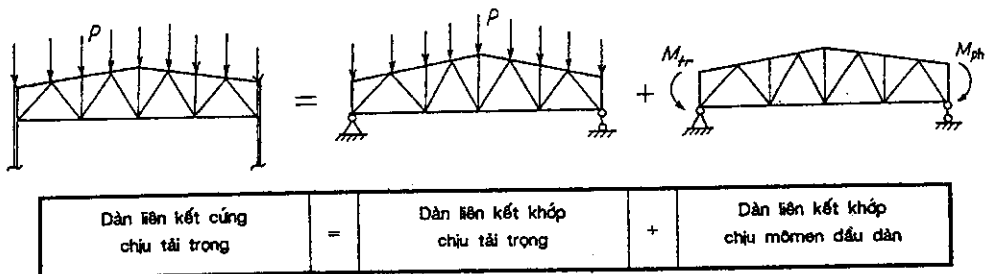
Hoạt tải mái cho giàn hình thang cần xét hai trường hợp: hoạt tải chất nửa giàn bên trái, bên phải giàn. Vì khi chất tải nửa giàn, nội lực của một số thanh bụng giữa giàn (có chiều dài lớn) có khả năng đổi dấu từ kéo sang nén so với trường hợp tải chất cả giàn. Do đó chất hoạt tải nửa giàn để tìm nội lực nguy hiểm cho thanh bụng.

Với giàn tam giác, không cần chất hoạt tải nửa giàn. Tĩnh tải mái của giàn tam giác thường là nhỏ và tải gió bốc mái (hướng ngược chiều với tĩnh tải) có giá trị lớn hơn rất nhiều. Do đó ở tổ hợp nội lực tĩnh tải mái (hệ số độ tin cậy lấy bằng 0,9) và gió sẽ gây nén cho thanh cánh dưới. Ngoài việc kiểm tra thanh cánh dưới chịu kéo do tĩnh tải và hoạt tải mái, còn phải kiểm tra ổn định của thanh cánh dưới chịu lực nén. Lưu ý là chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung của thanh cánh dưới khi này bằng khoảng cách hai điểm giằng cánh dưới. Cách tính đó còn được gọi là kiểm tra giàn chịu gió bốc.

Giàn hình thang lợp mái panen bê tông cốt thép có tĩnh tải mái lớn nên tổ hợp tĩnh tải và gió bốc không gây nén cho thanh cánh dưới, không cần kiểm tra dàn chịu gió bốc.

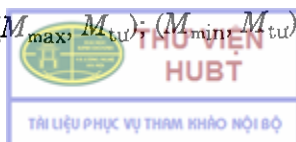
• **Khi giàn liên kết cứng với cột:**

Nếu tính nội lực của khung bằng máy tính có khai báo tất cả các phần tử thanh giàn thì lấy nội lực các thanh từ file kết quả.



Hình 1.24. Sơ đồ và cách tính nội lực giàn vì kèo

Nếu tính nội lực khung theo sơ đồ mô hình hoá (giải bằng tay), cần chọn ra ba cặp mômen tại vị trí đầu cột: $(M_{max}, M_{tu}); (M_{min}, M_{tu})$ và cặp có $\Delta M = |M_{tr} - M_{ph}^{tu}|$ lớn.



Quy ước M_{\max} , M_{\min} , là mô men làm căng thép trong và thép ngoài của khung. Hai cặp mômen đầu có trị số lớn nhất gây bất lợi cho thanh cánh; cặp mômen có ΔM lớn sẽ gây xoắn giàn, làm tăng nội lực các thanh bụng.

Do giàn liên kết cứng với cột nên cần giải phóng liên kết ngàm thành liên kết khớp và đặt mômen ở đầu giàn (hình 1.24). Sau đó tiến hành tính nội lực như giàn thường. Để tìm nội lực do mômen đầu giàn, phân tích mômen thành cặp ngẫu lực nằm ngang $H = M/H_0$ đặt ở nút trên và dưới đầu giàn.

d) Chiều dài tính toán của thanh giàn và chọn tiết diện thanh

Các vấn đề cơ bản về tính toán giàn như: chiều dài tính toán, tiết diện hợp lý của thanh giàn, chọn tiết diện thanh giàn, cấu tạo và tính nút giàn đã được trình bày trong cuốn "Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản". Ở đây chỉ trình bày cách tính nút giàn liên kết với cột.

e) Tính toán nút giàn liên kết với cột

- **Giàn liên kết khớp với cột:** cấu tạo và tính toán gối tựa khớp đã được trình bày trong cuốn "Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản".
- **Giàn liên kết cứng với cột:** như đã trình bày ở trên, khi thanh xiên đầu giàn hướng lên, gối tựa truyền phản lực từ giàn vào cột tại nút dưới đầu giàn.
 - ♦ **Tính nút dưới đầu giàn:** tại đây ngoài việc truyền phản lực đứng V_A (do tĩnh tải và hoạt tải mái), gối tựa còn phải truyền lực ngang H . Kết cấu gối tựa cho trên hình 1.25. Cấu tạo nút gối tựa gồm có: gối đỡ 3 để đỡ toàn bộ giàn, chịu phản lực đứng V_A từ giàn vào cột; bản sườn gối 2 hàn với bản mã, để tiếp nhận V_A và lực kéo ngang H ; các bulông liên kết sườn gối 2 với cánh cột, chịu lực kéo H . Đặt sườn cứng 4 gia cường cho bụng và cánh cột tại chỗ đặt lực H .

Bản gối đỡ 3 cần có chiều dày t_{gd} và bề rộng b_{gd} lớn hơn chiều dày và bề rộng của sườn gối 2; thường $t_{gd} = 16 \div 20$ mm (hình 1.26). Bề rộng b_{gd} lấy nhỏ hơn bề rộng cánh cột để có chỗ cho hai đường hàn góc liên kết gối đỡ vào cánh cột. Chiều dài gối đỡ l_{gd} lấy theo điều kiện chịu lực của hai đường hàn góc này. Do kể đến việc sườn gối có thể bị xô dịch, không đặt vào chính giữa bản gối nên thiên về an toàn, mỗi đường hàn không tính với $\frac{1}{2}V_A$ mà là $\frac{2}{3}V_A$. Có thể hàn thêm cả đường hàn góc ngang ở mép dưới gối đỡ.

$$l_{gd} = \frac{2V_A}{3(\beta f_w)_{\min} h_f \gamma_c} + 1 \quad (\text{cm}) \quad (1.17)$$

trong đó: h_f – chiều cao đường hàn góc, chọn trước.



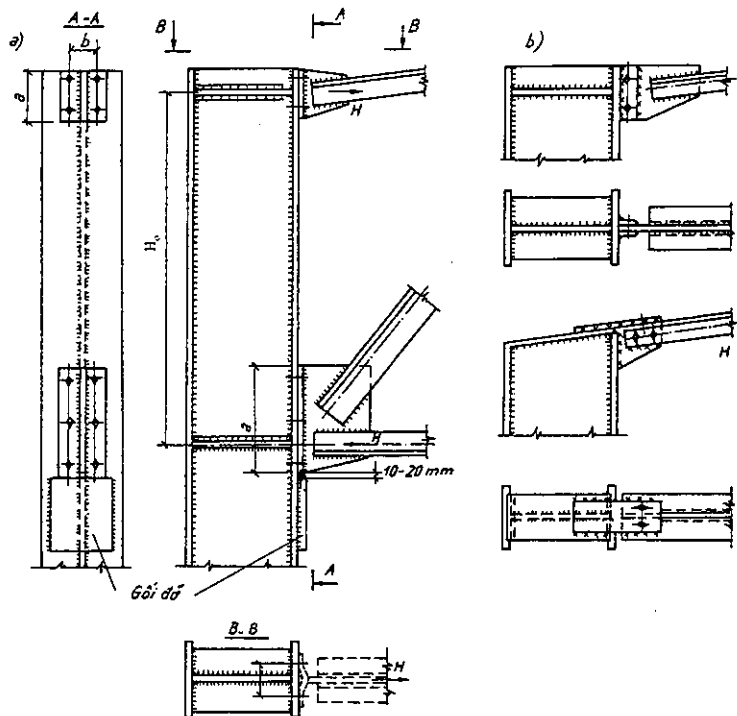
Diện tích tiết diện ($t_s \times b_s$) của sườn gối 2 xác định từ điều kiện ép mặt tỷ đầu của sườn gối lên gối đỡ:

$$A_{sg} \geq V_A / (f_c \gamma_c) \quad (1.18)$$

trong đó: f_c – cường độ tính toán ép mặt tỷ đầu của thép, $f_c = f_u / \gamma_M$ với f_u là cường độ kéo đứt tiêu chuẩn của thép;

$\gamma_M = 1,05$ là hệ số an toàn vật liệu.

Để tính nút đầu giàn, phải dựa vào kích thước bản mã của nút, cấu tạo từ 6 ÷ 8 bulông, bố trí bulông để có kích thước của sườn gối (b_s và a) rồi tính toán chiều dày sườn gối, tính khả năng chịu lực của hai đường hàn góc (giữa bản mã với sườn gối) theo chiều dài sườn gối.



Hình 1.25. Nút gối tựa của giàn lên cột (liên kết cứng)

a) Liên kết thông thường; b) Các phương án liên kết nút trên khi lực kéo lớn.

Khi đã chọn chiều rộng b_s sườn gối, tính chiều dày sườn gối theo công thức:

$$t_{sg} \geq A_{sg} / b_{sg} \quad (1.19)$$

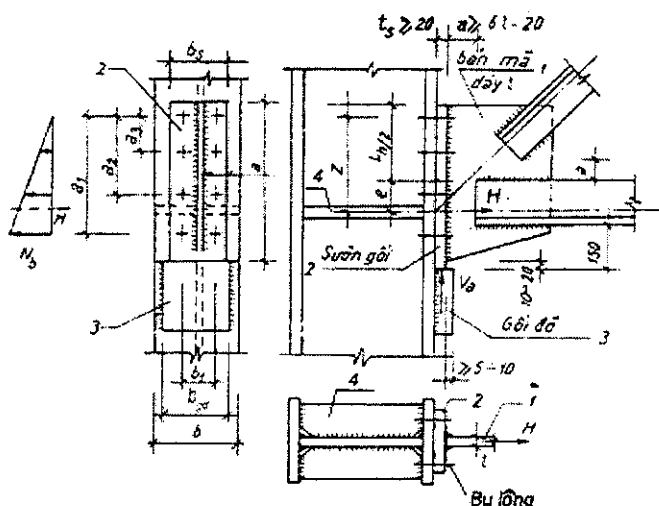
Khi có lực kéo ngang H do mômen dương đầu giàn thì sườn gối sẽ làm việc như một dầm có nhịp bằng b_1 , liên kết ngàm tại hai hàng bulông. Sườn gối phải đủ dày để không bị biến dạng như trên hình 1.25. Mô men uốn (do lực $H = M^+ / H_0$):

$$M_{sg} = \frac{Hb_1}{8} \quad (1.20)$$

Từ điều kiện bền của sườn gối chịu M_{sg} : $\sigma = \frac{M_{sg}}{W} = \frac{Hb_1}{8} : \frac{at_{sg}^2}{6} \leq f\gamma_c$ sẽ tính được chiều dày sườn gối:

$$t_{sg} \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3b_1H}{af\gamma_c}} \quad (1.21)$$

Chiều dày sườn gối lấy giá trị lớn hơn từ (1.19) và (1.21).



Hình 1.26. Nút gối dưới đầu giàn (liên kết cứng)

Chiều dài a của bản sườn gối được kiểm tra theo khả năng chịu lực của hai đường hàn góc liên kết bản mã vào sườn gối chịu đồng thời phản lực V_A và lực ngang H . Chuyển lực H về trọng tâm đường hàn sẽ sinh thêm mômen (He); ứng suất trong đường hàn được kiểm tra theo công thức:

$$\sqrt{\left(\frac{V_A}{2h_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{H}{2h_f l_w} + \frac{6He}{2h_f l_w^2}\right)^2} \leq (\beta f_w)_{\min} \gamma_c \quad (1.22)$$

trong đó: e là khoảng cách từ lực H đến trọng tâm sườn gối;

$l_w = a - 1$ (cm) là chiều dài tính toán của đường hàn;

h_f – chiều cao đường hàn (chọn trước).

Bulông liên kết bản sườn gối với cột tính với lực H kéo tách bản gối ra khỏi cột. Quan niệm, dưới tác dụng của lực H liên kết sẽ quay quanh bulông trên cùng – xa lực H nhất (hình 1.26). Lực kéo lớn nhất trong bulông ở hàng bulông dưới cùng:

$$N_b = \frac{Hza_1}{2\sum a_i^2} \quad (1.23)$$

với kích thước a_i, z như hình 1.26.

Do đó diện tích tiết diện thực cần thiết của bulông là:

$$A_{bn} \geq \frac{N_b}{f_{tb}\gamma_c} \quad (1.24)$$

với f_{tb} - cường độ tính toán chịu kéo của bulông.

Từ A_{bn} , tra bảng kích thước bulông để có đường kính bulông.

Nếu đầu giàn không xuất hiện mômen dương (gây lực kéo H) mà chỉ có mômen âm (gây lực nén H ép bản sườn gối vào cột) thì không phải tính bulông mà chỉ cần đặt bulông theo cấu tạo: bố trí hai hàng bulông, mỗi hàng 3 bulông đường kính $20 \div 24$ mm.

Khi không cấu tạo gối đỡ (hiếm gặp), bulông phải chịu cả lực V_A - gây cắt và lực kéo H . Quy phạm cho phép kiểm tra bulông chịu cắt và kéo riêng biệt vì sự phá hoại do cắt ở tiết diện nguyên của thân bulông, còn phá hoại do kéo ở tiết diện thực (qua ren).

- *Tính nút giàn phía trên:* nút phía trên không có lực đứng V_A , chỉ có lực H nên không có gối đỡ, chỉ có bản sườn gối.

Chiều dày bản sườn gối tính theo công thức (1.21).

Thường đặt 4 bulông và lực H đặt vào trọng tâm vùng bulông (để bulông chỉ chịu kéo do H , không sinh ra mômen lệch tâm). Đường hàn bản sườn gối được kiểm tra theo công thức:

$$\frac{H}{2h_f(a-1)} \leq (\beta f_w)_{\min} \gamma_c \quad (1.25)$$

Nếu bố trí nhiều hơn 6 bulông thì hai bulông ngoài cùng chịu lực kéo lớn nhất, tính lực kéo bulông theo công thức (1.23). Khi lực kéo ngang H ở nút trên quá lớn, có thể cấu tạo nút bằng cách hàn trực tiếp bản mã của nút giàn vào cánh cột và thêm bản ốp như hình 1.24.

Chú ý rằng nếu thanh xiên đầu giàn có chiều hướng xuống thì nút trên sẽ là chỗ truyền phản lực V_A nên phải đặt gối đỡ 3 cho nút trên, nút dưới sẽ không có gối đỡ nữa. Khi này, việc tính toán nút trên tiến hành như tính nút dưới đã trình bày ở trên.

4. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN GIÀN ĐỠ KÈO VÀ CỬA MÁI

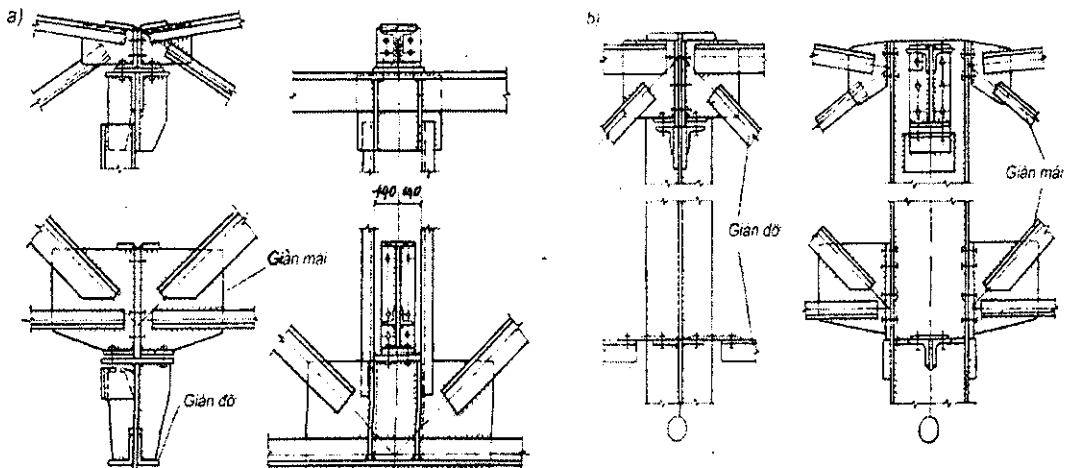
a) Giàn đỡ kèo

Do yêu cầu về công nghệ sản xuất, nhiều trường hợp cần phải bỏ bớt cột ở một số gian, nên để đỡ giàn mái tại vị trí không có cột cần phải bố trí giàn đỡ kèo. Có nghĩa là khi bước cột lớn hơn bước giàn thì cần có giàn đỡ kèo. Liên kết của giàn mái tại vị trí kê lên giàn đỡ kèo chỉ là liên kết khớp. Có nhiều cách kê giàn lên giàn đỡ kèo.

Trên hình 1.27 giới thiệu một cách liên kết giàn vào giàn đỡ kèo: ở nút cánh dưới giàn đỡ kèo, thanh đứng của giàn đỡ kèo (bằng thép hình chữ I) tách làm hai thanh cách nhau 280 mm, bản mã của giàn đỡ kèo được gia cường hai sườn cứng hàn vào bản mã và bản thép ngang (dùng làm mặt phẳng đỡ giàn mái). Nút đầu giàn mái có hàn thêm bản thép phía dưới, bắt bulông vào bản ngang giàn đỡ kèo. Hai sườn gối của hai giàn mái liên kết với nhau bằng bulông. Nút trên của giàn mái được kê trực tiếp vào nút trên của giàn đỡ kèo.

Hình 1.27b trình bày cách liên kết giàn đỡ kèo vào cột tại chỗ có hai giàn mái liên kết cứng với cột. Để đơn giản cho cấu tạo khi lắp giàn, phản lực của giàn đỡ kèo được đưa lên đỉnh cột bằng cánh cấu tạo thanh xiên đầu giàn đỡ kèo hướng xuống dưới, nút gối truyền phản lực của giàn đỡ kèo sẽ là nút trên. Tại đây, bản bụng cột được gia cường thêm hai bản táp; gối đỡ giàn đỡ kèo bằng thép góc, hàn vào bản táp. Dùng bulông liên kết hai bản sườn gối của giàn đỡ kèo vào thép góc gối đỡ. Vì nội lực thanh cánh dưới giàn đỡ kèo bằng không nên nó gắn vào bụng cột bằng bản thép.

Tại chỗ giàn mái kê lên giàn đỡ kèo, giàn đỡ kèo bắt buộc phải bố trí thanh đứng (do nội lực thanh đứng này rất lớn nên tiết diện của thanh dùng thép hình chữ I).



Hình 1.27. Nút gối giàn đỡ kèo

a) Giàn mái lên giàn đỡ kèo; b) Giàn đỡ kèo vào cột.

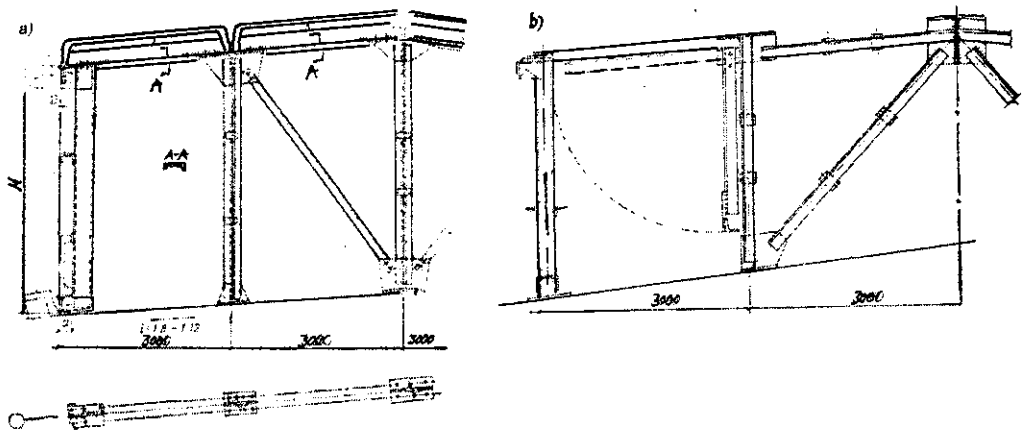
Tính nội lực giàn đỡ kèo như giàn thường, chịu lực tập trung do phản lực gối giàn mái V_A ; chọn tiết diện các thanh khác, tính nút giàn như với giàn thông thường.

b) Cửa mái

Cửa mái còn tên gọi khác là cửa trời, tùy theo yêu cầu sản xuất mà cửa mái có chức năng thông gió, chức năng chiếu sáng hay kết hợp cả hai chức năng. Trong nhà công nghiệp truyền thống, mái panen thì cửa mái thường dùng để chiếu sáng, còn trong các nhà công nghiệp mái nhẹ hiện nay thì chủ yếu là chức năng thông gió.

Cửa mái dùng để chiếu sáng thường có chiều rộng 6 hoặc 12 m; chiều cao cửa mái gồm một hoặc hai lớp cửa kính; chiều cao mỗi cửa kính thường là 1250 mm, 1500 mm. Ở dưới và ở đỉnh thanh chống cửa mái bố trí các tấm panen chắn, gọi là bậu dưới và bậu trên.

Cửa mái thông gió bắt buộc phải có trong các nhà máy sinh nhiệt. Kết cấu cửa mái gồm các thanh đứng và thanh xiên, thanh đứng được liên kết bulông vào thanh cánh trên của giàn. Hình 1.28 giới thiệu hình thức của hai loại cửa mái nêu trên.



Hình 1.28. Cửa mái nhà công nghiệp.
a) Cửa mái chiếu sáng; b) Cửa mái thông gió.

§1.6. TÍNH TOÁN KHUNG NGANG

1. SƠ ĐỒ TÍNH KHUNG

Sau khi chọn phương án kết cấu khung, dựa vào điều kiện cấu tạo thực tế để quyết định liên kết giữa các cấu kiện của khung, liên kết giữa khung và móng và chọn sơ đồ tính toán khung. Nếu sơ đồ tính toán không đúng với sự làm việc thực của khung thì giá trị của các thành phần nội lực là không chính xác, dẫn đến sự phá hoại công trình.

Khung nhiều nhịp thường dùng liên kết khớp giữa cột và giàn vì bản thân độ cứng của khung đã lớn, ngoài ra, giải pháp này đáp ứng được việc khó giải quyết cấu tạo của các nút cứng ở các cột giữa của khung; đơn giản, thuận tiện thi công. Với khung một nhịp có chiều cao cột lớn và yêu cầu độ cứng lớn do có cầu trục, thì nên dùng liên kết cứng, 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. Khi xà ngang là dầm, liên kết với cột sẽ cấu tạo ngầm cứng.

Trong khung hỗn hợp (cột bê tông cốt thép, giàn kèo thép) thì giàn kèo và cột chỉ có thể là liên kết khớp. Không dùng dầm hoặc giàn bê tông với cột bằng thép.

Phần dưới đây giới thiệu cách tính khung ngang nhà công nghiệp truyền thống. Các vấn đề cụ thể liên quan đến khung nhẹ sẽ được giới thiệu ở phần sau (xem §1.9).

Khi tính nội lực khung bằng tay, trong sơ đồ tính, dùng một số giả thiết nhằm đơn giản hoá việc tính toán:

- Cột liên kết với móng tại mặt móng.
- Thay giàn bằng một xà ngang đặc có độ cứng tương đương đặt tại cao trình cánh dưới của giàn. Chiều cao khung lấy từ mặt móng đến mép cánh dưới vì kèo. Độ cứng của xà ngang tương đương với giàn được tính bằng công thức:

$$I_{gi} = (A_{tr}z_{tr}^2 + A_d z_d^2) \mu \quad (1.26)$$

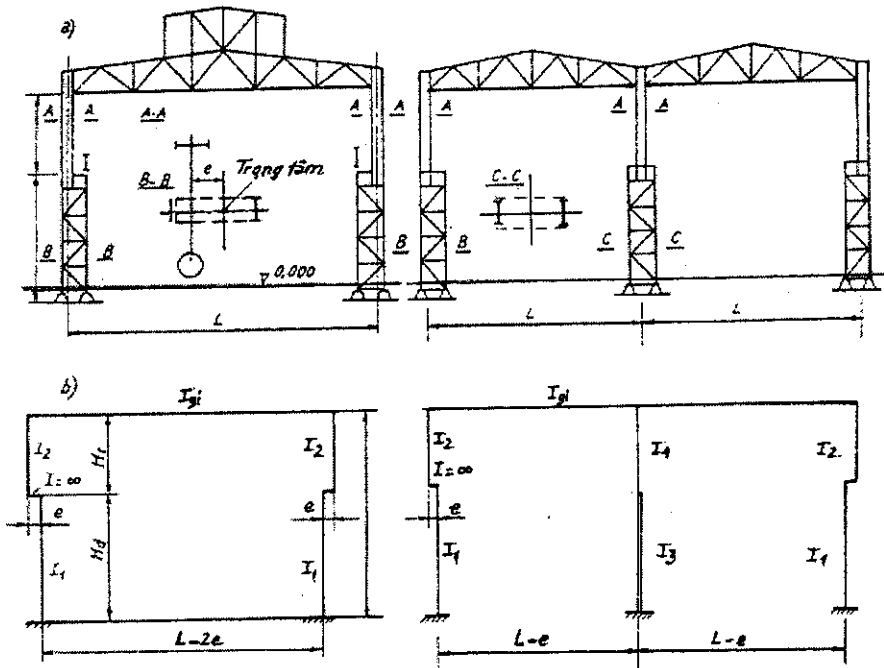
trong đó: A_{tr} , A_d – diện tích tiết diện thanh cánh trên, cánh dưới của giàn;

z_{tr} , z_d – khoảng cách từ trọng tâm thanh cánh trên và cánh dưới đến trục trung hoà của giàn tại tiết diện giữa nhịp;

μ – hệ số kể đến độ dốc của thanh cánh trên và sự biến dạng của các thanh bụng với các độ dốc $i = 1/8$, $\mu = 0,7$; $i = 1/10$, $\mu = 0,8$; $i = 0$, $\mu = 0,9$.



- Trục tính toán của cột lấy qua trọng tâm tiết diện cột. Với cột bậc thì trục cột trên và trục cột dưới sẽ lệch nhau một đoạn e (hình 1.29) do đó lực dọc cột trên truyền xuống cột dưới sẽ sinh thêm mômen $M = N_{tr}e$, giá trị $e \approx (h_d - h_{tr})/2$. Để giá trị mômen không thay đổi khi cột làm việc thì giá trị e phải không đổi, do đó tại vị trí truyền lực dọc từ cột trên xuống cột dưới (dầm vai) yêu cầu phải có độ cứng rất lớn. Trên sơ đồ tính khung, lấy $EI_{dv} = \infty$.



Hình 1.29. Sơ đồ tính toán khung ngang

a) Sơ đồ cấu tạo khung; b) Sơ đồ tính toán.

Để tính nội lực khung, cần sơ bộ chọn trước độ cứng của giàn và của các phần cột, hay ít ra, cần biết tỉ số các độ cứng này. Sau khi thiết kế xong khung, tính chính xác độ cứng cột, giàn rồi kiểm tra lại tỉ số độ cứng giả thiết ban đầu. Nếu chênh lệch dưới 30% thì nội lực đã tính là chấp nhận được, nếu quá 30% thì phải giả thiết lại tỉ số độ cứng, tính lại nội lực theo tỉ số độ cứng mới.

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

$$\frac{I_1}{I_2} = 7 \div 10; \frac{I_d}{I_2} = 25 \div 40; \frac{I_3}{I_4} = 8 \div 15 \text{ khi } Q \leq 75t \text{ và } (13 \div 25) \text{ khi } Q > 75 t;$$

$$\frac{I_3}{I_2} = (10 \div 30) \text{ khi bước cột giữa và cột biên như nhau;}$$

$$= (20 \div 60) \text{ khi bước cột giữa gấp đôi bước cột biên.}$$



$$\frac{I_4}{I_2} = (1,5 \div 3) \text{ khi bước cột giữa và cột biên như nhau;}$$

$$= (2,5 \div 7) \text{ khi bước cột giữa gấp đôi bước cột biên.}$$

- ♦ Với khung có ba nhịp trở lên, khi tính với các tải trọng thẳng hoặc tải trọng ngang đặt cục bộ vào cột (như lực hãm ngang) có thể bỏ qua chuyển vị ngang của đỉnh cột. Theo giả thiết này, với các tải trọng kể trên, sẽ tách riêng từng cột để tính nội lực.
- ♦ Khi tính khung với tải trọng không phải là tải trọng thẳng đứng đặt trực tiếp trên giàn, có thể bỏ qua các biến dạng của giàn (coi giàn là cứng vô cùng $I_{gi} = \infty$) nếu thỏa mãn hệ thức:

$$\nu \geq \frac{6}{1 + 1,1\sqrt{\eta}} \text{ với } \nu = \frac{I_{gi}}{L} \cdot \frac{I_1}{H}; \quad \eta = \frac{I_1}{I_2} - 1 \quad (1.27)$$

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:

$$q = q_0 \cdot B$$

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 các số liệu sau đây:

Tấm panen cỡ lớn	150 ÷ 200 daN/m ² mái
Bê tông chống thấm	2500 daN/m ³
Vữa trát, lót	1800 daN/m ³
Gạch lá nem	2000 daN/m ³
Bê tông nhẹ cách nhiệt	500 ÷ 1000 daN/m ³
Gạch thông tâm	200 ÷ 1500 daN/m ³

Để tăng khả năng chống thấm cho mái, có thể thêm lớp sơn chống thấm.

Để thuận tiện, khi tính tải trọng mái nên lập thành bảng.

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



$$g^c = 1,2 \cdot \alpha_d \cdot L \text{ (daN/m}^2 \text{ mặt bằng nhà)} \quad (1.28)$$

trong đó: L – Nhịp giàn, m;

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

Trọng lượng kết cấu của mái có thể lấy $12 \div 18 \text{ daN/m}^2$ mặt bằng cửa mái.

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

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

hoặc dùng công thức:

$$G_{dct} = \alpha_{dct} L_{dct}^2 \text{ (daN)} \quad (1.29)$$

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

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

Trọng lượng cánh cửa mái (kính): $30 \div 40 \text{ daN/m}^2$ cánh cửa, trọng lượng panen bậu ở chân cửa mái: $100 \div 150 \text{ daN/m}$ dài bậu.

Trọng lượng kết cấu bao che, tường, cửa... tùy theo cấu tạo của chúng và cách liên kết với cột mà có cách tính tương ứng.

Trọng lượng bản thân cột, có thể tính gần đúng hoặc kể vào khi tính tiết diện cột.

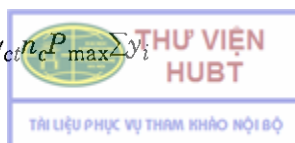
b) Tải trọng cầu trục

• Áp lực đứng của các bánh xe 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 (hình 1.30) ta có:

$$D_{\max} = \gamma_{ct} n_c P_{\max} \sum \gamma_i \quad (1.30)$$



$$D_{\min} = \gamma_{ct} n_c P_{\min} \sum y_i \quad (1.31)$$

trong đó: γ_{ct} – hệ số độ tin cậy $\gamma_{ct} = 1,1$;

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 TCXD 2737:1995 phụ thuộc vào sức trục, chế độ làm việc của cầu trục: $n_c = 0,85$ khi xét tải trọng do hai cầu trục chế độ nhẹ và vừa; $n_c = 0,9$ khi chế độ nặng và rất nặng; với bốn cầu trục thì n_c tương ứng bằng 0,7 và 0,8.

$\sum y_i$ – tổng tung độ đường ảnh hưởng phản lực gối tựa dầm cầu trục, lấy dưới các vị trí đặt bánh xe cầu trục;

P_{\max} – áp lực tiêu chuẩn 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.

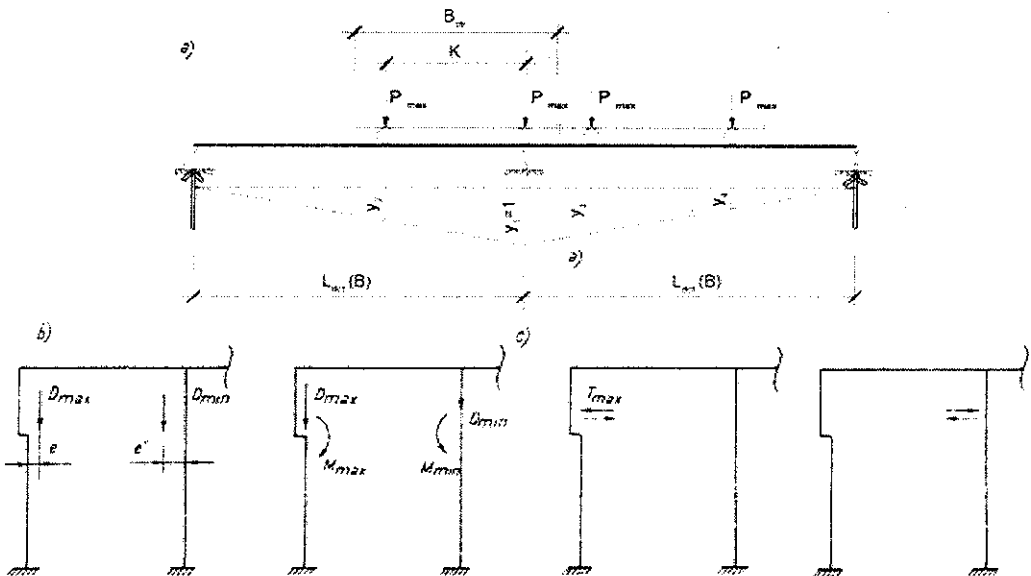
Tương ứng phía bên kia, áp lực tiêu chuẩn của xe con lên ray nhỏ nhất:

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_o} - P_{\max} \quad (1.32)$$

trong đó: Q – sức trục của cầu trục, tính theo đơn vị của lực;

G – trọng lượng toàn bộ cầu trục (tra catalô cầu trục);

n_o – số bánh xe ở một bên của cầu trục.



Hình 1.30. Xác định tính toán 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.

Nhiều trường hợp, nhà sản xuất cầu trục cho luôn cả giá trị P_{\max} và P_{\min} trong catalô cầu trục.

Vì điểm đặt của D_{\max} (D_{\min}) và của G_{dct} trùng nhau và vì giá trị G_{dct} không lớn nên gần đúng có thể cộng luôn G_{dct} vào D_{\max} (D_{\min}) để giảm bớt công việc tính nội lực.

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 $e = (0,45 \div 0,55)h_d$; đối với cột giữa $e = 0,5h_d$. Do đó sẽ sinh ra mô men lệch tâm (với cột dưới) $M_{\max} = D_{\max}e$ và $M_{\min} = D_{\min}e$.

• **Lực hãm ngang của cầu trục**

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 theo phương ngang nhà (theo phương chuyển động của xe con). Lực hãm của xe con, qua các bánh xe cầu trục truyền lên dầm hãm (hoặc các tấm liên kết dầm cầu trục với cột), vào cột bằng phản lực tựa của dầm hãm, gọi là T . Gần đúng coi điểm đặt của T tại cao trình mặt dầm cầu trục (vì lực hãm thực tế tác dụng ở mặt ray).

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

$$T = \gamma_{ct} n_c T_1 \sum y_i \tag{1.33}$$

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

$$T_1 = \frac{T_0^c}{n_0} \tag{1.34}$$

trong đó: T_0^c – lực hãm ngang chuẩn tác dụng lên toàn cầu trục, tính theo công thức:

$$T_0^c = \frac{0,05(Q + G_{xe})}{n_0} \tag{1.35}$$

trong đó: Q – sức trục;

G_{xe} – trọng lượng của riêng xe con; hệ số 0,05 kể đến hệ số ma sát của bánh xe cầu trục với ray và tỉ số giữa số bánh xe hãm trên tổng số bánh xe của xe con.

Lực T được tính với tác dụng nhiều nhất là của hai cầu trục nằm trong một nhịp hoặc trong hai nhịp khác nhau. Chiều của lực T có thể hướng vào hoặc hướng ra khỏi cột, coi toàn bộ lực T chỉ đặt vào một cột (trái hoặc phải).



• **Lực hãm dọc của cầu trục**

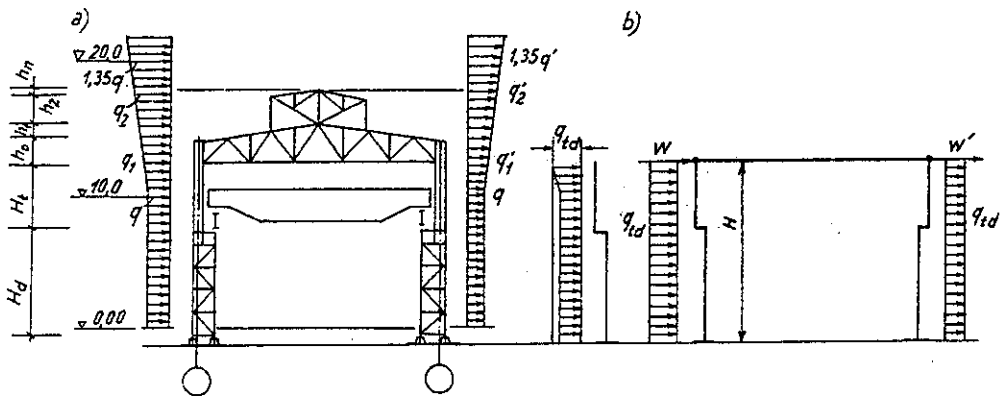
Khi cầu trục đang mang vật nặng Q và cầu trục lại hãm dọc nhà sẽ sinh ra lực ngang hướng dọc theo dầm cầu trục $T_{\text{dọc}}$, có giá trị bằng $0,1.P_{\text{max}}^c$ tác dụng lên bánh xe hãm của cầu trục. Lực $T_{\text{dọc}}$ sẽ gây thêm lực dọc cho dầm cầu trục và sẽ truyền vào giằng cột dưới để xuống móng.

c) Tải trọng tạm thời trên mái

Tải trọng tạm thời trên mái (hoạt tải sửa chữa mái) là tải trọng do người và thiết bị, vật liệu dùng để sửa chữa mái. Tải trọng này được cho trong quy phạm tải trọng TCVN 2737:1995, tính bằng daN/m^2 mặt bằng mái. Cụ thể: cho mái panen bê tông cốt thép không có người đi lại $p^c = 75 \text{ daN/m}^2$; cho mái tôn, phibrô xi măng $p^c = 30 \text{ daN/m}^2$. Hệ số độ tin cậy $\gamma_p = 1,3$.

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 W_0 (daN/m^2) lấy ở độ cao 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 (hình 1.31a).



Hình 1.31. 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 (hình 1.31b):

- 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 W đặt ngang cao trình cánh dưới vì kèo (vì thay giàn kèo bằng xà tương đương).

Tải trọng gió tính toán tác dụng lên cột khung tính theo công thức:

– Phía đón gió: $q = \gamma_w W_0 k c B$ (1.36)

– Phía hút gió: $q' = \gamma_w W_0 k' c' B$

trong đó: γ_w – hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, $\gamma_w = 1,2$ cho công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm;
 B – bước khung;
 c, c' – hệ số khí động phụ thuộc vào hình dạng nhà lấy theo các bảng quy định của TCVN 2737:1995.

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

$$q_{tb} = \frac{2M}{H^2} \tag{1.37}$$

trong đó: H – chiều cao cột;
 M – mômen do áp lực gió tại chân cột khi coi cột là thanh công xon.

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:

$$W = \frac{q_1 + q_2}{2} B \sum c_i h_i \tag{1.38}$$

trong đó: c_i, h_i – là hệ số khí động và chiều cao của từng đoạn mái.

Trường hợp giữa các cột khung có các cột 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 cột sườn tường. Phần tải trọng tác dụng lên sườn tường truyền vào khung dưới dạng lực tập trung:

$$S = \gamma_w q_c k c A \tag{1.39}$$

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 do động đất, do nổ, do tác dụng của nhiệt độ, do va chạm của các phương tiện giao thông với các bộ phận công trình, do sạt lở, tải trọng thi công... Tải trọng động đất, nổ là tải trọng đặc biệt, được kể đến hay không là tùy theo mức độ quan trọng của công trình.

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



3. TÍNH NỘI LỰC KHUNG

Tính toán khung nhằm mục đích xác định các nội lực: mômen uốn, lực dọc, lực cắt tại các tiết diện khung. Việc tính toán chính xác nội lực khung phải lấy theo sơ đồ không gian của toàn nhà. Với sai số cho phép và thiên về an toàn, để giảm bớt khối lượng tính, có thể tách khung ngang để tính nội lực theo sơ đồ kết cấu phẳng.

Nội lực của khung có thể tính bằng chương trình của máy tính hoặc tính bằng tay.

a) Phương pháp dùng chương trình trên máy tính

Đây là cách tính phổ biến hiện nay ở nước ta. Dùng chương trình phân tích nội lực trên máy tính (SAP2000, ETABS) cần phải xác định chính xác kích thước của mọi cấu kiện khung và đặc biệt là phải sơ bộ chọn tiết diện của các cấu kiện đó (dựa vào thiết kế tương tự hoặc kinh nghiệm). Trục các phần tử lấy đi qua trọng tâm tiết diện, liên kết nút giàn, liên kết giữa thanh giằng cột với nhánh cột là khớp.

Khai báo vật liệu, trị số, phương chiều, điểm đặt của các loại tải trọng và chạy chương trình tính. Sau khi có nội lực, kiểm tra tiết diện đã sơ bộ chọn ban đầu, nếu không thoả mãn các điều kiện về cường độ, ổn định, biến dạng thì phải chọn lại tiết diện và tính lại nội lực. Thực chất đây là bài toán lặp, đúng dần.

b) Phương pháp giải bằng tay

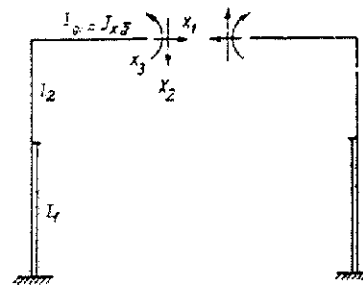
Đây là phương pháp thực dụng để tìm nội lực khung. Phần sau đây trình bày nguyên lý cơ bản của việc tính nội lực khung một nhịp để bạn đọc tham khảo và để kiểm tra lại kết quả khi tính máy (nếu cần).

Để tìm nội lực của khung có thể vận dụng các phương pháp tính toán trong lý thuyết của cơ học kết cấu: dùng phương pháp lực hoặc phương pháp chuyển vị.

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 1.32):

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

Phổ biến hơn, với các giả thiết gần đúng đã nêu trên, dùng phương pháp chuyển vị như sau:



Hình 1.32. Hệ cơ bản để tính nội lực khung theo phương pháp lực

- **Tính khung với tải trọng phân bố đều trên xà ngang** (tính tải và hoạt tải mái)

Hệ cơ bản như trên hình 1.33, ẩn số là góc xoay φ_1, φ_2 của nút và chuyển vị ngang Δ . 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:

$$r_{11}\varphi + R_{1p} = 0 \tag{1.40}$$

trong đó: r_{11} – tổng phản lực ở nút khung khi cho góc xoay góc $\varphi = 1$;

R_{1p} – tổng phản lực tại nút khung do tải trọng ngoài

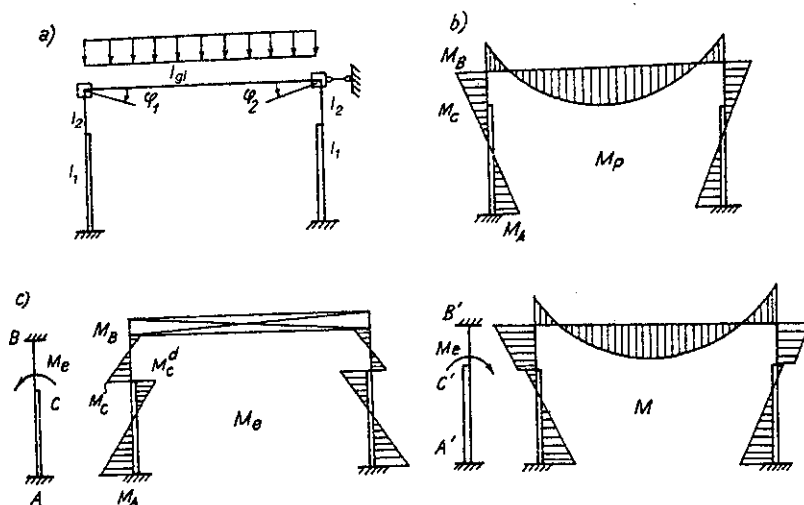
Để tính các hệ số của phương trình chính tắc trên cần vẽ biểu đồ mômen \bar{M} do $\varphi = 1$ và biểu đồ mômen M_p^o do tải trọng ngoài trong hệ cơ bản (xem các tài liệu

hướng dẫn ở các sổ tay thiết kế). Giải phương trình trên tìm được: $\varphi = -\frac{R_{1p}}{r_{11}}$

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

$$M = \bar{M}\varphi + M_p^o \tag{1.41}$$

Ngoài ra, khi tính với tải trọng này, cần phải kể thêm mômen lệch tâm do lệch trục cột trên với cột dưới $M_c = V_A.e$ (V_A là phản lực đầu xà truyền lên cột, e là độ lệch trục đã nêu ở các phần trên). Do khung không có chuyển vị ngang, giàn có độ cứng bằng vô cùng, nên cột được tính với sơ đồ hai đầu ngàm (hình 1.33c).



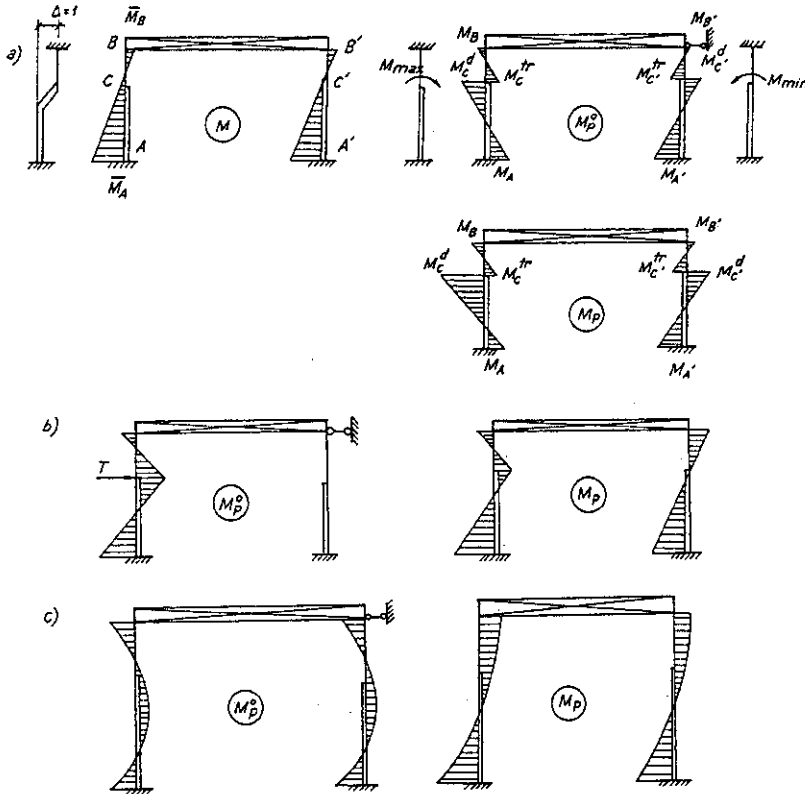
Hình 1.33. Tính khung với tải trọng mái

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 M_{max} , M_{min} và T**

Khi tính nội lực khung do tải trọng cầu trục, theo các giả thiết trên (xà ngang coi là cứng vô cùng $I_{gi} = \infty$) ta có ẩn số góc xoay $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$; trong hệ chỉ còn ẩn số chuyển vị ngang Δ .



Hình 1.34. Tính khung với tải trọng cầu trục, tải trọng gió

a) Do M_{max} và M_{min} ; b) Do T ; c) Do tải trọng gió.

Phương trình chính tắc:

$$r_{11}\Delta + R_{1p} = 0 \tag{1.42}$$

trong đó: r_{11} – phản lực trong liên kết thêm vào khi cho nút đỉnh khung một chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$;

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 sổ tay thiết kế.

Giải phương trình trên, tìm được chuyển vị:

$$\Delta = -\frac{R_{1p}}{r_{11}}$$



Mômen cuối cùng trong hệ tính theo công thức:

$$M = \overline{M}\Delta + M_P^o \quad (1.43)$$

Các dạng biểu đồ mômen có thể tham khảo hình 1.34a,b.

• **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, ảnh hưởng cũng là chuyển vị Δ ở nút khung. Biểu đồ nội lực có dạng như hình 1.34c.

• **Tính lực cắt V và lực dọc N của cột:**

- ♦ Từ biểu đồ mômen uốn sẽ tính được giá trị lực cắt ở từng đoạn cột. Dấu chính là tang của góc nghiêng đường biểu diễn mômen.
- ♦ Giá trị lực dọc của cột do tĩnh tải và hoạt tải mái bằng phản lực đầu giàn. Do giá thiết xà ngang cứng vô cùng khi tính nội lực do D_{max} và D_{min} nên chúng chỉ gây ra lực dọc cho phần cột dưới với trị số bằng D_{max} hoặc D_{min} . Tương tự, với tải trọng gió, trong xà không xuất hiện lực cắt, do đó lực dọc trong cột sẽ bằng không (vì giá trị lực dọc ở cột bằng lực cắt trong xà). Tức là tải trọng gió không gây ra lực dọc cho cột (thực tế vẫn tồn tại lực dọc kéo nén trong cột do tải gió, tuy nhiên giá trị không đáng kể).

4. SỰ LÀM VIỆC KHÔNG GIAN CỦA NHÀ

Khi xác định chuyển vị ngang của khung phẳng, ta chưa kể đến sự làm việc đồng thời của các khung lân cận. Thực tế thì các khung không đứng riêng lẻ, giữa chúng có các liên kết dọc như: hệ giằng dọc, tấm mái cứng (mái panen). Vì vậy khi có tải trọng tác dụng cục bộ (M_{max} , M_{min} và T) lên một khung nào đó, các khung lân cận sẽ tham gia cùng chịu lực, do đó chuyển vị thực tế Δ_{kg} của khung sẽ giảm đi. Tỷ số Δ_{kg}/Δ gọi là hệ số không gian α_{kg} . Tác dụng của tải trọng gió và tĩnh tải mái không tính đến chuyển vị không gian vì các khung có độ cứng như nhau, chịu lực như nhau.

Để tìm Δ_{kg} , khi tính nội lực của khung bằng máy tính, nhằm mục đích giảm bớt công việc khai báo đầu vào, thường nhập số liệu của cột, giàn, giằng, dầm cầu trục của 5 ÷ 7 khung liên cạnh nhau, tải trọng đặt vào khung giữa. Nếu nhập số liệu của toàn nhà thì muốn xác định chuyển vị của khung nào sẽ đặt tải cầu trục vào khung ấy.

Khi tính nội lực bằng tay, Δ_{kg} bị ảnh hưởng của nhiều yếu tố. Cách xác định như sau:

a) Ảnh hưởng của hệ giằng dọc

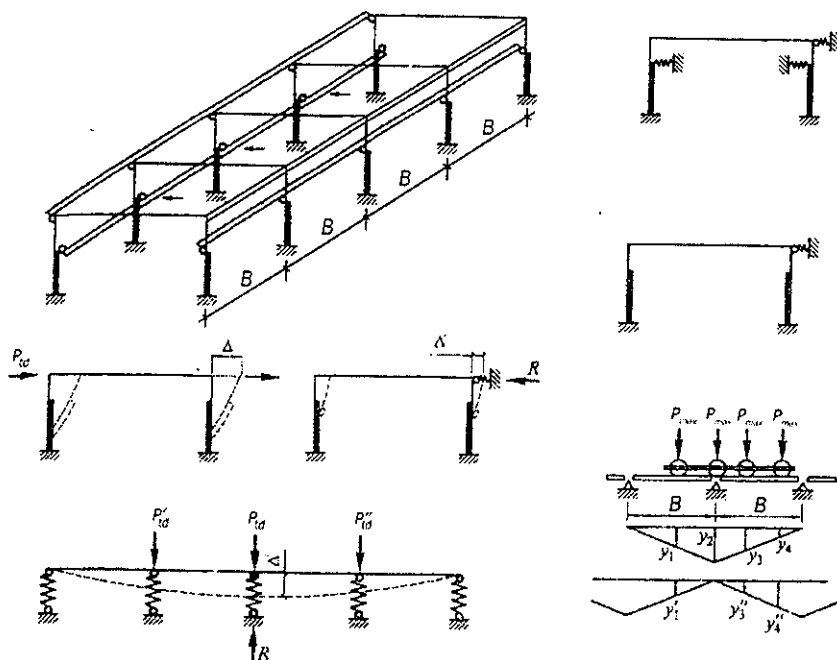
Hệ giằng dọc cánh dưới giàn nối từ đầu cột này sang đầu cột khác, khi có lực cục bộ tác dụng lên thân cột, sẽ tạo nên sự làm việc không gian của các khung. Lực



tác dụng cục bộ lên khung được đưa về tác dụng lên cột tại mức cao trình của hệ giằng P_{td} , P'_{td} , P''_{td} . Hệ giằng dọc được tính như dầm liên tục trên các gối tựa đàn hồi, dưới tác dụng của lực P_{td} (hình 1.35).

Trong nhà công nghiệp một tầng một nhịp, hệ số α_{kg} được xác định theo biểu thức:

$$\alpha_{kg} = 1 - \alpha - \alpha \left(\frac{n_o}{\sum y} - 1 \right) \quad (1.44)$$



Hình 1.35. Sơ đồ tính toán hệ giằng dọc để xác định hệ số không gian

Hệ số α và α' lấy theo bảng 1.2, phụ thuộc hệ số β

$$\beta = \frac{B^3 d \sum I_c}{H^3 I_m} \quad (1.45)$$

trong đó: n_o – số bánh xe ở một phía của cầu trục;

$\sum y$ – tổng tung độ đường ảnh hưởng của phản lực gối dầm cầu trục ở bên trái và phải khung đang xét (hình 1.35);

B – bước cột;

$\sum I_c$ – tổng mômen quán tính các đoạn cột dưới;

I_m – tổng mômen quán tính của giằng dọc cánh dưới với mômen quán tính tương đương của mái;

H – chiều cao toàn cột;

d – hệ số, phụ thuộc vào liên kết của giàn với cột:

– liên kết khớp $d = 1/c$; với $c = 1 + v^3 \eta$; $v = H_{tr}/H$; $\eta = \frac{I_1}{I_2} - 1$;

– liên kết cứng $d = k_B/12$ với k_B – hệ số phản lực gối khi cho đỉnh cột chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$, hệ số này tra ở sổ tay thiết kế.

Trong thiết kế, có thể lấy tỉ số $\sum I_c/I_m$ bằng (1/40 ÷ 1/100) cho mái lợp panen bê tông cốt thép, bằng (1/2 ÷ 1/6) cho mái có xà gồ.

Bảng 1.2. Hệ số α và α' từ khối 7 khung của nhà công nghiệp một tầng có cột bậc

β	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,15	0,2	0,5
α	0,86	0,77	0,73	0,71	0,69	0,67	0,62	0,58	0,56	0,46
α'	-0,14	-0,2	-0,22	-0,24	-0,25	-0,25	-0,26	-0,26	-0,26	-0,26

b) Ảnh hưởng của mái cứng

Mái bê tông được coi là cứng vô cùng trong mặt phẳng mái. Hệ số α_{kg} trong trường hợp này được tính theo công thức:

$$\alpha_{kg} = \frac{\chi}{m} \left(\frac{1}{n} + \frac{a_2^2}{2 \sum a_i^2} \right) \tag{1.46}$$

trong đó: n – số khung trong một khối nhiệt độ được liên kết với nhau bằng tấm mái cứng;

a_i – khoảng cách giữa hai khung đối xứng nhau qua trục giữa của khối nhiệt độ (a_1 là khoảng cách lớn nhất, a_2 là khoảng cách hai khung sát biên...);

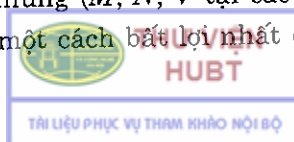
m – hệ số xét đến biến dạng của mái cứng, $m = 0,9$ với nhà một nhịp có cửa mái dọc nhà; $m = 0,95$ cho nhà hai, ba nhịp có cửa trời,

$$\chi = \frac{\sum P_{max}^c}{D_{max}^c}$$

Thay giá trị $\Delta_{kg} = \alpha_{kg} \Delta$ vào phương trình (1.43) để tính mômen của khung.

5. THỐNG KÊ, TỔ HỢP NỘI LỰC

Sau khi tính xong nội lực khung (M, N, V tại các tiết diện) với từng loại tải trọng, tiến hành tổ hợp tải trọng một cách bất lợi nhất để tìm được các nội lực tính toán



dùng cho việc chọn tiết diện cột. Nếu tính nội lực bằng máy tính, giá trị M, N, V được xuất từ các file kết quả.

Quy ước mômen làm căng thép trong của khung mang dấu dương và căng thép ngoài là âm.

Các kết quả giải khung được ghi vào bảng thống kê nội lực. Với mỗi cột, xét bốn tiết diện sau:

- Phần cột trên có hai tiết diện: tiết diện đầu cột và tiết diện ở ngay trên vai cột.
- Phần cột dưới có hai tiết diện: tiết diện chân cột (chỗ tiếp giáp với móng) và tiết diện ngay mặt vai cột.

Các trị số M, N, V của mỗi tải trọng (trừ trường hợp tĩnh tải) được ghi làm hai dòng: dòng trên ghi trị số đúng theo biểu đồ nội lực (dùng cho tổ hợp cơ bản 1 – với hệ số tổ hợp bằng 1); dòng dưới ghi trị số nhân với 0,9 để dùng cho tổ hợp cơ bản 2 (hệ số tổ hợp 0,9). Do lực hãm ngang T có thể hướng vào hoặc hướng ra khỏi cột nên giá trị mômen uốn sẽ có hai dấu cộng và trừ (\pm). Dựa vào bảng thống kê nội lực, tiến hành tổ hợp nội lực: tổ hợp cơ bản 1 gồm nội lực do tải trọng thường xuyên và một tải trọng tạm thời (hoạt tải); tổ hợp cơ bản 2 gồm nội lực do tải trọng thường xuyên và nhiều tải trọng tạm thời bất lợi với hệ số 0,9. Tại mỗi tiết diện, cần tìm ra ba tổ hợp: $M_{\max}^+, N_{tu}^-; M_{\min}^-, N_{tu}^+; N_{\max}, M_{tu}$. Chú ý rằng: khi đã kể lực hãm T phải kể lực đứng D_{\max} hoặc D_{\min} . Lực hãm T có thể tác dụng vào cột này hay cột kia dù trên cột có D_{\max} hay D_{\min} . Nội lực do T mang hai dấu, nên khi đã kể đến D_{\max} hoặc D_{\min} thì luôn luôn kể đến nội lực do T (với dấu cộng hay trừ để cho giá trị mômen tổ hợp tăng lên). Riêng tại tiết diện chân cột (chỗ liên kết vào móng) cần tìm thêm tổ hợp có lực cắt V lớn nhất, dùng để tính thanh bụng cột rỗng và để tính móng.

6. KIỂM TRA ĐỘ CỨNG KHUNG NGANG

Cần kiểm tra độ cứng của khung ngang để bảo đảm sự làm việc bình thường của nhà nói chung và của cầu trục nói riêng.

- Với nhà có cầu trục, chế độ làm việc nặng và rất nặng, theo quy định của "Kết cấu Thép-Tiêu chuẩn thiết kế, TCXDVN 338:2005", trị số chuyển vị Δ tại cao trình đỉnh ray được xác định do lực hãm ngang tiêu chuẩn của một cầu trục có sức nâng lớn nhất trong các cầu trục làm việc. Giá trị chuyển vị giới hạn $[\Delta]$ được lấy như sau:

- Đối với nhà hoặc nhịp riêng biệt khi Δ tính theo sơ đồ phẳng lấy $[\Delta] = \frac{H_T}{1250}$

- Đối với nhà Δ tính theo sơ đồ làm việc không gian lấy $[\Delta] = \frac{H_T}{2000}$

trong đó: H_T – khoảng cách từ chân cột đến đỉnh dầm cầu trục hay giàn cầu trục.



- Với nhà công nghiệp có cấu trúc, chế độ làm việc nhẹ, trung bình cần kiểm tra chuyển vị ngang tại cao trình đỉnh cột. Chuyển vị ngang cho phép Δ là $1/300$ chiều cao cột.
- Với nhà công nghiệp một tầng không cấu trúc, chuyển vị ngang ở mức mép mái do tải trọng gió tiêu chuẩn không được vượt quá giới hạn sau:
 - Khi tường bao che bằng tấm tôn kim loại: $H/100$
 - Khi tường bao che bằng gạch hoặc bê tông: $H/240$
 - Khi tường bao che bằng vật liệu khác: $H/150$ (H – chiều cao cột).

Tiêu chuẩn hiện hành không quy định các tổ hợp tải trọng để tính chuyển vị ngang của khung có cấu trúc. Có thể tham khảo cách lấy tổ hợp tải trọng của Hiệp hội chế tạo nhà kim loại MBMA (Hoa Kỳ):

- Tổ hợp tĩnh tải với tải trọng gió
- Tổ hợp tĩnh tải với tải trọng cầu trục
- Tổ hợp tĩnh tải với 0,5 tải trọng gió và tải cầu trục.

Việc xác định chuyển vị Δ khi dùng máy tính là dễ dàng; tuy nhiên khi tính tay, dùng các phương pháp của cơ học kết cấu sẽ tốn nhiều công sức.

§1.7. CỘT THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP

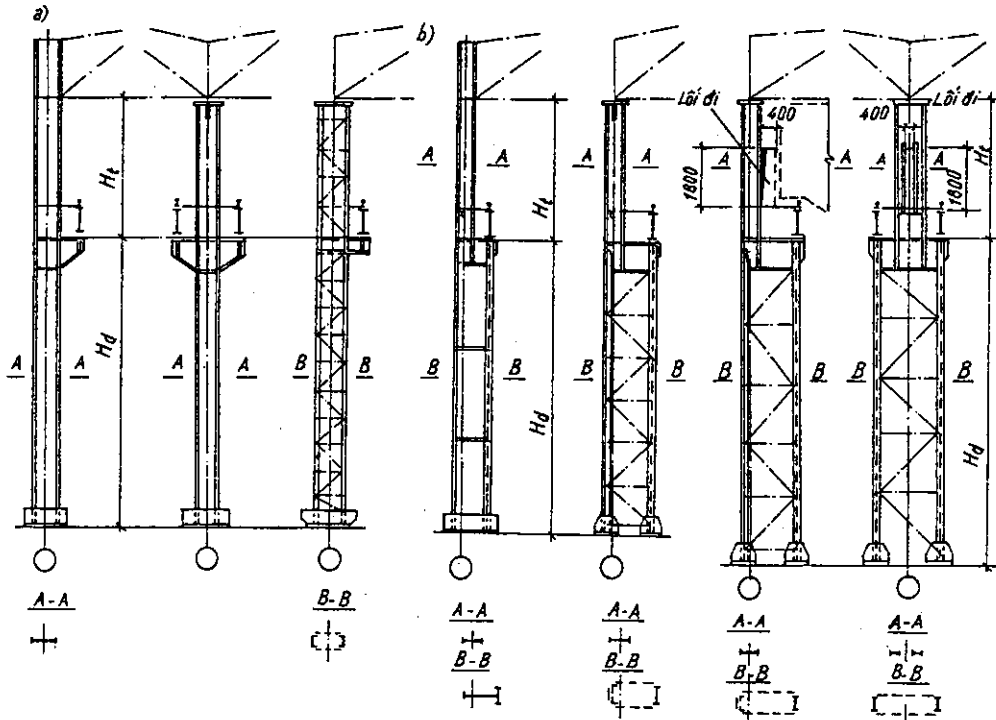
1. PHÂN LOẠI CỘT

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 (hình 1.36).

Ở cột tiết diện không thay đổi, dầm cầu trục kê lên 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 cầu trục có sức nâng lớn, cột tiết diện thay đổi hợp lý hơn (hình 1.36b); dầm cầu trục đặt lên vai cột là vị trí thay đổi tiết diện. Phần cột trên 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 (hình 1.36b).



Hình 1.36. Các loại cột khung nhà công nghiệp

a) Cột tiết diện không thay đổi; b) Cột tiết diện thay đổi (cột bậc).

Khi nhà có cấu trúc chế độ làm việc nặng, để thường xuyên kiểm tra hoạt động của cấu trúc, phần bụng cột trên mặt dầm cầu trục cần để lối đi có kích thước 1.800×400 mm. Với cột dưới tiết diện rộng, 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 (còn gọi là chịu nén uốn), ứng suất trên tiết diện cột do tác dụng của lực nén N và mômen uốn M_x trong mặt phẳng khung gây ra; ngoài ra có thể có trường hợp chịu thêm mômen uốn tác dụng ngoài mặt phẳng M_y . Vì là cột chịu nén uốn nên trước hết phải xác định chiều dài tính toán của cột trong và ngoài mặt phẳng khung l_x, l_y .

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 cứng 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 chân cột và đầu cột 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: trong mặt phẳng khung và ngoài mặt phẳng khung. Việc xác định chiều dài tính toán của cột trong mặt phẳng khung một cách chính xác thực chất là bài toán ổn định khung. Do bài toán ổn định của khung quá phức tạp nên để đơn giản tính toán, khi xét chiều dài tính toán của cột đã dùng một số giả thiết: bỏ qua ảnh hưởng của mômen uốn, lý tưởng hoá đầu trên của cột và tách riêng từng cột (không kể đến sự làm việc không gian của nhà), lực dọc đặt ở đầu mỗi đoạn cột.

• Chiều dài tính toán của cột theo phương trong mặt phẳng khung

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

$$l_{ox} = \mu H \tag{1.47}$$

trong đó: H – chiều dài hình học của cột, tính từ mặt móng đến mép dưới xà ngang;
 μ – hệ số quy đổi chiều dài tính toán.

Khi xà ngang liên kết cứng với cột và:

- liên kết với móng là khớp:

$$\mu = 2 \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,38}{n}} \tag{1.48}$$

- liên kết với móng là ngàm:

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}} \tag{1.49}$$

trong đó: $n = \frac{kH}{(k+1)I_c} \cdot \left(\frac{I_{xa1}}{L_1} + \frac{I_{xa2}}{L_2} \right)$ (1.50)

với k – số nhịp khung; $I_{xa1}, I_{xa2}, L_1, L_2$ – tương ứng là mômen quán tính của xà ngang và chiều dài nhịp của hai nhịp lân cận với cột đang xét. Khi xà ngang liên kết khớp với cột, trong công thức ở trên, lấy $n = 0$.

- 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 xà ngang. Vì vậy đưa về bốn dạng sơ đồ cột khung sau:
 - Khung một nhịp, giàn liên kết khớp với cột: khi mất ổn định, có khả năng mất ổn định đồng thời cả hai cột, ảnh hưởng qua lại của hai cột là không



có. Đầu trên cột chuyển vị được, lại xoay được nên cột được xét như cột một đầu ngàm và một đầu tự do (hình 1.37a).

- *Khung một nhịp, giàn liên kết cứng với cột:* khi mất ổn định cũng có khả năng đồng thời mất ổn định cả hai cột, đầu trên cột có thể chuyển vị nhưng không xoay được. Trường hợp này cột được xem là ngàm ở chân, ngàm trượt ở đỉnh cột (hình 1.37b).
- *Khung hai nhịp trở lên, giàn liên kết khớp với cột:* khi mất ổn định, các cột không đồng thời mất ổn định, có sự cản trở ở đầu trên cột; đầu trên cột sẽ không có chuyển vị, chỉ xoay. Lúc này có thể coi cột có liên kết ngàm ở chân, khớp cố định ở đỉnh (hình 1.37c).
- *Khung hai nhịp trở lên, giàn liên kết cứng với cột:* phân tích tương tự như trên, đầu trên cột không xoay, không chuyển vị. Có thể coi cột hai đầu đều có liên kết ngàm (hình 1.37d).

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

- Với cột dưới: $l_{x1} = \mu_1 H_d$ (1.51)

- Với cột trên: $l_{x2} = \mu_2 H_{tr}$ (1.52)

Đối với hai trường hợp ở sơ đồ (a) và (b), không có phản lực ngang ở đầu cột, khi cột mất ổn định không có ảnh hưởng của lực cắt. Điều kiện ổn định được xác định bởi hai thông số n và α :

trong đó: $n = \frac{i_2}{i_1}; \alpha = \frac{H_{tr}}{H_d} \sqrt{\frac{I_1}{I_2\beta}}$ (1.53)

i_1, i_2 - độ cứng đơn vị của các đoạn cột

$$i_1 = \frac{I_1}{H_d}; i_2 = \frac{I_2}{H_{tr}} \quad (1.54)$$

I_1, I_2 - mô men quán tính của tiết diện cột dưới và cột trên;

β - tỷ số giữa lực dọc của cột dưới (N_1) và cột trên (N_2):

$$\beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{P_1 + P_2}{P_2} \quad (1.55)$$

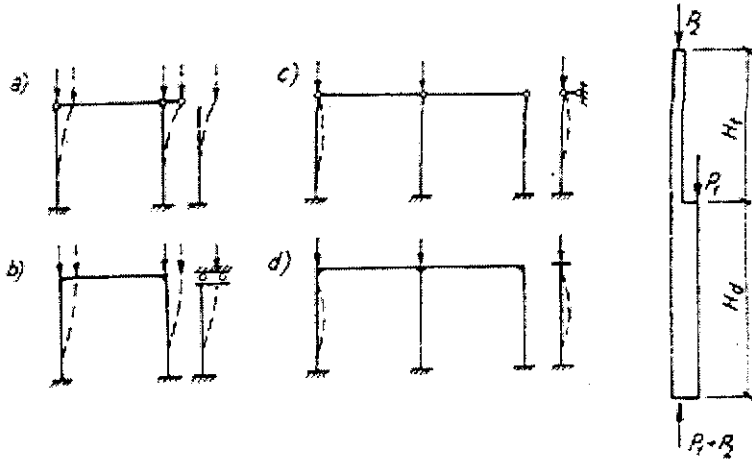
Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới μ_1 xác định phụ thuộc vào n và α cho trong phụ lục D của TCXDVN 338:2005.

Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới μ_2 được tính theo công thức

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha} \leq 3 \quad (1.56)$$

Nếu trị số μ_2 tính ra lớn hơn 3 thì lấy bằng 3.





Hình 1.37. Sơ đồ xác định chiều dài tính toán cột

Với sơ đồ (c) và (d), khi cột mất ổn định, có ảnh hưởng của lực cắt (do đầu trên cột tồn tại phản lực ngang). 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_{1cr}\$ 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 lực tới hạn \$P_{2cr}\$ và hệ số quy đổi chiều dài tính toán \$\mu_{12}\$ đối với phần cột dưới.

Điều kiện ổn định của cột dưới khi chịu tác dụng đồng thời của cả \$P_1\$ và \$P_2\$ là:

$$\frac{P_1}{P_{1cr}} \leq 1; \quad \frac{P_2}{P_{2cr}} \leq 1 \quad \text{và} \quad \frac{P_1}{P_{1cr}} + \frac{P_2}{P_{2cr}} \leq 1 \quad (1.57)$$

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

Khi chỉ chịu tác dụng của lực \$P_1\$:

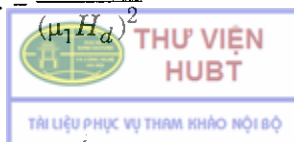
$$P_{1cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_{11} H_d)^2} \quad (1.58)$$

Khi chỉ chịu tác dụng của lực \$P_2\$:

$$P_{2cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_{12} H_d)^2} \quad (1.59)$$

Khi đồng thời có cả hai lực \$P_1\$ và \$P_2\$ cùng tác dụng:

$$(P_1 + P_2)_{cr} = \frac{\pi^2 EI_1}{(\mu_1 H_d)^2} \quad (1.60)$$



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

$$P_1 \left[\frac{\frac{\mu_{11}^2}{\pi^2 EI_1}}{H_d^2} + \frac{\frac{\mu_{12}^2}{\pi^2 EI_1}}{H_d^2} (\beta - 1) \right] \leq 1 \quad (1.61)$$

Sẽ có:

$$P_1 = P_2(\beta - 1) = \frac{(P_1 + P_2)(\beta - 1)}{\beta} \quad (1.62)$$

Thay (1.62) vào (1.61) kết hợp với các công thức trên, tìm được hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột dưới như sau:

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{11}^2 (\beta - 1) + \mu_{12}^2}{\beta}} \quad (1.63)$$

Hệ số μ_{11} , μ_{12} phụ thuộc vào tỉ số H_{tr}/H_d và I_2/I_1 xác định theo phụ lục D của TCXDVN 338:2005.

Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột trên cũng được tính như công thức (1.56). Đối với các cột có các tỷ số $(H_{tr}/H_d) < 0,6$ và $\beta = (N_1/N_2) > 3$, trị số của μ_1 , μ_2 thay đổi ít, quy phạm thiết kế cho phép lấy trị số ở bảng 1.3.

Bảng 1.3. Hệ số quy đổi chiều dài tính toán của cột nhà công nghiệp một tầng

Điều kiện liên kết ở đầu cột	Hệ số μ_1		Hệ số μ_2
	$0,1 < (I_2/I_1) < 0,3$	$0,05 < (I_2/I_1) < 0,1$	
1. Đầu tự do (khung một nhịp, giàn liên kết khớp với cột)	2,5	3	3
2. Đầu không quay được (khung một nhịp, giàn liên kết cứng với cột)	2	2	3
3. Đầu tựa khớp cố định (khung nhiều nhịp, giàn liên kết khớp với cột)	16	2	2,5
4. Đầu ngàm cố định (khung nhiều nhịp, giàn liên kết cứng với cột)	12	15	2

- **Chiều dài tính toán của cột theo phương ngoài mặt phẳng khung**

Theo phương ngoài mặt phẳng khung, độ cứng của cột bé, liên kết hai đầu được coi như khớp; vì vậy chiều dài tính toán theo phương ngoài mặt phẳng khung của cột chính là khoảng cách cố định theo phương dọc nhà.

Đối với cột trên, chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung l_{y2} bằng khoảng cách từ mặt trên dầm cầu trục đến cánh dưới vì kèo: $l_{y2} = (H_{tr} - H_{dct})$.

Với cột dưới, chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung 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 l_{y1} chính là khoảng cách giữa các thanh chống đó.

b) Đặc điểm làm việc và tính toán cột chịu nén lệch tâm

Tính toán cột chịu 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 khung, ổn định cục bộ của bản cánh, bản bụng cột (nếu là cột tổ hợp từ thép bản). Cần phải thiết kế tiết diện cột trên và cột dưới. Tại mỗi đoạn cột, chọn ra hai cặp nội lực có mômen ngược dấu nhau, sơ bộ chọn cặp cho giá trị $(N/2 + M/h)$ lớn. Khi hai cặp nội lực xấp xỉ nhau thì làm tiết diện đối xứng, khi lệch nhau nhiều thì cấu tạo tiết diện không đối xứng. Tiết diện cột có thể thiết kế đặc hoặc rỗng.

Phần cột trên thường dùng cột đặc vì chiều cao H_{tr} nhỏ. Phần cột dưới có thể dùng cột đặc hoặc rỗng. Cột tiết diện rỗng thường được dùng đối với nhà có chiều cao lớn, hoặc cần mở rộng cho phù hợp với cầu trục. Với cột có chiều cao tiết diện lớn hơn 1 m nên dùng cột rỗng thanh giằng hoặc cột đặc.

Cột biên có tiết diện không đối xứng, bao gồm hai nhánh: nhánh mái và nhánh cầu trục. Cột giữa có tiết diện đối xứng, mỗi nhánh được cấu tạo như nhánh cầu trục của cột biên. Do cột nhà công nghiệp có lực cắt lớn, thường dùng cột rỗng thanh giằng, với góc nghiêng giữa trục thanh giằng và trục cột từ 30° ÷ 60° , hợp lý nhất là 45° .

Các vấn đề về cấu tạo, chọn và kiểm tra tiết diện cột đặc và rỗng chịu nén lệch tâm đã trình bày ở chương 4 giáo trình "Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản".

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 nhà máy hay tại công trường, tùy thuộc vào khả năng vận chuyển. Vị trí nối thường chọn tại cao trình vai cột hoặc cao hơn một chút để dễ thi công. Cánh ngoài của cột trên được nối đối đầu với bản bụng nhánh mái của cột dưới, hoặc thông qua bản ghép và 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 (hình 1.38). Các mối hàn này được hàn theo trình tự hợp lý để tránh ứng suất và biến hình nảy sinh khi hàn, thường hàn từ trong ra ngoài.

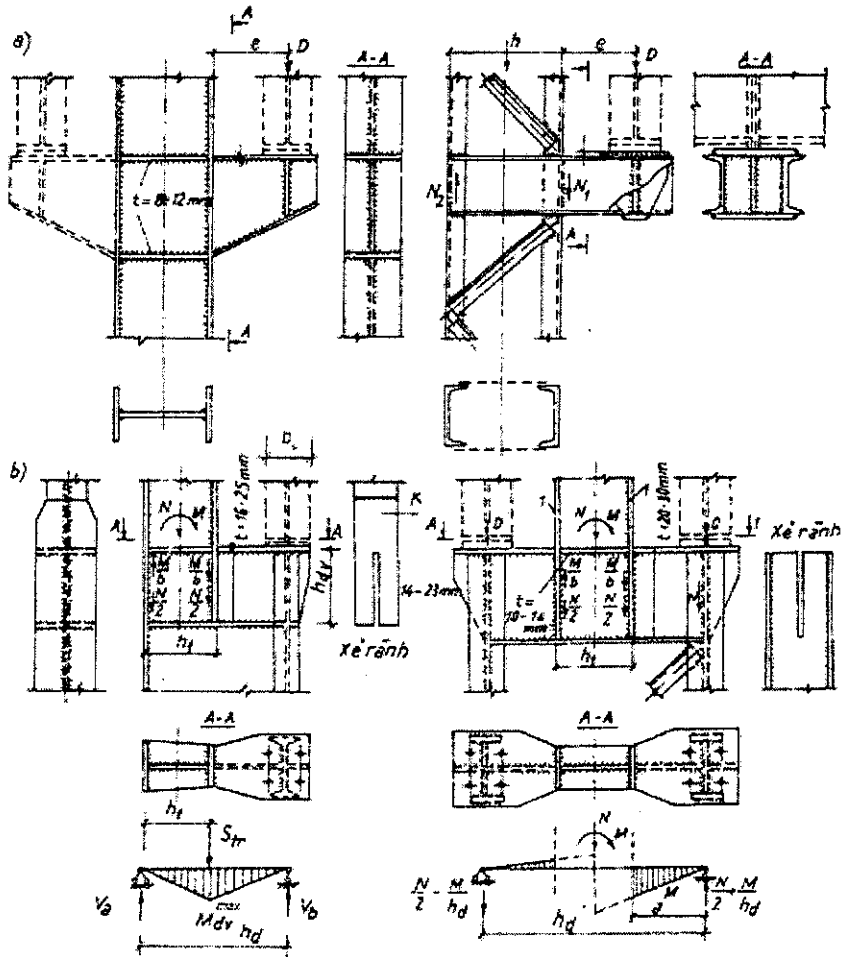
Các đường hàn nối cột trên với cột dưới được tính toán chịu nội lực M và N tại tiết diện ngay trên vai cột. Mối nối bản cánh của hai phần cột truyền lực mà cánh cột trên phải chịu là:

$$S = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_t} \quad (1.64)$$

Tùy theo tính nối cánh nào mà 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 và truyền phản lực của dầm cầu trục vào cột (chính là D_{\max} D_{\min}). Với cột có tiết diện không đổi dầm vai có cấu tạo như hình 1.38a.



Hình 1.38. Cấu tạo vai cột và sơ đồ tính dầm vai

a) Cột tiết diện không đổi; b) Cột bậc.

Vai cột ở hình 1.38a tính như một dầm côngxon chịu lực D_{max} là phản lực lớn nhất từ dầm cầu trục truyền vào. Tại tiết diện liên kết với cột, dầm vai chịu mômen $M = De$ và lực cắt $V = D$. Chiều cao tiết diện dầm vai được xác định theo khả năng chịu lực của đường hàn liên kết vào cột: với cột tiết diện đặc, là đường hàn bụng của dầm vai vào cột, chịu mômen ở tiết diện sát cánh cột. Kiểm tra cắt ở tiết diện kê dầm cầu trục. Với cột rỗng, đường hàn liên kết dầm vai vào nhánh cột chịu lực $N_1 = D(h + e)/h$ và $N_2 = Delh$. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của tiết diện sát cánh cột, chịu M .

Dầm vai của cột bậc (hình 1.38b) còn làm nhiệm vụ nối cột trên với cột dưới để đảm bảo đúng với sơ đồ tính toán đã nêu ở trên và làm tăng độ cứng cho cột, yêu cầu: $h_{dv} \geq 0,5 h_d$ để bảo đảm độ cứng tại vị trí nối hai đoạn cột, và để thoả mãn với giả thiết khi tính nội lực khung ($I_{dv} = \infty$).

Cấu tạo dầm vai gồm bản bụng thẳng đứng nối bản 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 bản bụng của nhánh cầu trục. Cũng có thể cắt bớt bản bụng tại mép trong sát bụng nhánh cầu trục và hàn thêm một sườn đứng ở mép ngoài, chiều cao sườn này bằng chiều cao bản bụng dầm vai để truyền lực D_{max} . Bản cánh của dầm vai là bản dẹt ở trên và một sườn ngăn ở dưới nối liền bản bụng hai nhánh, có tác dụng như vách ngang chống xoắn cho cột dưới. Dầm vai được tính theo sơ đồ dầm đơn giản có nhịp bằng chiều cao tiết diện cột dưới h_d , chịu uốn bởi lực S_{tr} được xác định theo công thức (1.64).

Chiều dày bản bụng dầm vai được xác định theo điều kiện ép mặt (tại tiết diện kê dầm cầu trục) do D_{max} và trọng lượng dầm cầu trục G_{dct} truyền xuống từ gối tựa dầm cầu trục.

$$t_{dv} \geq \frac{D_{max} + G_{dct}}{(b_s + 2t_{bd})f_u} \tag{1.65}$$

trong đó: b_s – bề rộng sườn gối dầm cầu trục;

t_{bd} – chiều dày bản dẹt;

f_u – cường độ tính toán về ép mặt của thép.

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

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

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


- ♦ Hai đường hàn liên kết bản bụng dầm với nhánh má, chịu phản lực V_a .
- ♦ Tiết diện dầm vai phải thoả mãn điều kiện chịu uốn do mômen M_{dv} và lực cắt 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, có thể tính dầm vai theo tiết diện chữ nhật của bản bụng với kích thước t_{dv} và h_{dv} . Nếu không đủ chịu lực mới tính theo tiết diện chữ I.

Chiều cao đường hàn liên kết bản cánh với bản bụng dầm vai tính với lực cắt V_b .

Trường hợp cột dưới tiết diện đặc, dầm vai không chịu uốn, chỉ cần kiểm tra điều kiện ép mặt của bản bụng cột theo công thức (1.65). Khi điều kiện này không thoả mãn, thì tiết diện dầm vai được tính như đối với cột rỗng; lúc này một phần bản bụng cột dưới được thay bằng bản thép khác làm tiết diện bụng dầm vai có chiều dày lớn hơn, chiều cao dầm vai cũng được hạn chế bởi sườn ngăn phía dưới.

c) Chi tiết chân cột

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

Chân cột bản đế liền 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.

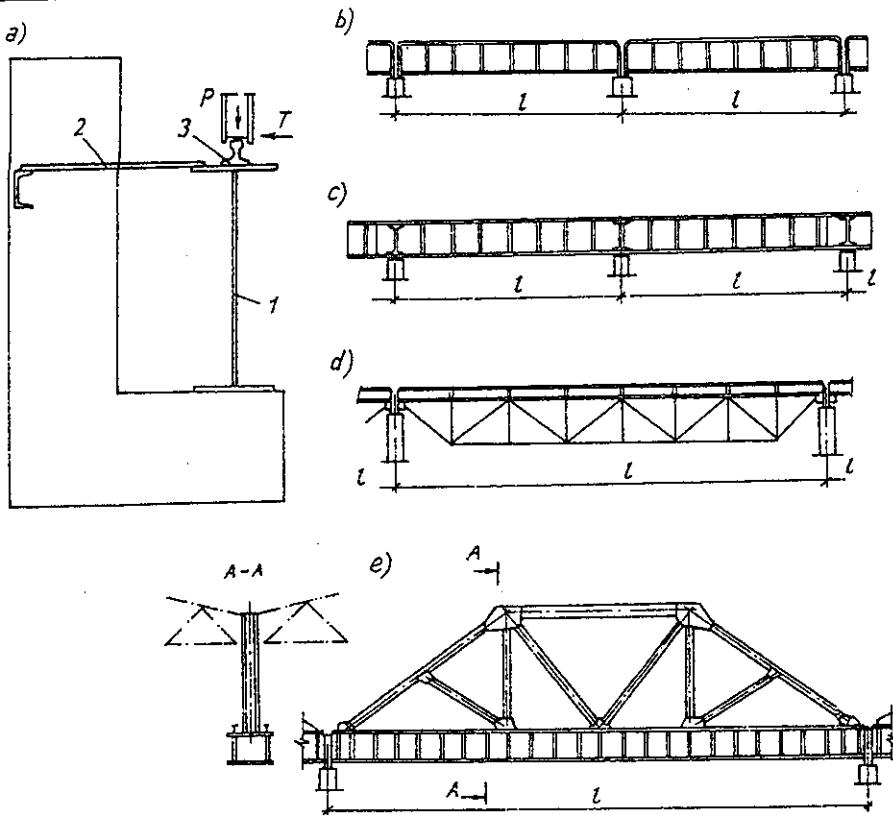
Cách cấu tạo, tính toán bản đế, dầm đế, sườn ngăn và bulông neo đã trình bày ở chương 4 giáo trình "Kết cấu Thép – Cấu kiện cơ bản".

§1.8. KẾT CẤU ĐỠ CẦU TRỰC

1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU ĐỠ CẦU TRỰC

a) Các bộ phận của kết cấu đỡ cầu trực

Kết cấu đỡ cầu trực là bộ phận để đỡ và làm đường chạy cho cầu trực, nó chịu toàn bộ lực thẳng đứng và lực hãm ngang của cầu trực để truyền vào khung ngang (hình 1.39). Thông thường kết cấu đỡ cầu trực bao gồm: dầm (hay giàn) đỡ cầu trực 1 để chịu tải trọng thẳng đứng của cầu trực, kết cấu hãm (dầm hoặc giàn) 2 để chịu tải trọng nằm ngang và ray cầu trực 3. Thường gọi tắt kết cấu đỡ cầu trực là dầm (hay giàn) cầu trực.



Hình 1.39. Kết cấu đỡ cầu trục

- a) Dầm cầu trục và dầm hãm; b) Sơ đồ dầm đơn giản; c) Sơ đồ dầm liên tục; d) Giàn cầu trục; e) Giàn đỡ kèo kết hợp dầm cầu trục.

Kết cấu đỡ cầu trục là bộ phận chịu lực cơ bản, tiết diện được thiết kế ở dạng:

- **Đặc:** gọi là dầm cầu trục, có tiết diện chữ I định hình hoặc tổ hợp từ ba bản thép (hình 1.39b,c).
- **Rỗng:** gọi là giàn cầu trục, dùng khi sức trục nhẹ ($Q \leq 30$ t) mà nhịp dầm lớn (hình 1.39d). Giàn 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 (hình 1.39b,c). Dầm liên tục tiết kiệm 12+15% vật liệu nhưng lắp ráp khó hơn vì phải có các mối nối để tạo tính liên tục. 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 $c = \Delta EI/l^3$, (Δ - chuyển vị gối tựa do lực đơn vị (có kể đến độ lún của móng cột), EI - độ cứng của dầm cầu trục; l - nhịp dầm). Khi $c > 0,05$ thì không nên dùng dầm liên tục.

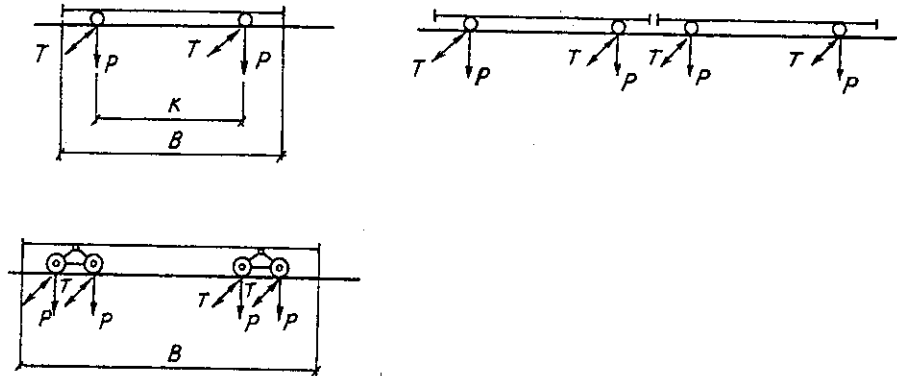
Ở nhịp giữa của nhà có giàn đỡ kèo và cầu trục có sức nâng lớn, người ta có thể kết hợp giàn đỡ kèo và dầm cầu trục thành một kết cấu mà thanh cách dưới của giàn đỡ kèo là dầm cầu trục (hình 1.39e).

Các dạng khác của dầm cầu trục là: dầm cầu trục treo; dầm cầu trục côngxon.

Kết cấu đỡ 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 dầm 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 (hình 1.40).



Hình 1.40. Sơ đồ tải trọng của cầu trục

Khi kiểm tra dầm cầu trục về độ bền và ổn định, 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:

$$P = k_1 \gamma_{ct} n_c P_{\max}; T = k_2 \gamma_{ct} n_c T_1 \quad (1.66)$$

trong đó: P_{\max} – áp lực thẳng đứng tiêu chuẩn lớn nhất ở một bánh xe (lấy theo catalô cầu trục);

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;

γ_{ct} – hệ số độ tin cậy của tải trọng (hệ số vượt tải), $\gamma_{ct} = 1,1$;

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

T_1 – xác định theo công thức (1.34).

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	1
Nặng	$B \leq 12$	1,1	1
	$B > 12$	1	1
Rất nặng	$B \leq 12$	1,2	1,1
	$B > 12$	1,1	1,1

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 daN/m^2 , hệ số độ tin cậy $\gamma_P = 1,3$.

Khi xác định độ võng đứng, độ võng ngang của kết cấu đỡ cầu trục, chỉ lấy tải trọng của một cầu trục đặt ở vị trí bất lợi nhất.

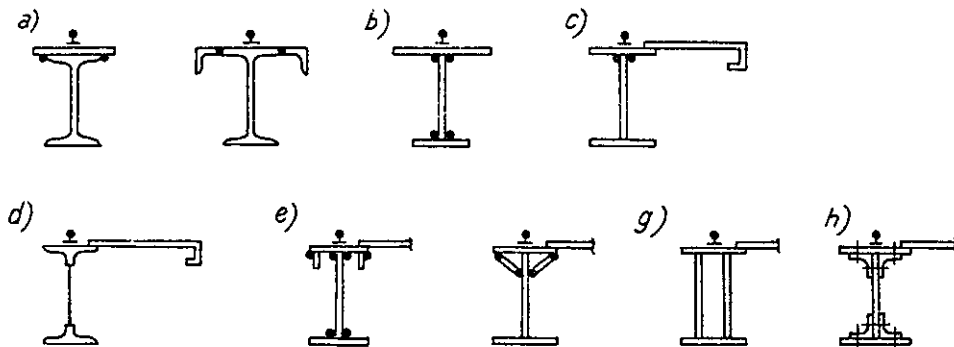
2. DẦM CẦU TRỤC TIẾT DIỆN ĐẶC

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 là thép chữ I định hình có gia cường cánh trên bằng thép bản hay thép góc để chịu lực ngang T (hình 1.41a); hoặc tiết diện chữ I không đối xứng tổ hợp hàn (hình 1.41b). Khi nhịp dầm và sức nâng của cầu trục lớn hơn, sử dụng dầm tổ hợp hàn tiết diện chữ I có dầm hãm (hình 1.41c).

Để giảm chi phí thép, đôi khi dầm cầu trục được thiết kế từ hai loại thép: bụng dầm bằng thép cacbon 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 (hình 1.41e), đôi khi dùng dầm hai bản bụng (hình 1.41g). Các biện pháp cấu tạo này nhằm giảm ứng suất cục bộ trong bản bụng dầm do áp lực của bánh xe cầu trục 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 đinh tán) nặng hơn và tốn công chế tạo hơn so với dầm hàn, nhưng tiết diện cánh trên khoẻ hơn (bao gồm bản đáy và các thép góc cánh), lại không có ứng suất hàn, liên kết giữa cánh và bụng bằng bulông cường độ cao

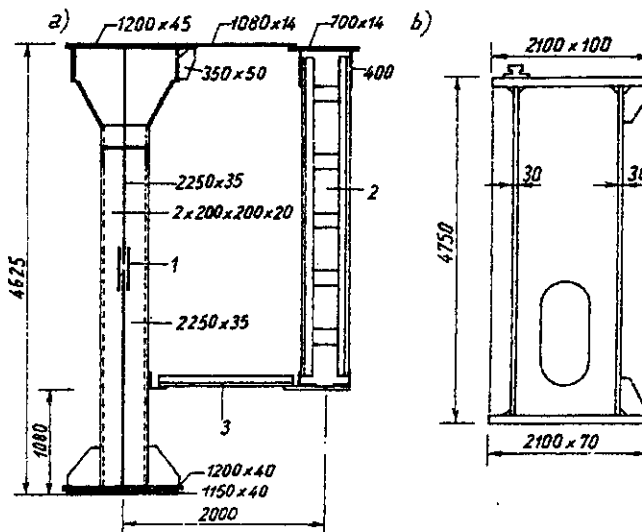
chịu lực chấn động tốt hơn. Do đó dầm cầu trục bulông cường độ cao sử dụng cho các nhà máy luyện kim đen có chế độ làm việc rất nặng.



Hình 1.41. Các kiểu tiết diện dầm cầu trục

a) Thép định hình; b-e) Tổ hợp hàn; g) Hai bản bụng; h) Tiết diện dùng bulông cường độ cao.

Khi cầu trục có sức nâng lớn và nhịp dầm lớn (hơn 30 m) người ta còn dùng kết cấu cầu trục có giàn đỡ phụ hoặc dùng dầm tiết diện kín (hình 1.42).



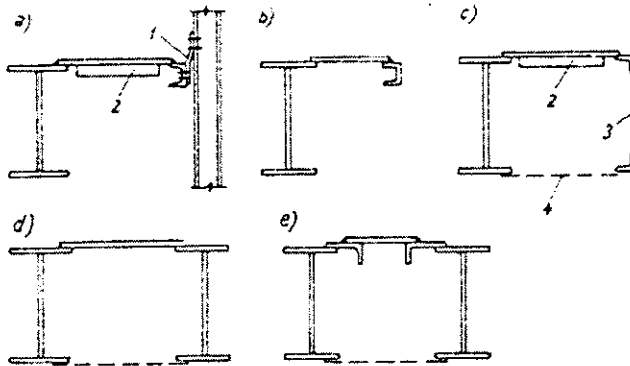
Hình 1.42. Tiết diện dầm cầu trục có sức nâng lớn

a) Nhà máy ở Hungary; b) Ở Pháp.

Trên hình 1.42a giới thiệu tiết diện ngang của kết cấu đỡ cầu trục 280 t của nhà máy thép Dunai (Hungary): 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 $2 \times 400 \times 30$), bản 1080×14 làm bản dầm hãm; giàn đỡ phụ 2 để đỡ dầm hãm có thanh giằng 3 với dầm cầu trục. Hình 1.42b 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.

Tiết diện dầm hãm (hình 1.43) bao gồm:

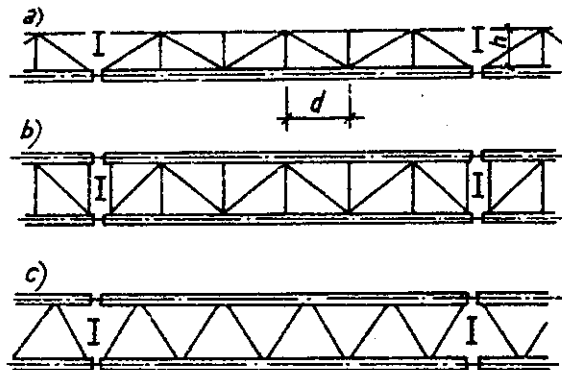
- Ở *nhịp biên*: cánh trên của dầm cầu trục, bản dầm hãm và thanh biên (thường là thép hình chữ Γ) hoặc là cánh của giàn đỡ phụ (hình 1.43b,c).
- Ở *nhịp giữa*: (hình 1.43d,e) hai cánh trên của hai dầm cầu trục và bản dầm hãm. Bề rộng của dầm hãm tính từ trục của dầm cầu trục đến mép ngoài của thanh biên (với nhịp biên của nhà) hoặc bằng khoảng cách giữa hai trục của hai dầm cầu trục (với nhịp giữa của nhà). Để đảm bảo 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 65×6 mm đặt cách nhau $1,5 \div 2$ m. Để tăng độ cứng theo phương đứng cho kết cấu đỡ cầu trục, trong trường hợp nhà có cột sườn tường, ta thường tạo thêm các gối mềm trung gian bằng cách dùng bản thép số 1 dày $6 \div 8$ mm để liên kết thanh biên chữ Γ vào cột sườn tường (hình 1.43a).



Hình 1.43. Tiết diện dầm hãm

a, b, c) Ở nhịp biên; d, e) Ở nhịp giữa.

1. Bản thép mỏng; 2. Sườn cứng; 3. Giàn đỡ phụ; 4. Giằng cánh dưới.



Hình 1.44. Sơ đồ dầm hãm

- a) Ở dây cột biên; b) Ở dây cột giữa; c) Giằng mặt phẳng cánh dưới.

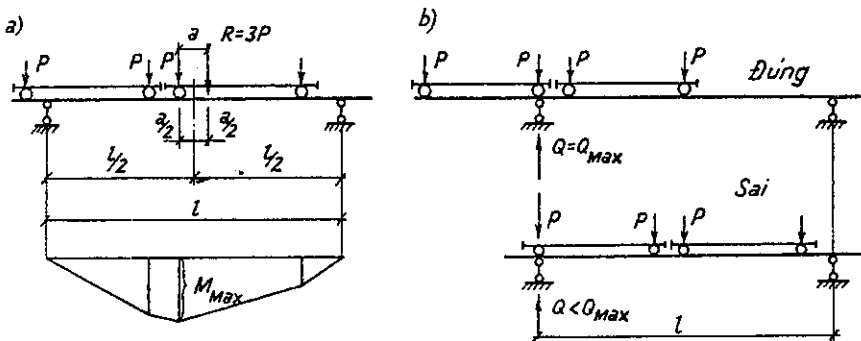
Khi bề rộng dầm hãm nhỏ hơn (1,25 ÷ 1,5)m nên dùng bản đặc và khi lớn hơn 1,5 m thì dùng hệ thanh bụng rồng (giàn hãm) sẽ tiết kiệm vật liệu hơn (hình 1.44). Thanh bụng của giàn hãm làm bằng một thép góc, sơ đồ hình tam giác có thanh ngang (hình 1.44a,b). Nhằm làm tăng độ cứng không gian cho hệ giàn 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 $[\lambda] = 200$ (hình 1.44c). Trong nhà có chế độ làm việc nặng, luôn luôn dùng giàn hãm mà không phụ thuộc vào bề rộng của kết cấu hãm.

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

Mômen uốn lớn nhất M_{\max} và lực cắt lớn nhất V_{\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 (hình 1.45).



Hình 1.45. Cách xác định mômen và lực cắt lớn nhất trong dầm cầu trục

a) Mômen uốn lớn nhất; b) Lực cắt lớn nhất.

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 V_{\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 (hình 1.45.b). 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 %.

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 trục và của hoạt tải sửa chữa trên dầm được kể đến bằng cách nhân giá trị M_{\max} và V_{\max} với hệ số α . Như vậy, mômen uốn tính toán M_x và lực cắt tính toán V_x là:

$$M_x = \alpha M_{\max}; V_x = \alpha V_{\max} \quad (1.67)$$

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 V_y do lực hãm ngang T gây ra cũng xác định như khi tính M_{\max} và V_{\max} có nghĩa là:

$$M_y = M_{\max} \frac{T}{P}; V_y = V_{\max} \frac{T}{P} \quad (1.68)$$

c) Chọn tiết diện dầm

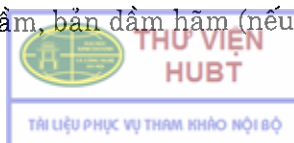
Việc chọn tiết diện dầm cầu trục tiến hành như với dầm thường, bao gồm:

- *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 đi $150 \div 250 \text{ daN/cm}^2$. 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 $\gamma_c = 0,9$.
- *Tính chiều cao nhỏ nhất h_{\min} .* Lưu ý rằng độ võng của dầm cầu được kiểm tra với tải trọng của một cầu trục nên trước tiên phải tính mômen uốn tiêu chuẩn M_{yc} lớn nhất do một cầu trục gây ra (bằng cách vẽ đường ảnh hưởng hoặc dùng nguyên lý Vinkle), lấy hệ số độ tin cậy $\gamma = 1$. Từ điều kiện sử dụng hết cường độ của thép, chiều cao h_{\min} xác định theo công thức:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{f}{E} \left[\frac{L}{\Delta} \right] \frac{M_{tc}}{M} \quad (1.69)$$

trong đó: $[L/\Delta]$ – nghịch đảo của độ võng tương đối cho phép của dầm.

- *Tính chiều cao kinh tế h_{kt}* để quyết định chiều cao dầm. Chiều cao dầm lấy trong khoảng $(1/6 \div 1/10)$ 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 cả M_x và M_y) vừa chịu xoắn (do các lực tác dụng không đặt vào tâm uốn – hình 1.46a). Ứng suất pháp trên tiết diện được xác định theo công thức tính thanh mỏng:

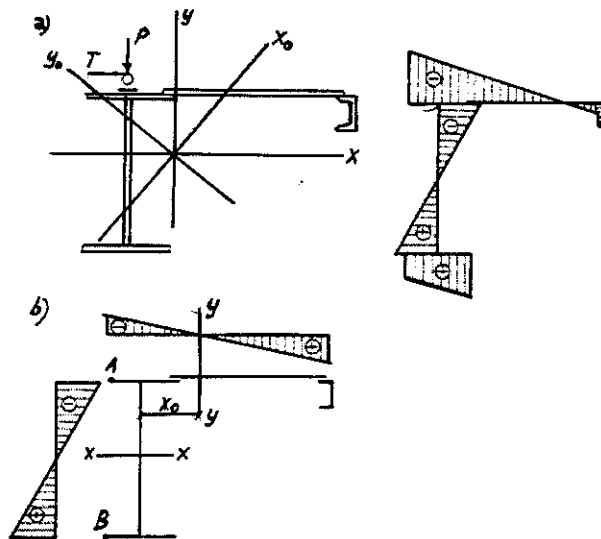
$$\sigma = \frac{M_{x_0}}{I_{x_0}} y_0 + \frac{M_{y_0}}{I_{y_0}} x_0 + \frac{B}{I_\omega} \omega \quad (1.70)$$

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;

I_{x_0}, I_{y_0} – mômen quán tính đối với các trục chính;

x_0, y_0, ω – các tọa độ thẳng và tạo độ quật.



Hình 1.46. Sơ đồ kiểm tra tiết diện dầm cầu trục

a) Tiết diện dầm và biểu đồ ứng suất pháp tính theo thanh mỏng

b) Biểu đồ ứng suất pháp 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 tại điểm A ở mép của cánh trên dầm cầu trục (hình 1.46b) kiểm tra theo công thức:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{M_y}{W_{y,dh}^A} \leq f \gamma_c \quad (1.71)$$

và ứng suất ở cánh dưới là:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x^B} \leq f\gamma_c \quad (1.72)$$

trong đó: W_x^A, W_x^B – mômen chống uốn với trục x của tiết diện (thu hẹp) dầm cầu trục ứng với thớ trên và thớ 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 dầm cầu trục);

γ_c – 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 giàn hãm, cánh trên của dầm cầu trục sẽ có ba thành phần ứng suất pháp gây ra bởi:

- Mômen uốn M_x
- Lực nén N_T (do phân mômen uốn M_y thành lực dọc trong thanh cánh của giàn hãm); $N_T = M_y/h_{gh}$ (ở đây h_{gh} – chiều cao của giàn hãm).
- Mômen uốn cục bộ $M_{cby} = 0,9Td/4$, với d – khoảng cách hai tim nút giàn (hình 1.44) do áp lực ngang T của bánh xe đặt ở đoạn giữa hai nút giàn; hệ số 0,9 tính đến sự liên tục của cánh giàn.

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

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x^A} + \frac{N_T}{\phi A_{c.tr}} + \frac{M_{cb,y}}{W_y^{c.tr}} \leq f\gamma_c \quad (1.73)$$

trong đó: W_x^A – như ở công thức (1.71);

ϕ – 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 giàn hãm;

$A_{c.tr}$ – diện tích tiết diện cánh trên của dầm;

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

Trong công thức (1.73) 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 (1.73) để kiểm tra bên, trong đó hệ số $\phi = 1$ và các đặc trưng hình học lấy theo tiết diện thu hẹp.

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

Ứng suất tiếp ở bụng dầm cầu trục kiểm tra theo lực cắt lớn nhất V_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 1.47):

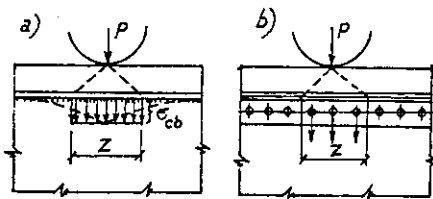
$$\sigma_{cb,y} = \frac{\gamma_1 P}{t_w z} \leq f \gamma_c \quad (1.74)$$

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

γ_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). 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; t_w – chiều dày bản bụng dầm;

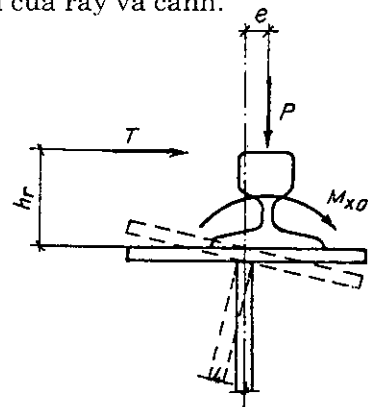
z – chiều dài quy ước phân bố áp lực cục bộ, $z = c \cdot 3 \sqrt{\frac{I_c}{t_w}}$;

$c = 3,25$ với dầm tổ hợp hàn và dầm hình; $c = 4,5$ với dầm bulông cường độ cao; I_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 bảo đảm sự làm việc đồng thời của ray và cánh.



Hình 1.47. Ứng suất cục bộ ở bụng dầm do áp lực của bánh xe cầu trục

a) Dầm hàn; b) Dầm bulông cường độ cao.



Hình 1.48. Sơ đồ tính mômen xoắn

Tiếp theo, với dầm cầu trục bằng thép có giới hạn chảy $f_y \leq 4000 \text{ daN/cm}^2$, cần kiểm tra ứng suất tương đương tại vùng chịu nén (chỗ tiếp giáp giữa bản bụng và bản cánh, nơi có ứng suất pháp và ứng suất tiếp lớn) theo điều 8.5.6 của TCXDVN 338:2005.

Khi nhà có cầu trục ở chế độ làm việc nặng, cần kiểm tra ứng suất cục bộ do:

- ♦ Áp lực bánh xe, tính theo công thức 1.74.
- ♦ Ray đặt lệch tâm ngẫu nhiên với bụng dầm (hình 1.48).

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

$$\sigma'_{cb,y} = 2M_{xo} \frac{t_w}{I_{xo}} \quad (1.75)$$

trong đó: $M_{xo} = Pe + 0,75Th_r$;

$e = 15$ 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 ;

I_{xo} – tổng mômen quán tính xoắn của bản thân ray và của cánh dầm

$$I_{xo} = I_{xo,ray} + b_f \frac{t_f^3}{3}$$

$I_{xo,ray}$ – mômen quán tính xoắn của ray lấy theo loại ray: với ray

KP50– $I_{xo,ray} = 78$ cm⁴; tương tự: KP70–253 cm⁴; KP80–387 cm⁴;

KP120–1310 cm⁴; KP140–2130 cm⁴;

Kiểm tra tổng ứng suất cục bộ

$$\sigma_y = \sigma_{cb,y} + \sigma'_{cb,y} \leq f \gamma_c \quad (1.76)$$

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 điều 7.2 –TCXDVN 338:2005– công thức:

$$\sigma \leq \alpha f_f \gamma_f \quad (1.77)$$

trong đó: f_f – cường độ mỏi tính toán;

α – hệ số kể đến số lượng chu kỳ tải trọng;

γ_f – hệ số phụ thuộc vào trạng thái ứng suất và hệ số không đối xứng của ứng suất.

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:

$$\Delta = M^c \frac{B^2}{10EI} \quad (1.78)$$

trong đó: M^c – mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn của một cầu trục gây ra (không kể hệ số vượt tải và hệ số động); B – nhịp dầm cầu trục.

- Với dầm liên tục:

$$\Delta = \left(\frac{M_{gi}^c}{10} - \frac{M_p^c + M_{tr}^c}{72} \right) \frac{B^2}{EI} \quad (1.79)$$

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

Độ võng cho phép $[\Delta]$ 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 $[\Delta/B] = 1/400$; trung bình – $1/500$; nặng và rất nặng – $1/600$.

Độ võng theo phương ngang của kết cấu hãm (dầm và giàn) (chỉ tính khi cầu trục có số lượng chu kỳ tải trọng $n \geq 2 \cdot 10^6$) 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:

$$\sigma = M_x / (\varphi_b W) \leq f_{yc}$$

Khi có dầm hãm hoặc giàn 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 thông thường:

- Với bản cánh:

$$\frac{b_o}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (1.80)$$

- 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:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{cb,y}}{\sigma_{cb,cr}} \right) + \frac{\tau}{\tau_{cr}}} \leq \gamma_c \quad (1.81)$$

trong đó: σ, τ – 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);

$\sigma_{cb,y}$ – xác định theo công thức (1.74), lấy hệ số $\gamma_1 = 1,1$;

$\sigma_{cr}, \sigma_{cb,cr}, \tau_{cr}$ – ứng suất tới hạn (xác định theo quy phạm);

γ_c – hệ số điều kiện làm việc $\gamma_c = 1$.

i) Liên kết bản cánh với bản bụng

Khác với dầm thông thường, liên kết giữa cánh trên với bản bụng dầm cầu trực 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, nên chiều cao cần thiết của đường hàn cánh trên với bản bụng được xác định theo công thức:

$$h_f \geq \frac{\sqrt{(VS_f / I_x)^2 + (\gamma_1 P / z)^2}}{2(\beta f_w)_{\min} \gamma_c} \quad (1.82)$$

trong đó: $(\beta f_w)_{\min}$ – giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị (βf_{wf}) và (βf_{ws}) ;

γ_c – hệ số điều kiện làm việc của đường hàn;

V – lực cắt tính toán;

I_x – mômen quán tính của tiết diện dầm;

S_f – mômen tĩnh của tiết diện cánh trên dầm với trục trung hoà;

γ_1, P, z – như ở công thức (1.74).

Chiều cao đường hàn cánh dưới với bản bụng không chịu lực cục bộ, được tính như dầm thông thường, tức là trong công thức (1.82) 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 (hình 1.47) thì bước đinh (a) lớn nhất là:

$$a \leq \frac{[N]_{\min,b} I_x \gamma_c}{\sqrt{(VS_f / I_x)^2 + (\alpha \gamma_1 P / z)^2}} \quad (1.83)$$

trong đó: $[N]_{\min,b}$ – khả năng chịu lực nhỏ nhất của một bulông (hoặc đinh tán);

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

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

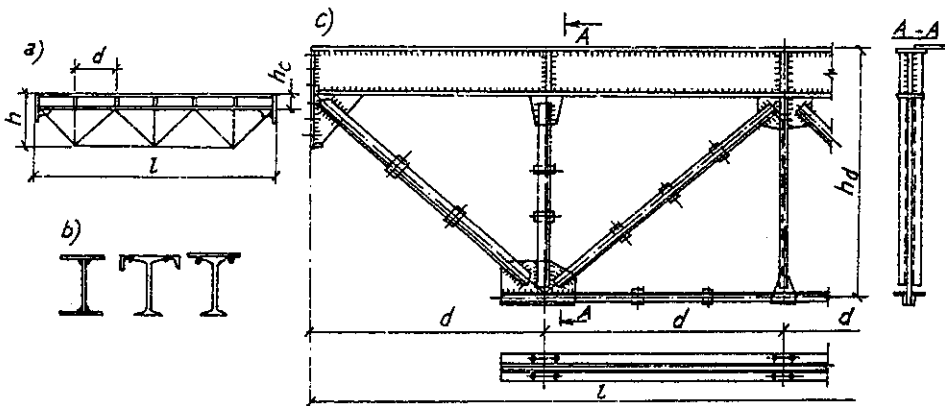
3. CÁC LOẠI DẦM CẦU TRỤC KHÁC

a) Giàn cầu trục

- Cấu tạo

Giàn cầu trục được sử dụng khi nhịp từ 12 m trở lên và cầu trục có sức nâng không lớn ($Q \leq 30$ t), chế độ làm việc nhẹ và trung bình. Cấu tạo của giàn cầu trục được giới thiệu ở hình 1.49.

Giàn cầu trục thường có dạng cánh song song, hệ thanh bụng tam giác với các thanh đứng. Chiều cao của giàn h_d lấy trong khoảng $(1/6 \div 1/8)$ nhịp, khoảng cách giữa hai nút giàn $d = (0,8 \div 1,3)h_d$ và không lớn hơn 3 m. Thanh cánh trên của giàn chịu lực nén và uốn cục bộ (do bánh xe cầu trục đặt ở khoảng giữa hai nút giàn) 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 (hình 1.49b), với chiều cao h_c không nhỏ hơn $(1/5 \div 1/7)$ khoảng cách hai nút giàn d . Các thanh bụng giàn làm bằng hai thép góc, trục của chúng hội tụ tại mép dưới của thanh cánh trên (hình 1.49a); thanh cánh dưới làm bằng thép chữ T hoặc hai thép góc, chiều dày bản mã không nhỏ hơn 10 mm.



Hình 1.49. Giàn cầu trục

a) Sơ đồ; b) Tiết diện thanh cánh trên; c) Cấu tạo giàn.

Do sự di chuyển của cầu trục, nội lực của một số thanh giàn 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 giàn liên kết thanh bụng với thanh cánh, bản bụng của thanh cánh được gia cường sườn cứng.

• **Tính toán**

Sơ đồ tính toán của giàn cầu trục là hệ thống tổ hợp giàn có thanh cánh trên cứng có $(n - 1)$ bậc siêu tĩnh (n là số khoang của 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 giàn 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 cánh còn mômen uốn cục bộ ở thanh cánh trên tính theo công thức:

$$M_{cb.x} = \frac{Pd}{3} \tag{1.84}$$

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

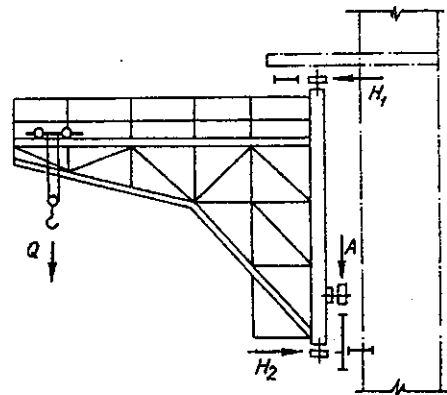
Ngoài ra, lực hãm ngang T của bánh xe cầu trục gây ra mômen uốn M_y (khi có dầm hãm) hoặc lực dọc N_T và mômen uốn cục bộ $M_{cb.y}$ (khi có giàn hãm), cho thanh cánh trên của giàn cầu trục.

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

b) Dầm cầu trục kiểu côngxon

Theo yêu cầu công nghệ của phân xưởng, khi cần vận chuyển hàng theo dọc hàng cột, người ta sử dụng cầu trục kiểu côngxon (hình 1.50).

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 rỗng.



Hình 1.50. Dầm đỡ cầu trục kiểu 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 giàn mái (hình 1.51), bánh xe cầu trục tỳ trực tiếp vào cánh của dầm cầu trục. Giàn mái phải được bố trí hệ giằng đứng suốt chiều dài nhà tại chỗ treo dầm cầu trục để chịu lực hãm dọc.

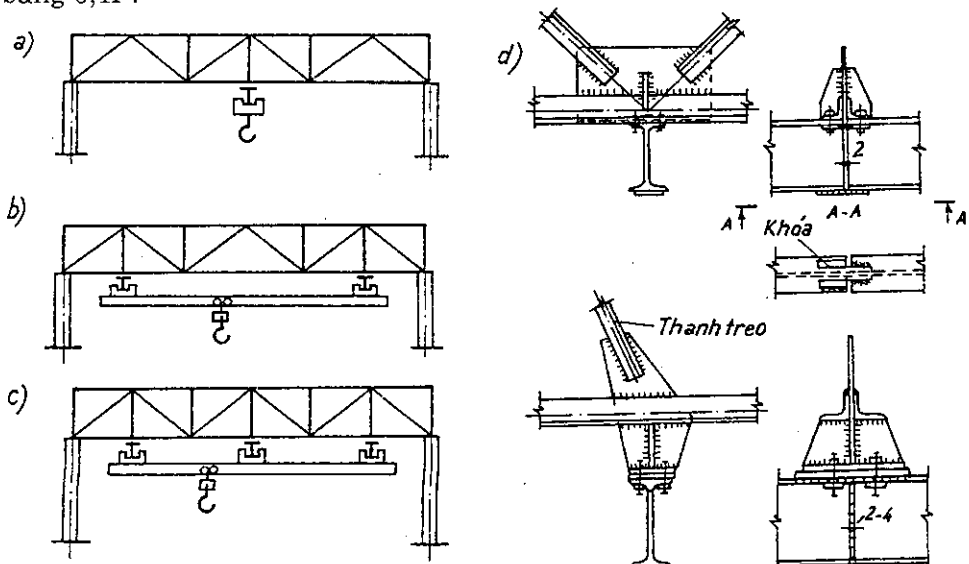
Cầu trục treo có thể có:

- Một đường chạy (mônô ray): sức nâng đến 10 t (hình 1.51a), 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 30 t (hình 1.51b,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 1.52a). Khi nhịp dầm lớn hơn 6 m, có thể sử dụng dầm rỗng được tạo nên bằng cách cắt thép hình chữ I theo hình gãy khúc, đặt so le hai phần cắt và hàn lại; do đó chiều cao dầm sẽ tăng lên (hình 1.52d), độ cứng tăng lên mà trọng lượng dầm không tăng.

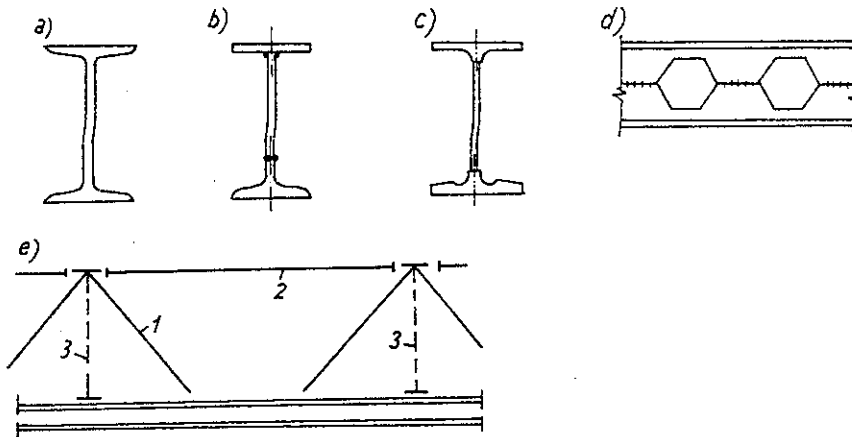
Tiết diện dầm cũng có thể dùng các kiểu tổ hợp như ở hình 1.52b,c. Để giảm mômen uốn cho dầm cầu trục, có thể sử dụng biện pháp như ở hình 1.52e: đặt thanh treo (1) nối lên đỉnh giàn và thanh chống (2).

Dầm cầu trục mônô ray thường được tính với tải trọng do 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 (1.66). Theo quy phạm, lực ngang của cầu trục một đường chạy (do cầu trục điện bị lệch) lấy bằng $0,1P$.



Hình 1.51. Dầm cầu trục treo

a) Một đường chạy; b) Hai đường chạy; c) Ba đường chạy; d) Chi tiết liên kết.



Hình 1.52. Tiết diện dầm cầu trục treo

a) Thép định hình; b, c) Tổ hợp; d) Dầm rỗng;
1. Thanh treo; 2. Thanh chống; 3. Giàn mái.

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

- Kiểm tra bền:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y,cd}} \leq f \gamma_c \quad (1.85)$$

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 trục với trục nằm ngang ($x-x$);

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

γ_c – hệ số điều kiện làm việc, tính đến sự mài mòn tiết diện dầm do các bánh xe cầu trục gây ra, $\gamma_c = 0,9$; các đặc trưng hình học 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 I_x sẽ nhân với 0,9.

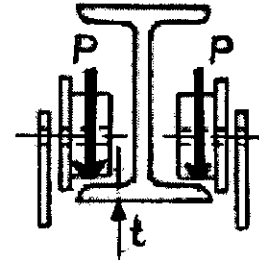
Cánh dưới của dầm cầu trục treo chịu tác dụng trực tiếp của áp lực bánh xe nên sẽ sinh ra ứng suất cục bộ theo phương dọc trục dầm σ_1 và theo phương vuông góc với trục dầm σ_2 . Giá trị của σ_1 và σ_2 có thể tính theo công thức gần đúng sau:

$$\sigma_1 = \frac{1,6k_1 P_{\max}}{t^2}; \quad \sigma_2 = \frac{2,8k_1 P_{\max}}{t^2} \quad (1.86)$$

trong đó: t – bề dày trung bình của cánh dầm cầu trục (hình 1.53); các giá trị khác xem công thức (1.66).

Giá trị σ_1 được cộng vào với ứng suất pháp σ do uốn (công thức 1.85), còn giá trị của σ_2 đưa vào công thức kiểm tra ứng suất cục bộ.

Dầm cầu trục được treo vào giàn mái tại vị trí các nút giàn, trường hợp điểm treo không trùng vào nút thì phải gia cường thêm thanh bụng treo (hình 1.51). 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 khoá (khi là dầm đơn giản) hoặc hàn đối đầu (khi là dầm liên tục – xem hình 1.51d).



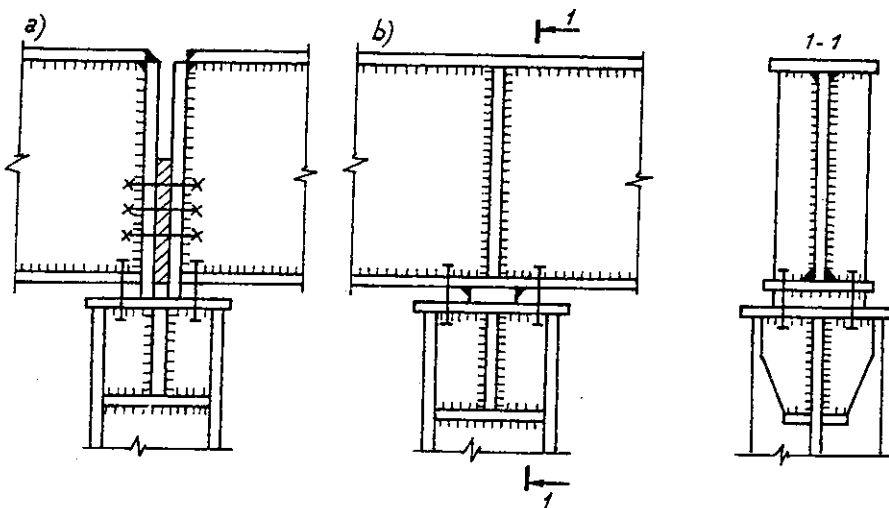
Hình 1.53. Áp lực bánh xe lên cánh dầm cầu trục

4. CÁC CHI TIẾT LIÊN KẾT CỦA DẦM CẦU TRỤC

a) Gối dầm cầu trục

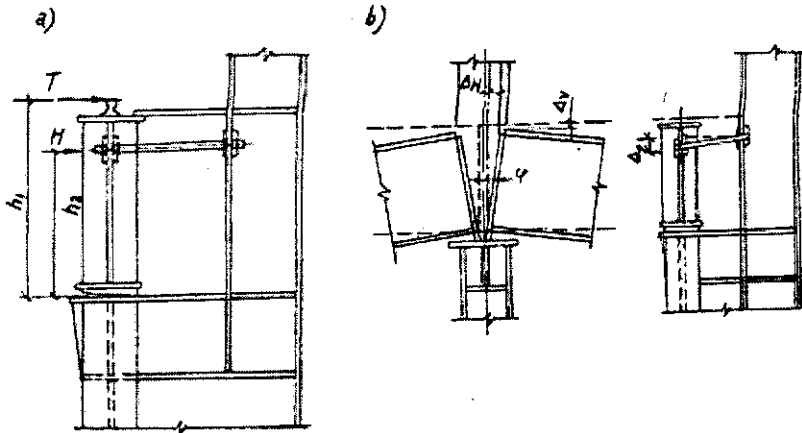
Chỗ gối dầm cầu trục lên cột truyền cả áp lực thẳng đứng và nằm ngang của cầu trục. Áp lực đứng được truyền qua sườn đầu dầm (hình 1.54).

- Với dầm đơn giản, đầu nút của sườn được phay nhẵn (hình 1.54a);
- Với dầm liên tục, sườn đầu dầm (tại gối tựa) phải tỳ chặt vào cánh dưới của dầm, giữa dầm và cột phải đặt một tấm kê (hình 1.54b). Vì ở gối của các nhịp cạnh nhịp có tải sẽ xuất hiện phản lực âm (hướng xuống dưới) nên bulông neo dầm vào cột phải chịu được lực nhỏ này.



Hình 1.54. Gối dầm cầu trục vào cột

a) Dầm đơn giản; b) Dầm liên tục.



Hình 1.55. Chi tiết liên kết dầm cầu trục với cột

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 (hình 1.55a). Lực H tác dụng vào chi tiết này là:

$$H = T \frac{h_1}{h_2} \quad (1.87)$$

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

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

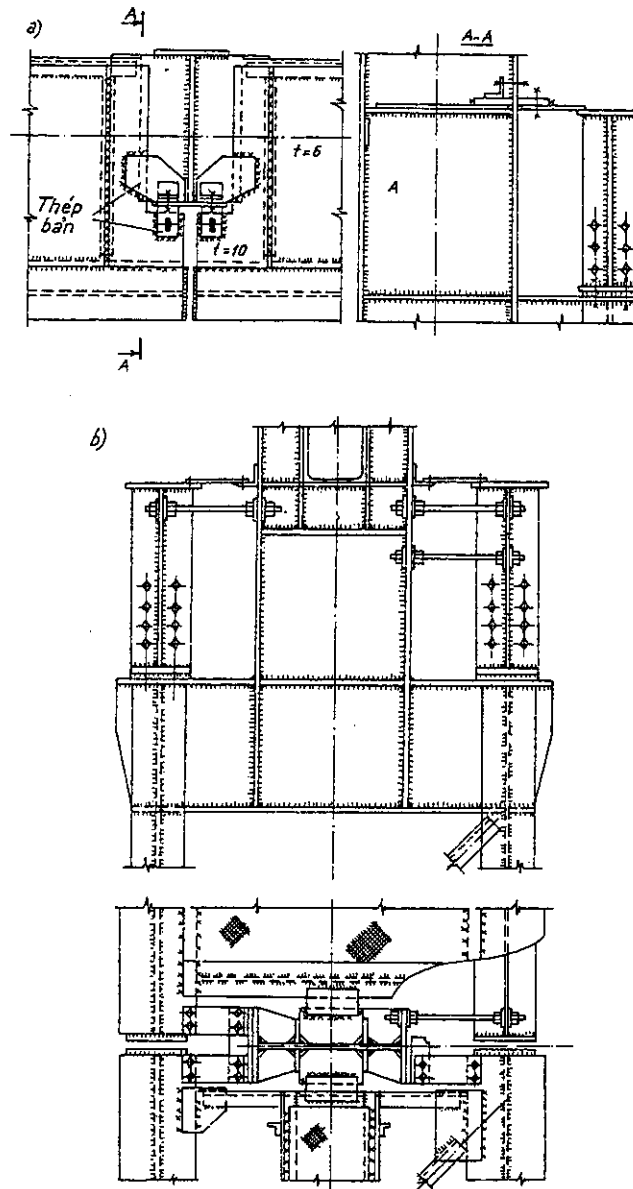
Khi cầu trục làm việc, do võng dầm nên tiết diện đầu dầm có góc xoay φ (hình 1.55b). Do tác dụng của nhiệt độ (đặc biệt là trong phân xưởng có nhiệt như xưởng cán thép, luyện kim) thì dầm cầu trục còn bị giãn nở. Do đó các chi tiết liên kết có chuyển vị ngang là Δ_H và Δ_V thay đổi liên tục theo sự hoạt động của cầu trục, các chi tiết liên kết sẽ ở vào trạng thái phá hoại mỗi. 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 1.56. Theo kiểu ở hình 1.56a, các chi tiết gắn dầm vào cột là các bản gối, còn theo kiểu ở hình 1.56b, 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 1.56b giới thiệu chúng hai phương án kết cấu hãm: dầm hãm và giàn 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 1.57, 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.

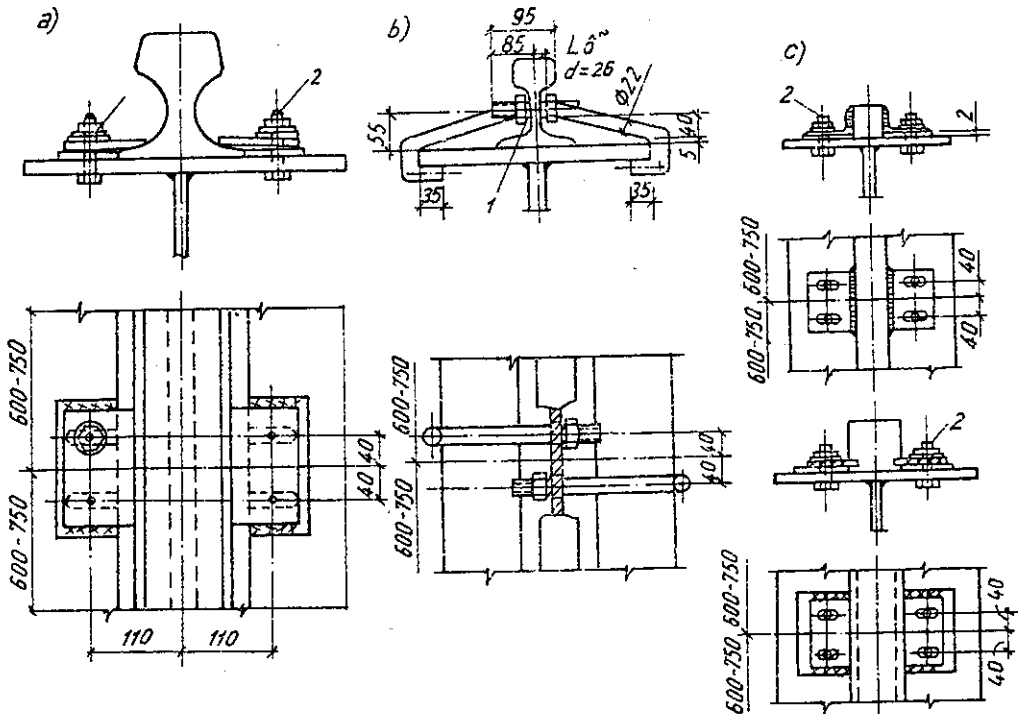


Hình 1.56. Chi tiết gắn dầm cấu trúc vào cột

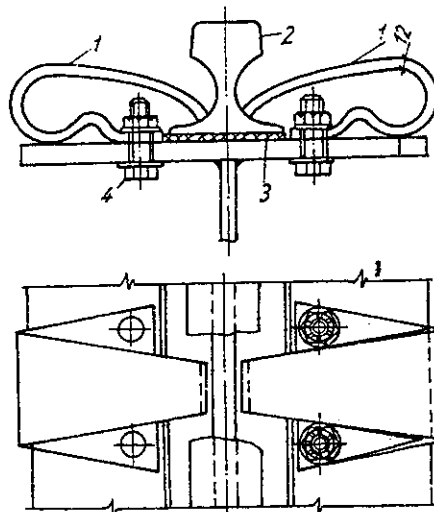
a) Dùng thép bản; b) Dùng bulông.

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 (hình 1.57). 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 ($Q < 20 t$), 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 (hình 1.58).



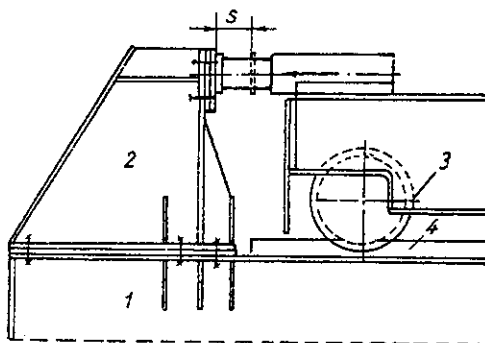
Hình 1.57. Cánh liên kết ray với dầm cầu trục
a) Kiểu ray KP; b) Ray đường sắt; c) Ray vuông;
1. Đệm cao su; 2. Bulông.



Hình 1.58. Liên kết lò xo giữa ray và dầm
1 – Lò xo; 2 – ray; 3 – tấm đệm đàn hồi; 4 – bulông.

c) Gối chắn cầu trục

Gối chắn cầu trục đặt ở đầu cuối đường ray, tại hai gian đầu hồi để giới hạn miền làm việc của cầu trục (hình 1.59). Gối chắn bao gồm cột 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 1.59. Gối chắn cầu trục

1. Dầm cầu trục; 2. Cột côngxon; 3. Bánh xe; 4. Ray.

§1.9. NHÀ CÔNG NGHIỆP LOẠI NHẸ

1. KHÁI NIỆM VỀ KHUNG NHÀ CÔNG NGHIỆP LOẠI NHẸ

Cùng với sự phát triển của xã hội, ở nước ta, nhà công nghiệp loại nhẹ ngày càng được dùng rộng rãi dùng cho nhà kho, xưởng may, nhà máy lắp ráp ô tô xe máy, vô tuyến. Đặc điểm của loại nhà này là:

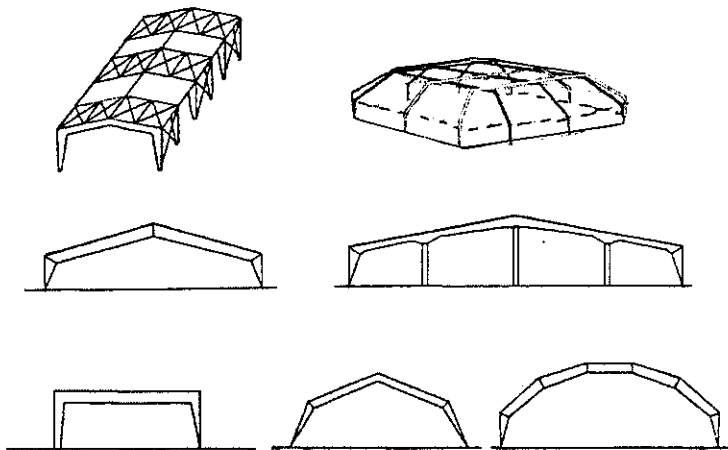
- Thường không có cầu trục hoặc nếu có thì sức trục không lớn ($Q = 1 \div 30$ t).
- Khung được chế tạo sẵn trong nhà máy thành từng cấu kiện, lắp ghép tại công trường bằng liên kết bulông (nên còn gọi là khung tiền chế). Vì sản xuất trong nhà máy nên sản phẩm được kiểm tra chặt chẽ, chất lượng đảm bảo. Thời gian xây lắp trên công trường được rút ngắn nên sớm đưa được công trình vào sử dụng.
- Tiết diện của cột và xà khung là đặc dạng chữ I. Đối với nhà không có cầu trục, cấu kiện cột, xà mái (theo chiều dài) có thể làm tiết diện thay đổi để phù hợp với dạng biểu đồ mômen, sẽ tiết kiệm được vật liệu.

- ♦ Mái lợp tôn (mái nhẹ), hệ xà gồ dùng thép dẹt nguội cường độ cao; tường quay tôn hoặc xây gạch ở phía dưới, tôn ở trên. Cửa mái để thông hơi thoáng gió.
- ♦ Thường là khung một tầng, một hay nhiều nhịp. Kích thước khung thay đổi tương đối lớn: nhịp từ 12-100 m; chiều cao từ 3-40 m. Nhà có nhịp lớn hơn 40 m thuộc về nhà nhịp lớn như xưởng lắp ráp, hãng máy bay.
- ♦ Do sử dụng vật liệu thép cường độ cao nên trọng lượng khung nhẹ, tải lên móng nhỏ đi. Nếu không khai thác hiệu quả khả năng làm việc của vật liệu thì giá thành tương đối đắt.
- ♦ Kết cấu thanh mảnh, mái nhẹ nên chuyển vị ngang của khung do tải trọng gió sẽ lớn. Nhiều trường hợp phải tăng tiết diện cột để đảm bảo điều kiện chuyển vị ngang. Khi xây dựng ở khu vực gió lớn, cột khung có thể chịu kéo nhỏ nên cần có biện pháp cấu tạo thích hợp cho trường hợp này. Trên hình 1.60 giới thiệu một số dạng khung mái nhẹ.

2. CÁC HÌNH THỨC CẤU TẠO KHUNG NGANG VÀ SƠ ĐỒ TÍNH

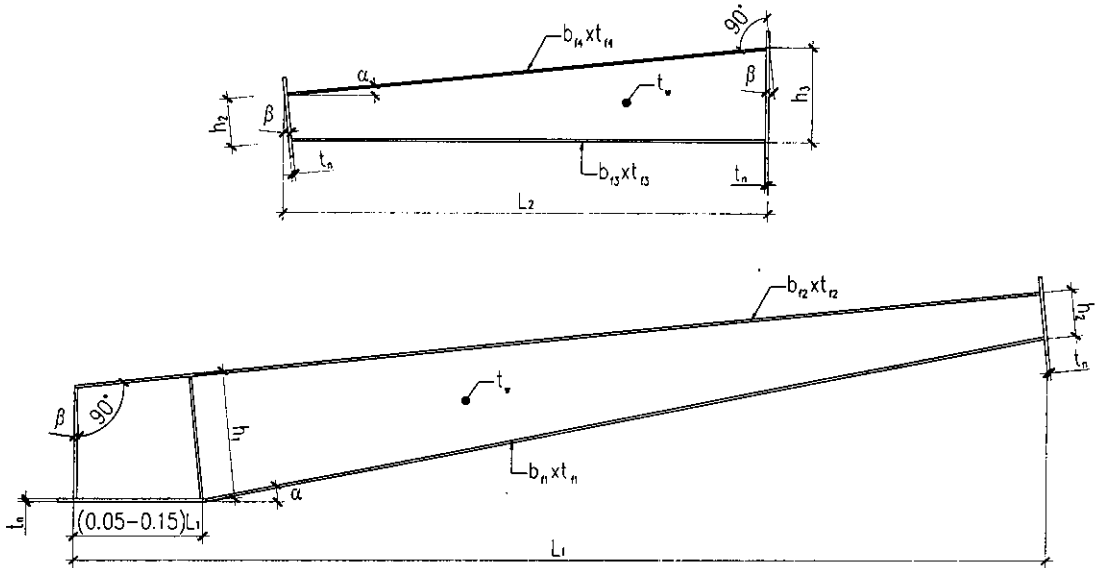
a) Hình thức cấu tạo khung

Khung ngang gồm cột và xà có tiết diện không đổi hoặc thay đổi. Nhịp nhà L , số nhịp và chiều cao cột lấy theo yêu cầu sản xuất, bước cột B thường chọn từ $6 \div 8$ m. Khi tiết diện khung thay đổi, tại chỗ có mômen lớn làm tiết diện to, tại chỗ mômen bằng không làm tiết diện bé. Bản cánh của cột, đảm giữ nguyên tiết diện, chỉ thay đổi chiều cao bản bụng. Hình thức khung như vậy còn gọi là khung có cột vát, xà vát. Ngoài ra còn có hệ giằng cột, giằng mái, cửa mái (hình 1.4).



Hình 1.60. Các dạng khung mái nhẹ

Thanh giằng thường bằng thép tròn trong khung không cầu trục hoặc sức trục nhỏ. Cho phép bố trí hệ giằng ở ngay gian đầu hồi để truyền tải trọng gió một cách nhanh chóng. Các thanh này tương đối mảnh nên không gây ứng suất nhiệt đáng kể, xà gỗ liên kết với khung bằng các lỗ ô van để có thể biến dạng tự do khi dãn nở. Trên hình 1.61 giới thiệu các đoạn xà tiết diện chữ I hàn từ ba bản thép, tại hai đầu từng đoạn hàn bản bích để bắt bulông. Trên hình 1.62 giới thiệu sơ đồ khung có cột tiết diện không đổi và xà vát.



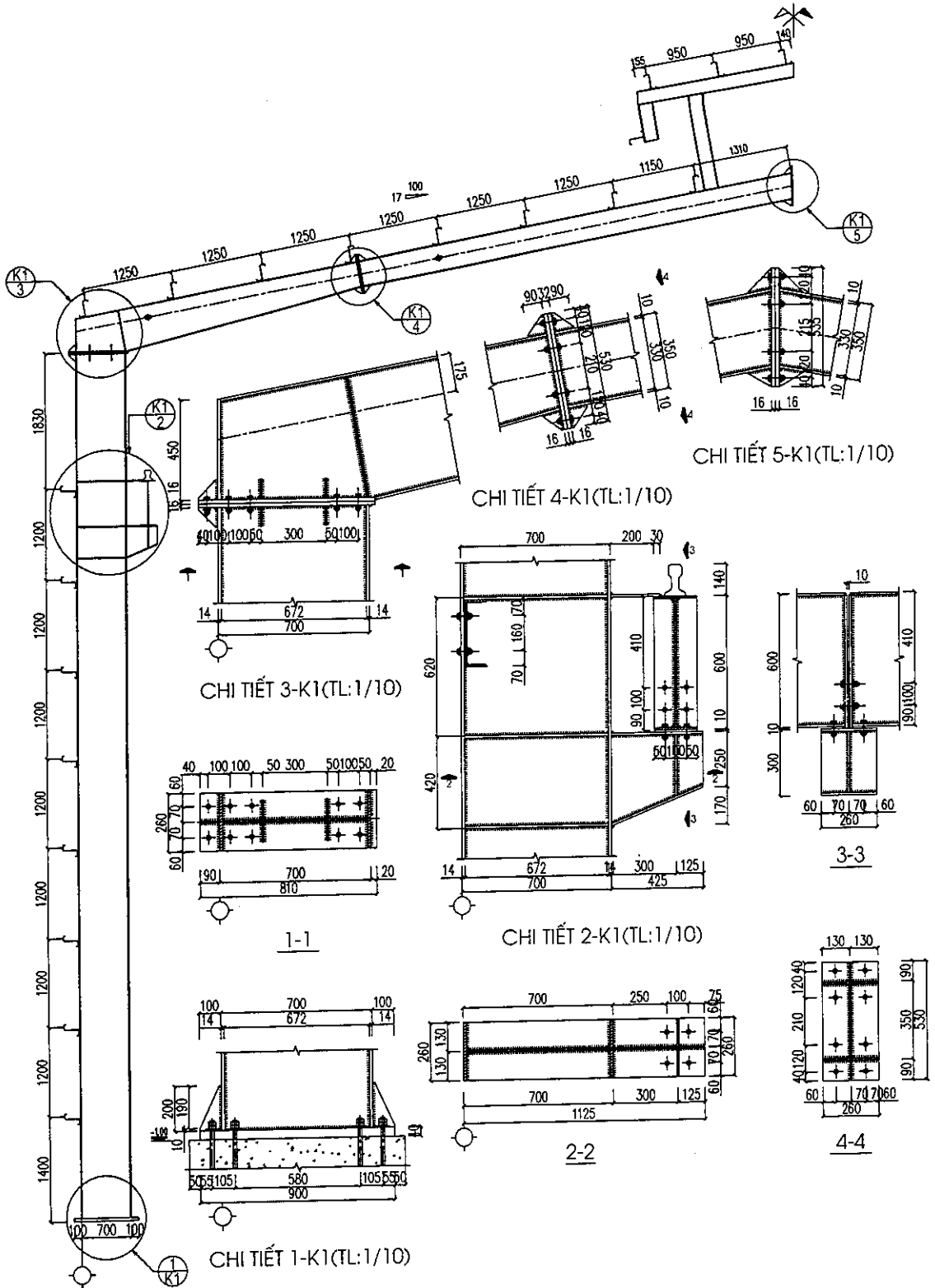
Hình 1.61. Các đoạn xà

Cột vát có góc dốc khoảng $12 \div 15^\circ$, tiết diện chân cột lấy rộng từ $200 \div 500$ mm phụ thuộc vào chiều rộng cánh cột. Góc nghiêng của mái lấy từ $7 \div 15^\circ$ (độ dốc mái $i = 0,1 \div 0,3$) tùy theo yêu cầu kiến trúc. Điểm thay đổi tiết diện xà, theo kinh nghiệm thiết kế lấy ở vị trí cách nút khung khoảng 0,4 chiều dài nửa xà. Tiết diện xà ở nách khung thường lấy không nhỏ hơn $1/40$ nhịp nhà.

Có thể dùng cách tính đúng dần bằng cách: ban đầu chọn sơ bộ tiết diện xà, cột; tính nội lực khung với tiết diện cột xà khung không đổi; dựa vào biểu đồ mômen để chọn vị trí thay đổi tiết diện xà và sơ bộ chọn lại tiết diện xà, cột. Dùng tiết diện chọn lại để tính lại nội lực.

b) Sơ đồ tính khung

Tùy theo yêu cầu công nghệ sản xuất, điều kiện địa chất mà quyết định hình thức liên kết giữa cột và xà, giữa cột và móng. Trục của các cấu kiện lấy đi qua trọng tâm tiết diện: trục cột lấy qua trọng tâm tiết diện bé ở chân cột, trục xà đi qua tiết diện của từng đoạn. Các sơ đồ tính khung được giới thiệu ở hình 1.63.

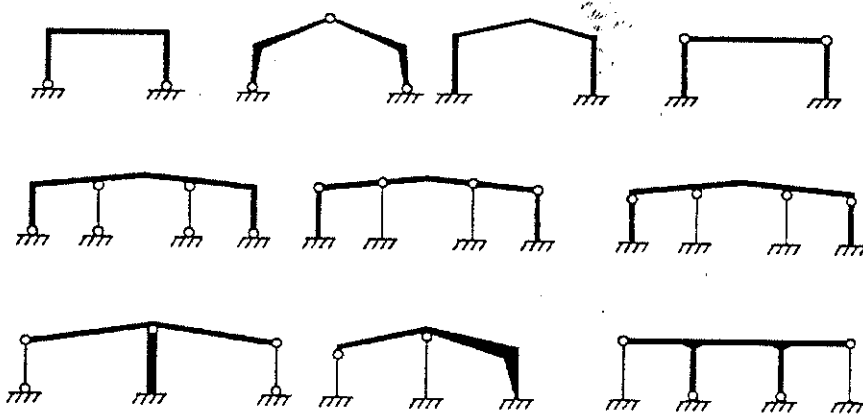


Hình 1.62. Kết cấu khung cột thẳng, xà vát



THƯ VIỆN HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



Hình 1.63. Sơ đồ tính khung

3. TÍNH TOÁN KHUNG NGANG

a) Tải trọng và nội lực

Cách tính tải trọng tác dụng lên khung ngang lấy như với khung mái nặng đã trình bày ở các phần trước. Riêng tải trọng gió tác dụng trên xà, để ở dạng phân bố đều, có phương vuông góc với trục xà. Ngoài việc xét tải trọng gió tác dụng ngang nhà, còn phải xét trường hợp gió thổi dọc nhà. Khi này, các hệ số khí động ở hai mái nghiêng bằng $(-0,7)$, chiều tải gió hướng ra khỏi mái. Hệ số khí động ở hai cột cũng có dấu âm, gió tác dụng hướng ra khỏi cột.

Sơ bộ chọn trước các kích thước tiết diện cột và từng đoạn xà. Dùng chương trình phân mềm để tính nội lực khung (theo sơ đồ phẳng hay không gian) cho từng trường hợp tải trọng. Tiến hành tổ hợp nội lực tại các tiết diện cần thiết của cột và xà. Tính nội lực bằng tay là rất khó khăn.

b) Chiều dài tính toán cột

- **Chiều dài tính toán trong mặt phẳng khung $l_x = \mu_x \cdot H$**

- ♦ Khi khung có tiết diện không đổi (liên kết ngàm với móng), xà ngang vát: gần đúng coi xà có độ dốc nhỏ là nằm ngang, hệ số chiều dài tính toán μ_x lấy theo bảng (1.9) của TCXDVN 338:2005 là:

$$\mu_x = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}} \quad (1.88)$$

trong đó: n – tính theo công thức (1.50), gần đúng: mômen quán tính của xà lấy ở tiết diện cách nút khung 0,4 chiều dài nửa xà.

- ♦ Khi cột khung có dạng vát, xà vát: để tìm μ_x , cần phải giải bài toán ổn định của khung; do độ cứng của khung thay đổi nên đây là bài toán rất phức tạp. Đã có

rất nhiều bài báo nghiên cứu về vấn đề này ở trong và ngoài nước. Tiêu chuẩn nước ta đưa ra cách tính μ_x của cột tiết diện thay đổi đứng độc lập bằng cách nhân thêm hệ số chiều dài tính toán bổ sung μ_1 vào chiều dài tính toán l_x khi coi cột có tiết diện không đổi. Do vậy, một cách gần đúng lấy mômen quán tính của xà ở tiết diện cách nút khung 0,4 chiều dài nửa xà, tách riêng cột, tính μ theo công thức (1.48) rồi nhân thêm hệ số μ_1 , vậy:

$$\mu_x = \mu \mu_1 \tag{1.89}$$

trong đó: μ – hệ số chiều dài tính toán khi coi tiết diện cột không đổi, tính theo công thức (1.48);

μ_1 – hệ số chiều dài tính toán bổ sung, lấy theo bảng 1.5 phụ thuộc vào tỷ số I_{\min}/I_{\max} (I_{\min}, I_{\max} : mômen quán tính của tiết diện chân cột và đỉnh cột).

Bảng 1.5. Hệ số chiều dài tính toán bổ sung μ_1 đối với thanh có tiết diện thay đổi

I_{\min}/I_{\max}	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
μ_1	1,66	1,45	1,24	1,14	1,06	1,00

• **Chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung l_y**

Chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng khung của cột (hoặc của mỗi đoạn cột) l_y lấy bằng khoảng cách giữa các điểm cố định (hai điểm giằng) không cho cột chuyển vị theo phương ngoài mặt phẳng khung.

c) Kiểm tra tiết diện cột

Tiết diện cột cần kiểm tra về bền, ổn định tổng thể trong và ngoài mặt phẳng khung, ổn định cục bộ bản bụng, bản cánh.

• **Kiểm tra ổn định tổng thể trong mặt phẳng khung**

Tiêu chuẩn TCXDVN 338:2005 không chỉ dẫn cách kiểm tra ổn định tổng thể của cột vát. Phần dưới đây giới thiệu cách tính theo [29] của tác giả Катюшин В. В.

- ♦ Khi tính cột với sơ đồ không biến dạng, ổn định tổng thể của cột kiểm tra theo công thức quen thuộc:

$$N \leq \frac{N_{cr,e}}{k_e} \tag{1.90}$$

trong đó: N – lực dọc của cột;

$N_{cr,e}$ – lực tới hạn Ole (có kể đến ảnh hưởng của mômen uốn).



$$N_{cr,e} = \frac{\pi^2 EI_{\max}}{k_{\mu} (\mu_x H)^2} \gamma_M \quad (1.91)$$

ở đây: I_{\max} – mômen quán tính của tiết diện lớn hơn, ở đỉnh cột;
 γ_M – hệ số kể đến ảnh hưởng của mômen uốn đến ổn định khung;
 $\gamma_M = 0,9 \div 0,95$;
 k_{μ} – hệ số hiệu chỉnh lấy theo bảng 1.5 phụ thuộc tham số

$$\omega = \sqrt{\frac{I_{\max}}{I_{\min}}} - 1$$

$$k_e - \text{hệ số độ tin cậy, } k_e = 1,25 + \frac{13}{\lambda}; \text{ với } \bar{\lambda} = \frac{l_x}{i_{\max}} \sqrt{\frac{E}{f}};$$

i_{\max} – bán kính quán tính của tiết diện đầu cột.

Bảng 1.6. Hệ số hiệu chỉnh k_{μ}

ω	0	0,05	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00	≥ 6
k_{μ}	1	0,88	0,84	0,79	0,73	0,68	0,64	0,61	0,60

- Kiểm tra ổn định tổng thể của cột một cách chính xác hơn là theo sơ đồ biến dạng. Khi này tính nội lực (N_i, M_i) ở một số tiết diện cột. Tại tiết diện thứ i của cột, kiểm tra ứng suất theo công thức sau:

$$\sigma = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{W_{x,i}} + \frac{\Delta M_i}{W_{x,i}} \leq f \gamma_c \quad (1.92)$$

trong đó: $A_i, W_{x,i}$ – diện tích tiết diện và mômen chống uốn của tiết diện thứ i ;

ΔM_i – mômen uốn tăng thêm do ảnh hưởng của lực dọc N khi cột biến dạng.

$$\Delta M_i = N \cdot y_i \quad (1.93)$$

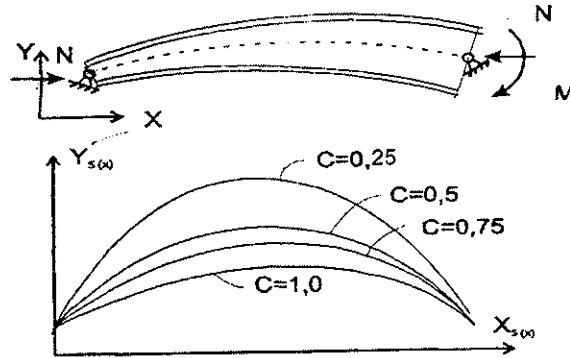
Với $y_i = y_1 + y_2 + y_3$ – tổng độ võng tại tiết diện i do mômen uốn, do lực dọc, do độ võng ban đầu và độ lệch tâm của lực dọc.

- Độ võng y_1 do mômen uốn (hình 1.64):

$$y_1 = \frac{M \cdot H^2}{6EI_{\max}} (\psi - \psi^{2+c}) \cdot \frac{1,4 - 0,4 \cdot c}{\sqrt[3]{c}}; \quad c = \frac{I_{\min}}{I_{\max}}; \quad \psi = \frac{x_i}{H} \quad (1.94)$$

x_i – khoảng cách từ tiết diện (nhỏ) chân cột đến tiết diện thứ i .

Theo đồ thị ở hình 1.64, khi hệ số c giảm, độ võng của tiết diện giữa cột tăng lên.



Hình 1.64. Đồ thị quan hệ giữa y_1 và c của cột vát

- Độ võng ban đầu và lệch tâm của lực dọc, gần đúng tính theo công thức:

$$y_3 = y_o \cdot \sin(\pi - \psi) \cdot \frac{1}{c^{0,4}}; y_o = \frac{H}{750} + \frac{i_{\max}}{20} \quad (1.95)$$

- Độ võng do lực dọc y_2 :

$$y_2 = (y_1 + y_3) \cdot \left(\frac{N}{N_{cr,1} - N} \right); N_{cr,1} = \frac{\pi^2 EI_{\max}}{l_x^2} \quad (1.96)$$

Thực nghiệm chỉ ra rằng kiểm tra theo (1.90) lệch so với cách tính theo (1.91) khoảng 10 ÷ 12%.

- **Kiểm tra ổn định cột theo phương ngoài mặt phẳng khung ($y-y$)**

Ổn định tổng thể ngoài mặt phẳng khung kiểm tra theo công thức nén đúng tâm. Gần đúng lấy tiết diện ở giữa cột để tính các đặc trưng hình học, độ mảnh λ_y , hệ số C ảnh hưởng của mômen uốn trong mặt phẳng đến ổn định của cột theo phương y .

d) Kiểm tra tiết diện xà

Lực dọc trong xà thường là nhỏ, nên kiểm tra tiết diện xà về bền theo điều kiện chịu uốn ở các tiết diện khác nhau:

- Ứng suất pháp:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq f \gamma_c \quad (1.97)$$

- Ứng suất tiếp:

$$\tau = \frac{VS_{1/2}}{I_x t_w} \leq f_v \gamma_c \quad (1.98)$$

Độ võng Δ theo phương đứng của xà do (tải trọng tiêu chuẩn) được lấy từ file kết quả của chương trình tính. Yêu cầu: $\Delta/L \leq [\Delta/L] = 1/400$.

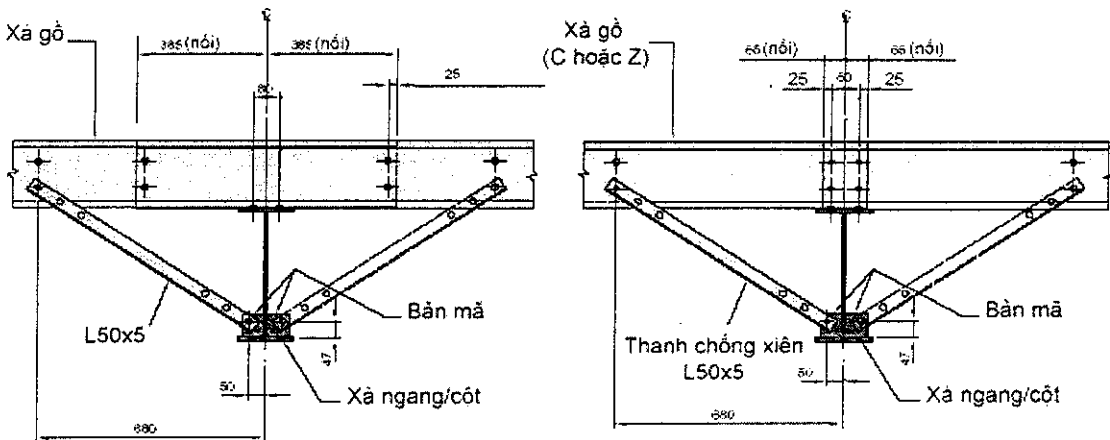
Kiểm tra chuyển vị ngang của khung như mục 6, của §1.8.

Kiểm tra ổn định tổng thể của dầm tiết diện thay đổi là phức tạp, không có trong tiêu chuẩn nên phải bố trí hệ giằng mái để đảm bảo ổn định tổng thể cho xà. Cụ thể là khoảng cách l_0 giữa hai điểm giằng cánh trên của xà phải thoả mãn điều kiện:

$$\frac{l_0}{b_f} \leq \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{f}} \quad (1.99)$$

trong đó: b_f, t_f – chiều rộng, dày bản cánh; h – chiều cao tiết diện dầm.

Khi khung chịu tải gió bốc, cánh dưới của xà chịu nén nên phải có điểm ngăn cản chuyển vị ngang cho cánh dưới. Một trong các biện pháp hiệu quả là dùng thanh chống bằng thép góc chống vào xà gỗ như hình 1.65. Khoảng cách hai điểm chống l_0 phải thoả mãn bất phương trình (1.99). Điểm nối thanh vào xà gỗ mái cách đầu xà gỗ $680 \div 800$ mm.



Hình 1.65. Thanh chống giữ ổn định cho cánh dưới xà khi khung chịu tải gió

Dùng giá trị lực cắt lớn nhất V_{\max} để tính chiều cao đường hàn h_f liên kết bản cánh với bản bụng. Yêu cầu:

$$h_{f,\min} \leq h_f \leq h_{f,\max}$$

4. THIẾT KẾ CÁC CHI TIẾT

Các chi tiết của khung bao gồm: chi tiết liên kết cột với móng (chân cột), nối xà với cột, nối các đoạn xà, chi tiết vai cột.

a) Chân cột

• **Chân cột liên kết khớp với móng**

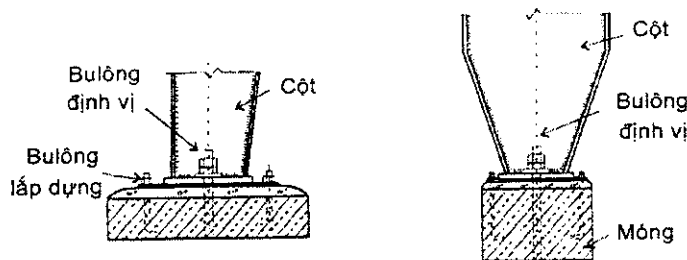
Thường chỉ có bản đế và bulông định vị. Theo TCXDVN 338:2005, bulông chân cột không tính chịu lực cắt (do phản lực ngang chân cột gây ra) nên bulông định vị được bố trí ở vị trí giữa tiết diện cột (để không ngăn cản xoay chân cột). Lực cắt sẽ do ma sát giữa bản đế và móng chịu. Khi lực ngang ở chân cột lớn, có thể đặt thêm chi tiết chịu cắt riêng hoặc cấu tạo thanh cằng (đặt ngầm dưới mặt nền) nối hai chân cột. Hình 1.66 giới thiệu một số cách cấu tạo chân cột khớp.

• **Chân cột liên kết ngàm với móng** có hai hình thức cấu tạo:

- ♦ Gồm bản đế, dầm đế, sườn ngăn, bulông neo bắt vào sườn đỡ bulông.
- ♦ Chỉ có bản đế, sườn ngăn, bulông neo bắt luôn vào bản đế.

Bulông neo chịu nhỏ, khi bắt trực tiếp vào bản đế thì bản đế cần có chiều dày đủ lớn để không bị biến dạng.

Cấu tạo và cách tính chân cột ngàm theo cách đầu được trình bày ở sách "Kết cấu Thép – Cấu kiện cơ bản"; theo cách thứ hai – trình bày ở sách "Thiết kế khung thép nhà công nghiệp" [13]



Hình 1.66. Chân cột liên kết khớp với móng

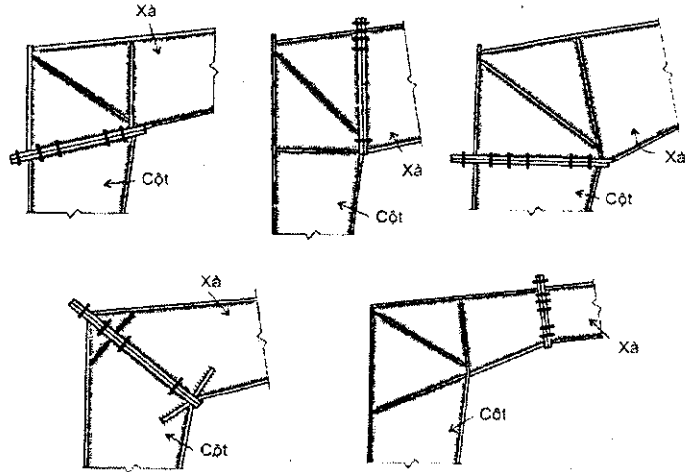
b) Liên kết xà với cột, nối các đoạn xà

Dùng bulông có cấp độ bền cao để liên kết. Hình 1.67 trình bày hình thức liên kết xà với cột: xà có thể liên kết trên đỉnh cột (hình 1.67a,c), bên cạnh cột (hình 1.67b), theo đường chéo ở góc khung (hình 1.67d) hoặc lùi khỏi nút khung một đoạn (hình 1.67e).

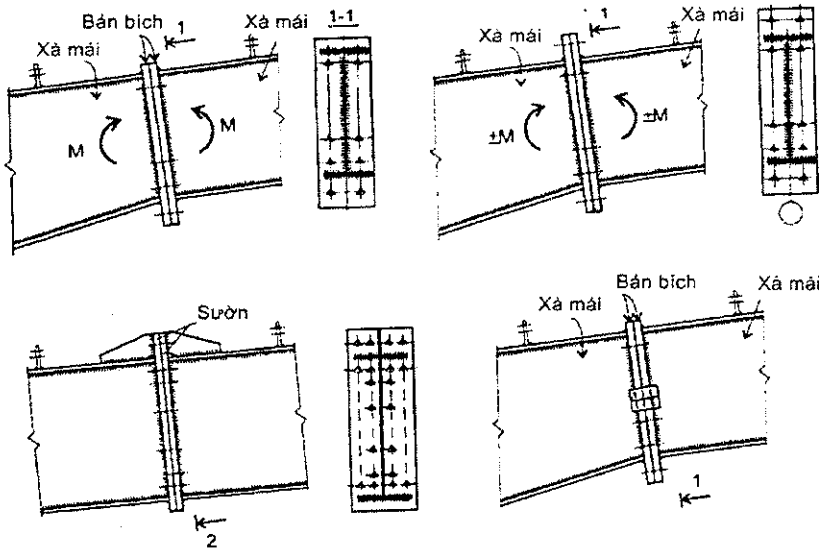
Trên hình 1.68 giới thiệu một vài cách liên kết các đoạn xà với nhau. Khi số lượng bulông nhiều, có thể kéo dài bản bích ra khỏi tiết diện xà để có chỗ đặt bulông. Cần phải tính chiều dày bản bích, số bulông và đường hàn liên kết bản bích vào xà. Cách tính toán, xem ở tài liệu "Thiết kế khung thép nhà công nghiệp" [13].

Hình 1.69 giới thiệu chi tiết kê khớp xà lên cột giữa.

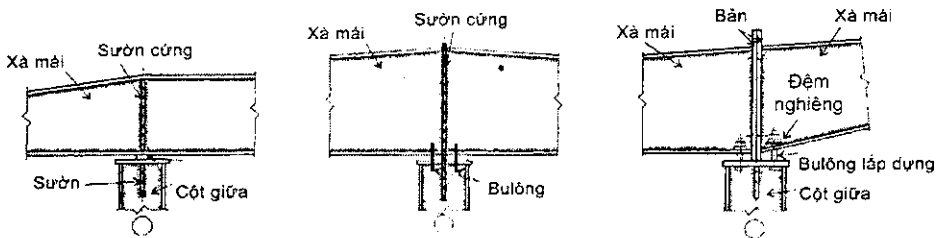




Hình 1.67. Nối xà với cột



Hình 1.68. Nút liên kết nối các đoạn xà



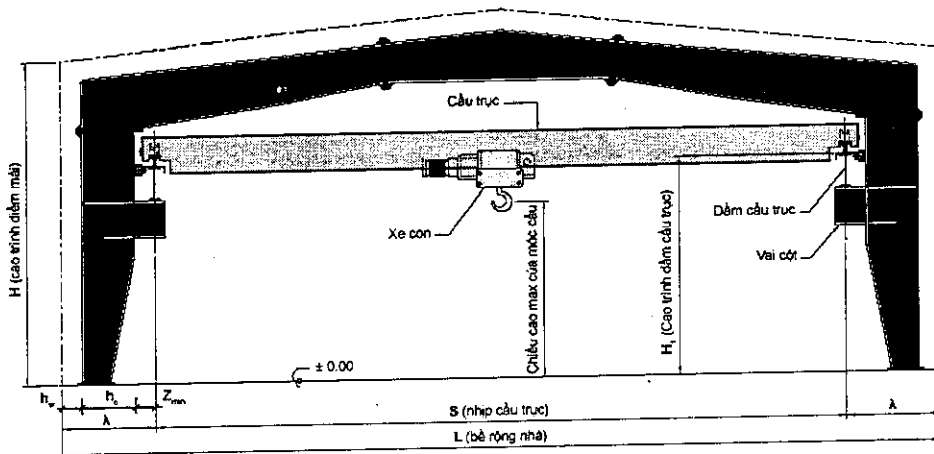
Hình 1.69. Liên kết khớp xà với cột giữa

c) Chi tiết vai cột

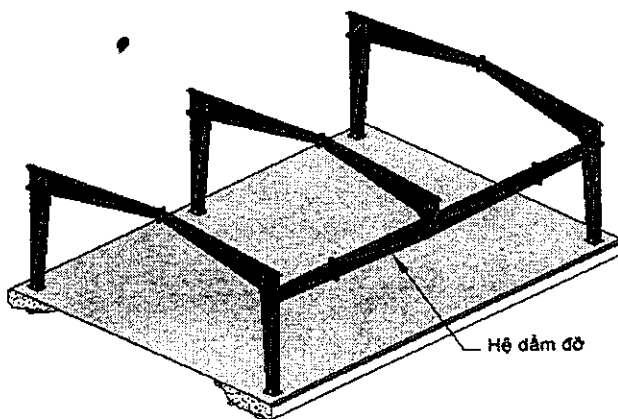
Cấu tạo và tính toán vai cột đỡ dầm cầu trục như ở hình 1.38a.



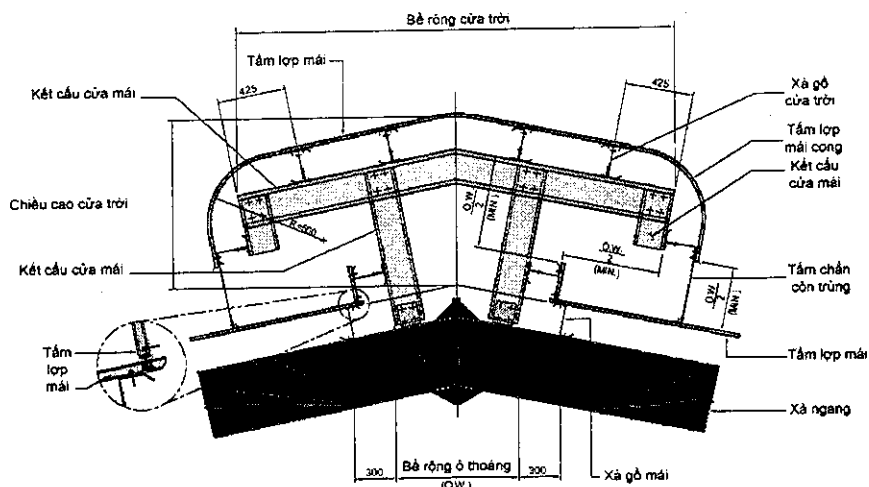
5. MỘT SỐ CHI TIẾT CẤU TẠO KHÁC



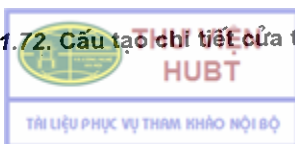
Hình 1.70. Sơ đồ khung ngang một tầng một nhịp có cầu trục

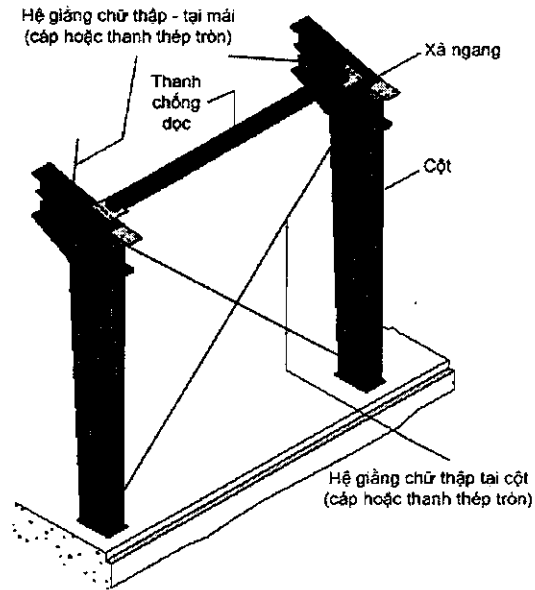


Hình 1.71. Sơ đồ giải pháp dầm đỡ khung

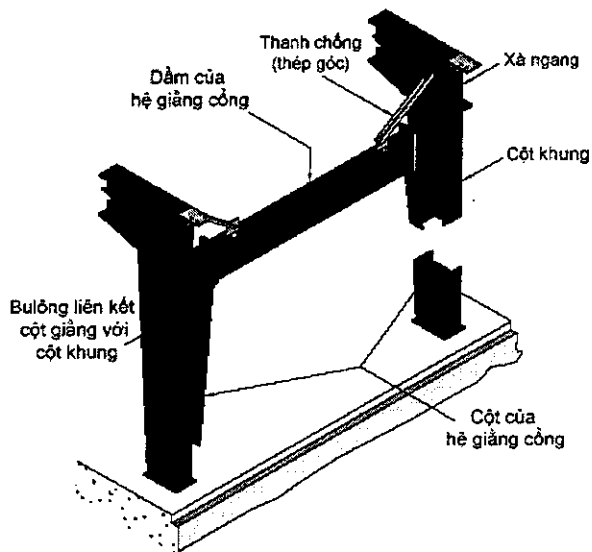


Hình 1.72. Cấu tạo chi tiết cửa trời điển hình





Hình 1.73. Sơ đồ hệ giằng chữ thập



Hình 1.74. Sơ đồ hệ giằng công

Chương 2

KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN

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

1. PHẠM VI SỬ DỤNG KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN

Nhà nhịp lớn là nhà có khoảng cách cột theo phương ngang lớn (thường lớn hơn 40 m) nhằm mục đích tạo nên một không gian rộng lớn không có cột bên trong nhà, để đáp ứng được tốt yêu cầu sử dụng của công trình. Ví dụ như: nhà thi đấu, sân vận động cần có không gian rộng lớn để tổ chức thi đấu, tập luyện các môn thể thao, hay nhà xưởng lắp ráp máy bay với các bộ phận công kênh to lớn cũng cần phải có không gian rộng lớn, hoặc hănga máy bay yêu cầu không gian rộng không có cột để máy bay ra vào được dễ dàng.

Kết cấu thép nhà nhịp lớn là hệ kết cấu chịu lực của nhà, được dùng trong các công trình dân dụng và công nghiệp:

- **Công trình dân dụng:** rạp hát, nhà triển lãm, sân vận động, nhà thi đấu, nhà ga, chợ, gara ô tô, hănga máy bay...
- **Công trình công nghiệp:** xưởng đóng tàu, xưởng lắp ráp máy bay...

2. ĐẶC ĐIỂM CỦA KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN

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

- **Công trình nhịp lớn** thường là những công trình một tầng và là công trình đơn chiếc, yêu cầu về kiến trúc 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 hoá và định hình hoá. Kết cấu nhịp lớn làm nhiệm vụ đỡ mái của công trình.
- **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 m đến 100 m; xưởng lắp ráp máy bay có nhịp 100 ÷ 120 m, chiều cao 18 ÷ 10 m; xưởng đóng tàu có nhịp 20 ÷ 60 m,

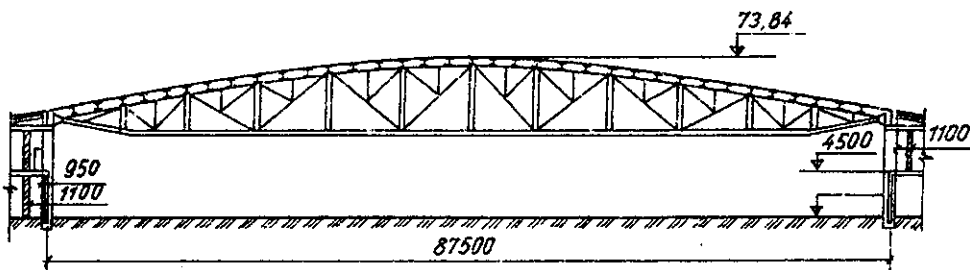
chiều cao 30 ÷ 40 m. Do đó khó có môđun xác định cho kết cấu nhịp lớn, trong thiết kế nên tận dụng để tiêu chuẩn hoá các bộ phận kết cấu riêng biệt (như tấm mái, xà gỗ, cửa...).

- **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 của kết cấu chịu lực, người ta sử dụng vật liệu thép cường độ cao hay hợp kim nhôm để làm kết cấu và 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 đáng kể khi dùng kết cấu ứng suất trước, dùng hệ kết cấu không gian hoặc dùng hệ kết cấu mái dây.

3. CÁC LOẠI KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN

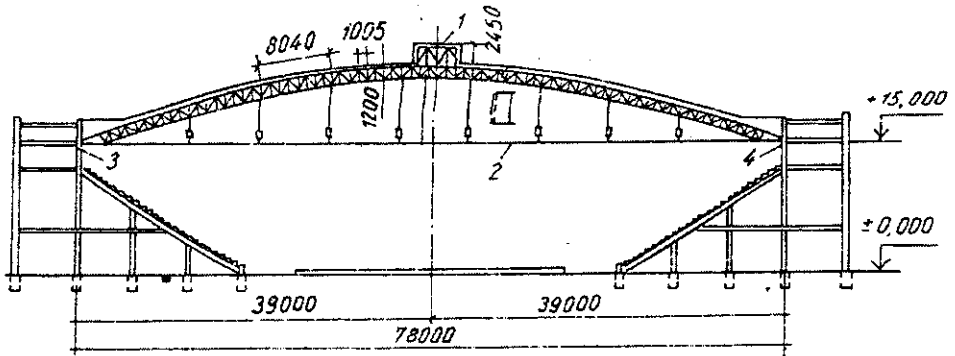
Kết cấu chịu lực nhà nhịp lớn có thể phân thành các loại như sau:

- **Hệ kết cấu phẳng:** Đó là hệ kết cấu làm việc theo một phương, loại này gồm có ba dạng kết cấu cơ bản, là các hệ kết cấu nhịp lớn: kiểu dầm, kiểu khung, kiểu vòm. Kết cấu kiểu dầm, khung, vòm phù hợp với mặt bằng hình chữ nhật (hình 2.1). Hình 2.3 giới thiệu sơ đồ khung của hănga máy bay (ở Anh) có nhịp 66 m chiều cao 14 m, bước khung 9,5 m, khung hai khớp tiết diện bằng hợp kim nhôm dẹt. Hệ vòm (hình 2.2) có hình dạng kiến trúc đẹp hơn và tiết kiệm vật liệu hơn, kiểu này sử dụng hợp lý khi vượt nhịp lớn hơn 80 m.



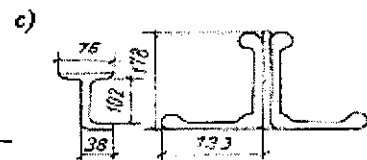
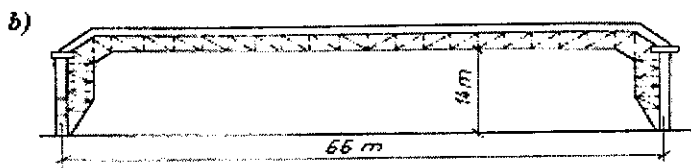
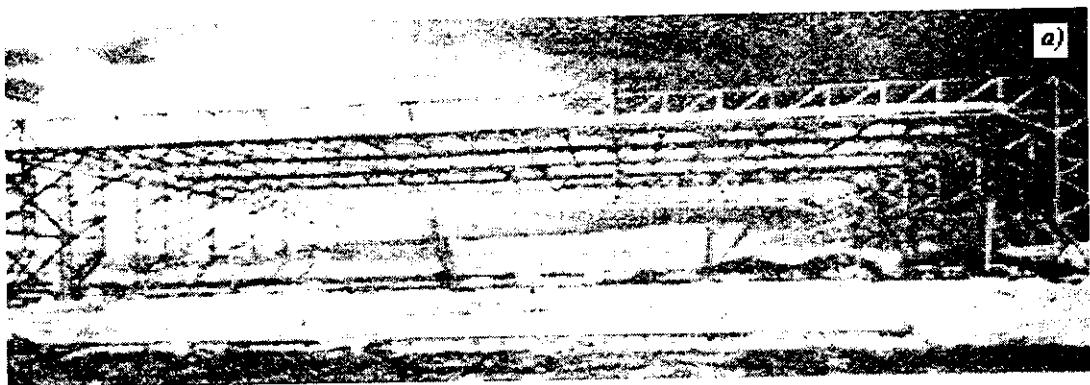
Hình 2.1. Mặt cắt ngang của hănga dùng kết cấu kiểu dầm

- **Hệ kết cấu không gian:** Đó là hệ kết cấu truyền tải theo nhiều hướng, gọi chung là hệ làm việc theo hai phương. Hệ kết cấu loại này tiết kiệm vật liệu hơn hệ kết cấu phẳng. Hệ kết cấu không gian nhịp lớn bằng thép gồm có các dạng chủ yếu sau: Hệ kết cấu không gian mái phẳng (hình 2.23); Hệ kết cấu thanh không gian mái vòm cong một chiều (hình 2.27); Hệ kết cấu không gian mái cupôn – mái vòm cong hai chiều (hình 2.31).
- **Hệ kết cấu dây:** Khi công trình có mái vượt nhịp rất lớn, sử dụng hệ kết cấu chịu lực là kết cấu dây sẽ đem lại hiệu quả cao, đơn giản trong chế tạo và lắp ráp (hình 2.37). Hệ kết cấu này còn gọi là hệ kết cấu mái treo. Các dây của hệ là các dây cáp làm từ vật liệu thép có cường độ cao.



Hình 2.2. Kết cấu vòm

1. Cửa mái; 2. Thanh căng; 3. Gối cố định; 4. Gối di động.



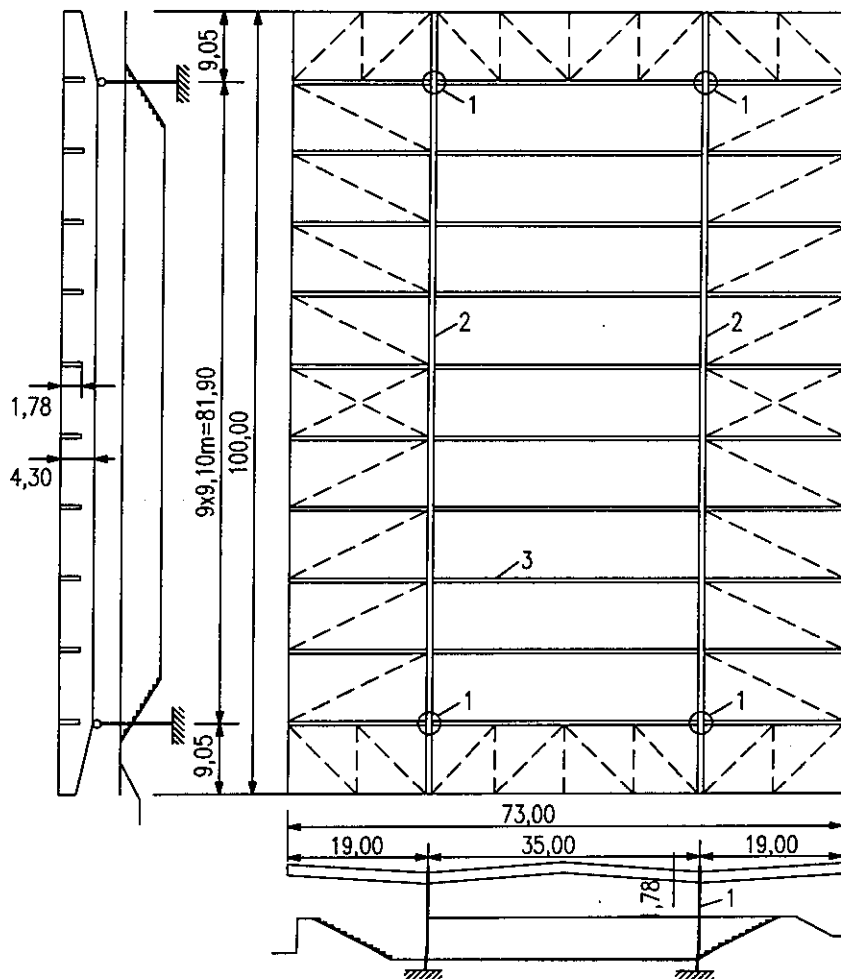
Hình 2.3. Hãng ga máy bay

a) Kết cấu thực; b) Sơ đồ khung; c) Tiết diện.

§2.2. KẾT CẤU PHẪNG NHỊP LỚN

1. KẾT CẤU KIỂU DẦM

Kết cấu mái nhà nhịp lớn kiểu dầm bao gồm các kết cấu chính đặt theo phương ngang nhà, đó là các dầm hoặc giàn thép nhịp lớn kê lên cột (bê tông, thép) hoặc các gối tựa đơn giản, không chịu được lực đập ngang (như tường gạch, đá). Kết cấu kiểu dầm được dùng cho các công trình công cộng như rạp hát, nhà văn hoá, công trình thể thao... có mặt bằng hình chữ nhật. Nhịp của kết cấu kiểu dầm thường là $40 \div 100$ m; Người ta thường dùng kết cấu kiểu dầm là kết cấu giàn.

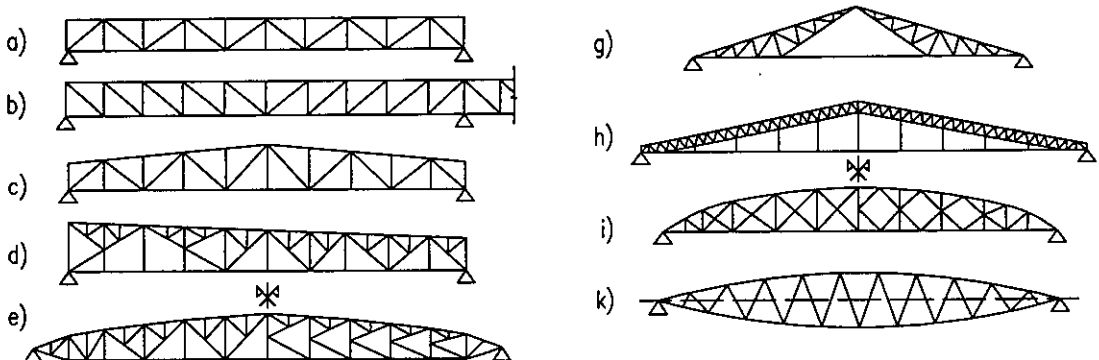


Hình 2.4. Mái sân vận động dùng kết cấu kiểu cấu dầm

1. Cột; 2. Dầm chính tiết diện hộp; 3. Dầm phụ.

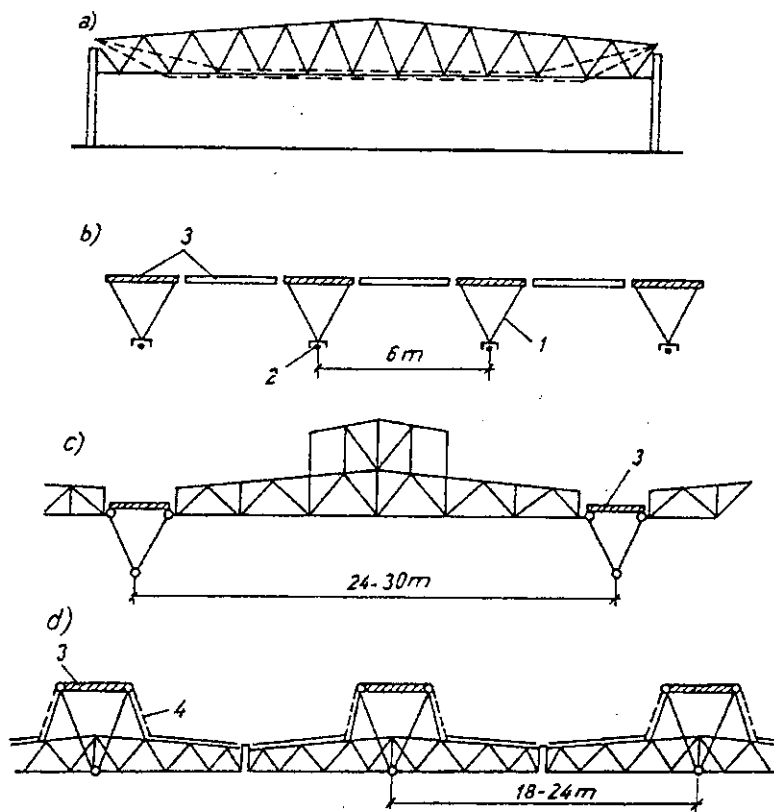
Trong nhà nhịp lớn, kết cấu dầm được sử dụng tương đối ít, nhịp của chúng trong khoảng $35 \div 40$ m, có ưu điểm là: sản xuất đơn giản; dễ bảo dưỡng (sơn); trong một số công trình, việc để lộ kết cấu dầm làm tăng thêm vẻ đẹp cho nhà. Hình 2.4 giới thiệu sơ đồ kết cấu dầm của mái sân trượt băng ở Châu Âu xây dựng vào năm 1969: Mặt bằng nhà 100×73 m, toàn bộ hệ kết cấu mái kê lên 4 cột (1) cao 12 m; Theo phương dọc nhà gồm hai dầm chính (2) có tiết diện hình hộp cao 4300 mm, rộng 700 mm, mỗi dầm tựa trên hai cột theo sơ đồ dầm có mút thừa; theo phương ngang nhà là các dầm phụ (3) cao 1780 mm liên kết vào dầm chính và cũng có sơ đồ dầm mút thừa.

Kết cấu giàn nhịp lớn thường được sử dụng khi vượt nhịp $40 \div 100$ m, giàn có thể là kết cấu tĩnh định hoặc siêu tĩnh. Hình dáng của giàn có thể là giàn cánh song song, hình thang, đa giác, tam giác hoặc hình cung. Việc lựa chọn hình dáng giàn phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng, yêu cầu kiến trúc và các yêu cầu khác (như vật liệu làm mái, yêu cầu thông gió chiếu sáng...). Một vài kiểu dáng giàn và sơ đồ thanh bụng được giới thiệu trên hình 2.5. Giàn cánh song song (hình 2.5a) dùng cho nhà có mái với độ dốc nhỏ, giàn có thể là giàn đơn giản hoặc giàn liên tục (hình 2.5b), có thể vượt nhịp đến 60 m. Nhờ có cấu tạo các nút giàn 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. Giàn hình thang (hình 2.5c,d) dùng cho nhà có mái dốc không lớn lắm ($1/12 \div 1/15$). Giàn đa giác (hình 2.5e) có thanh cánh trên gầy khúc sẽ tiết kiệm vật liệu, nhưng chế tạo phức tạp, thường dùng cho nhà một nhịp có nhịp $60 \div 90$ m. Giàn tam giác dùng cho mái có độ dốc lớn ($1/5 \div 1/7$) có thể cấu tạo từ hai nửa giàn, liên kết với nhau bằng thanh căng (hình 2.5g), như thế chiều cao chuyên chở sẽ giảm đi. Giàn kiểu này dùng khi nhịp nhà $40 \div 50$ m. Giàn tam giác cấu tạo từ hai giàn cách song song, có thanh căng và thanh đứng (hình 2.5h), được dùng khi nhịp đến 90 m và tải trọng nhẹ. Giàn hình cung (hình 2.5i) được dùng khi nhịp $60 \div 100$ 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. Giàn hình cung có dạng hai parabol (hình 2.5k) cho tiết diện thanh cánh trên và dưới bằng nhau, độ ổn định của giàn tăng hơn do trọng tâm dàn hạ thấp.



Hình 2.5. Sơ đồ giàn mái
 THƯ VIỆN HUBT
 TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Sơ đồ thanh bụng có nhiều dạng khác nhau. Việc lựa chọn chúng phụ thuộc vào hình dáng giàn, vào tải trọng tác dụng và phụ thuộc vào các kết cấu khác liên kết với giàn. Hệ thanh bụng được chọn sao cho trọng lượng của giàn 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 giàn có thể hướng lên hoặc hướng xuống (hình 2.5a,c), phổ biến là dạng hướng lên (từ gối tựa). Hệ thanh bụng xiên (hình 2.5b) có các thanh xiên (dài hơn) chịu kéo và các thanh đứng (ngắn hơn) chịu nén. Góc nghiêng so với thanh cánh của thanh bụng xiên khoảng $35^\circ \div 50^\circ$. Khi nhịp lớn, chiều cao giàn tương đối lớn, do đó chiều dài thanh xiên và thanh cánh khá lớn; để giảm chiều dài tính toán trong mặt phẳng giàn của các thanh xiên và thanh cánh trên, người ta thường bố trí thêm hệ thanh bụng phân nhỏ (hình 2.5d,e). Với thanh cánh dưới khi khoảng cách 2 nút giàn lớn, để giảm nhẹ nội lực uốn do trọng lượng bản thân các thanh này, người ta bố trí thêm các thanh treo (hình 2.5d,e). Việc bố trí thêm hệ thanh bụng phân nhỏ và thêm các thanh treo làm tăng công chế tạo nhưng sẽ giảm được đáng kể trọng lượng giàn. Ngoài ra còn có các hệ thanh bụng dạng chữ K, dạng chữ thập, dạng hình thoi,... Trong giàn hình cung, nội lực của các thanh bụng nhỏ, việc dùng hệ thanh bụng xiên (làm việc chịu kéo) sẽ tiết kiệm vật liệu hơn so với dùng hệ thanh bụng tam giác.



Hình 2.6. Mái dùm giàn 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.

Cũng như hệ dầm thông thường, việc bố trí hệ kết cấu kiểu dầm trên mặt bằng trong nhà nhịp lớn thường được bố trí theo hai loại sau: hệ đơn giản hoặc hệ phổ thông. Với sơ đồ bố trí của hệ đơn giản, các giàn được kê lên cột (bước dầm lớn nhất là 12 m), trên giàn là xà gồ và tấm lợp hoặc panen mái. Sơ đồ đơn giản 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 kết cấu mái. Còn sơ đồ bố trí của hệ phổ thông là giàn chính (có nhịp 70 ÷ 80 m) đặt theo phương ngang nhà với bước giàn 18 ÷ 36 m, giữa hai giàn chính là các giàn trung gian đặt theo phương dọc nhà.

Hình 2.6 giới thiệu một phương án bố trí kết cấu theo hệ dầm phổ thông. Giàn chính là giàn ứng suất trước có mặt cắt hình tam giác từ hai giàn đặt nghiêng, mặt trên là tấm mái bê tông cốt thép (hình 2.6b). Giữa các giàn chính, tùy theo yêu cầu sản xuất và bước giàn mà có thể có các phương án giàn trung gian như hình 2.6c hay hình 2.6d.

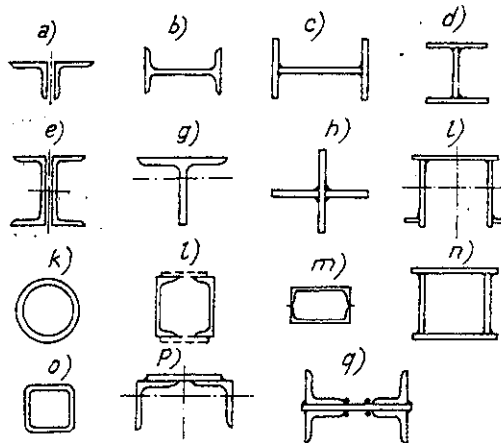
Chiều cao giữa giàn h được lấy như sau: giàn cánh song song $h = (1/8 ÷ 1/14)l$, (l là nhịp của giàn); giàn hình thang $h = (1/8 ÷ 1/12)l$; giàn tam giác $h = (1/6 ÷ 1/9)l$; giàn tam giác gồm hai dầm cánh song song và thanh căng $h = (1/6 ÷ 1/10)l$ và chiều cao giàn cánh song song $h = (1/12 ÷ 1/20)l$. Chiều cao giàn liên tục lấy giảm đi 15 ÷ 20% so với tỷ lệ trên.

Với giàn nhịp lớn, cần phải tính độ võng của giàn 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 giàn, người ta cấu tạo độ võng xây dựng cho giàn. Độ võng xây dựng thường lấy bằng tổng độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn và một nửa hoạt tải tiêu chuẩn gây ra. Khi đã cấu tạo độ võng xây dựng thì không cần kiểm tra độ võng của giàn.

Tiết diện các thanh giàn được chọn sao cho số lượng các thanh trong giàn ít nhất, dễ cấu tạo nút và dễ liên kết với kết cấu khác. Khi chọn tiết diện thanh cánh của giàn, cần lưu ý những điểm sau:

- Chiều cao tiết diện thanh giàn nên lựa chọn không vượt quá 1/10 chiều dài thanh để giảm ứng suất phụ sinh ra do chiều cao tiết diện lớn sẽ làm tăng độ cứng của nút.
- Khi nội lực trong các đoạn thanh cánh thay đổi nhiều thì cần thay đổi tiết diện thanh; nên bố trí chỗ thay đổi tiết diện là chỗ khuếch đại giàn.
- 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 I và các tiết diện kín. Nếu độ lệch tâm lớn hơn, cần phải xét đến sự lệch tâm này trong tính toán.
- Tiết diện thanh giàn 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 giới thiệu một số dạng tiết diện thanh cánh của giàn nhịp lớn dùng liên kết hàn. Các giàn nhẹ có nhịp không lớn lắm, có thể dùng tiết diện làm từ

hai thép góc (hình 2.7a). Loại phổ thông nhất là tiết diện dạng chữ *H* làm từ thép hình cánh rộng hoặc tổ hợp (hình 2.7b,c), chúng thuận tiện khi lắp ghép và định vị; khuyết điểm của loại này là dễ đọng bụi, gây han rỉ. 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 dạng tiết diện chữ *T* (hình 2.7g) và chữ thập (hình 2.7h) cũng được sử dụng trong giàn nhịp lớn. Thanh bụng của giàn nên dùng kiểu hai bản bụng như ở hình 2.7c,i,l,p,q.



Hình 2.7. Tiết diện thanh dàn

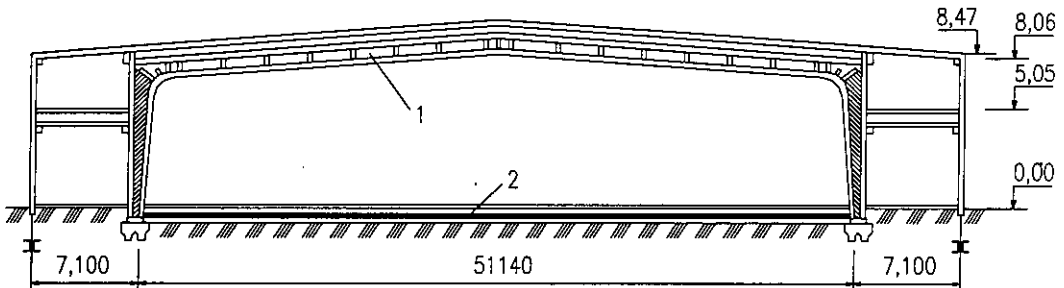
Tính toán giàn nhịp lớn cũng tương tự như giàn thường đã giới thiệu ở các chương trước; khi chiều cao của thanh giàn lớn hơn 1/10 chiều dài thanh, việc tính toán các thanh giàn cần tính đến mômen uốn trong thanh do độ cứng của thanh giàn lớn và nút liên kết các thanh giàn xem là nút cứng. Vật liệu thép làm giàn nên dùng loại thép cường độ cao hoặc thép cường độ nâng cao, ví dụ như thép 09Mn2, 16Mn2Si, 16Mn2NV,... 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 PHẪNG

a) Các loại khung

Kết cấu khung phẳng nhịp lớn được dùng để đỡ hệ mái nhà có nhịp 40 – 150 m, khi nhịp lớn hơn 150 m dùng kết cấu khung phẳng là không kinh tế. Ưu điểm của kết cấu khung phẳng so với kết cấu kiểu dầm là trọng lượng bản thân bé hơn, chiều cao của xà ngang nhỏ hơn. Trong nhiều trường hợp, việc giảm chiều cao của xà ngang là có lợi, ví dụ như các công trình gara, 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 phẳng là: chiều cao tiết diện cột lớn nên ảnh hưởng đến không gian sử dụng nhà, chịu ảnh hưởng của lún móng và thay đổi

nhật độ. Kết cấu khung trong nhà nhịp lớn (như gara, hănga) thường có chiều cao so với nhịp là không lớn còn 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 $50 \div 60$ 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.



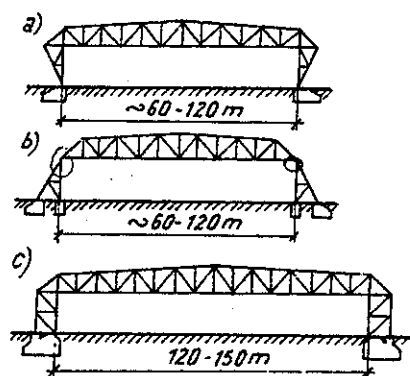
Hình 2.8. Khung đặc hai khớp có thanh căng

1. Xà ngang; 2. Thanh căng.

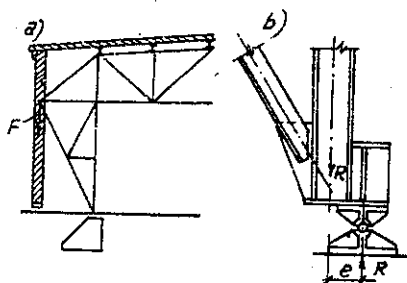
Kết cấu khung nên thiết kế sao cho độ cứng đơn vị của cột (tỷ lệ mômen quán tính với chiều cao nhà) gần bằng độ cứng đơn vị của xà ngang (tỷ lệ mômen quán tính với nhịp), như thế sẽ giảm bớt mômen uốn của xà do tải trọng thẳng đứng gây ra. Do đó tỷ lệ giữa chiều cao tiết diện xà ngang và nhịp nên lấy: với khung đặc bằng $1/30 \div 1/40$; với khung rỗng là $1/12 \div 1/20$. Nếu độ cứng đơn vị của xà ngang 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 kiểu dầm.

Khung rỗng dùng cho nhà có nhịp lớn từ 100 m đến 150 m. Theo sơ đồ kết cấu, khung có thể là khung không khớp (ngàm với móng) hoặc khung hai khớp (hình 2.9). Vị trí của hai khớp có thể đặt ở móng hoặc ở đỉnh cột (hình 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 (hình 2.10a), nhờ có mômen ở góc khung nên làm giảm mômen ở giữa nhịp của xà ngang, song với cách này móng cột phải lớn do chịu cả trọng lượng tường. Chiều cao của tiết diện cột khung rỗng thường lấy bằng bề rộng của một khoang giàn.

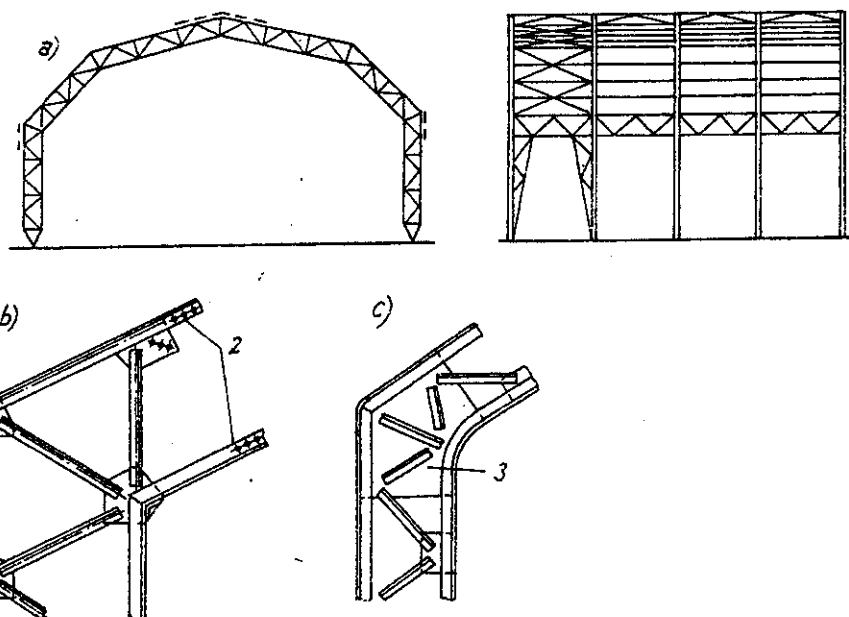
Hình 2.11 trình bày khung của nhà triển lãm có nhịp $40 \div 50$ m, chiều cao $15 \div 20$ m, lợp mái nhẹ. Đó là hệ khung rỗng có đường viền gãy khúc, tiết diện khung không đổi với chiều cao của xà và cột bằng $1/15 \div 1/25$ nhịp. Tải trọng tác dụng vào hệ khung này chủ yếu là tải trọng gió, cấu tạo của khung giống cấu tạo của giàn nhẹ.



Hình 2.9. Sơ đồ khung rỗng



Hình 2.10. Biện pháp cấu tạo để giảm mômen xà



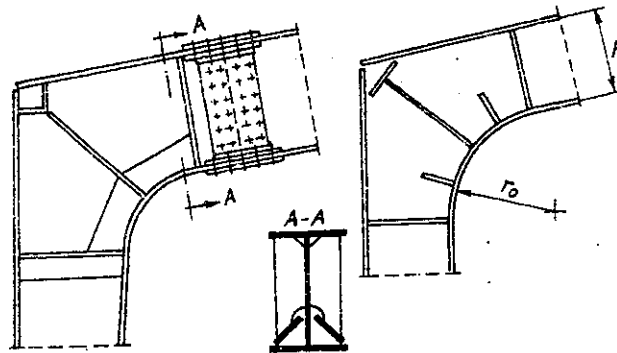
Hình 2.11. Mái nhà triển lãm với khung rỗng

- a) Sơ đồ khung; b) Góc khung rỗng; c) Góc khung có bản gia cường;
 1. Bản ốp gia cường cánh ngoài; 2. Chỗ nối của xà ngang;
 3. Bản đặc góc khung có sườn gia cường.

b) Đặc điểm tính toán và cấu tạo

Nội lực khung được tính toán trực tiếp theo các phương pháp của cơ học kết cấu hoặc sử dụng các phần mềm tính toán kết cấu như SAPE, ETABS. 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. Khung rỗng có tiết diện như giàn nặng được tính như hệ thanh có kể

đến biến dạng của tất cả các thanh. Khi nhịp lớn hơn 50 m, các cột cứng và không cao (độ cứng đơn vị lớn) cần phải tính khung với tác động của nhiệt độ. Kiểm tra tiết diện của cột và xà ngang theo công thức của cấu kiện nén lệch tâm. Cần 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 rộng nhẹ, ở góc khung gia cường thêm bản ốp và các sườn như hình 2.11c.

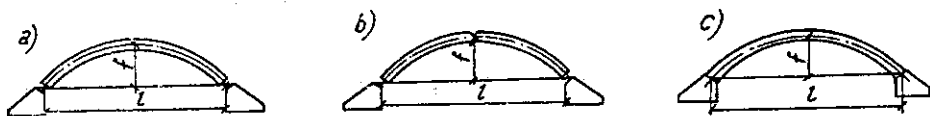


Hình 2.12. Góc khung đặc

3. KẾT CẤU VÒM

a) Các kiểu kết cấu vòm nhà nhịp lớn

Mái vòm được dùng cho các công trình như nhà triển lãm, cung văn hoá, bể bơi, chợ, hănga,..., có mặt bằng hình chữ nhật. So với hệ kết cấu kiểu dầm và hệ kết cấu khung, hệ kết cấu vòm có mômen uốn nhỏ hơn nên tiết kiệm vật liệu hơn. Các sơ đồ kết cấu của vòm được sử dụng trong nhà nhịp lớn là vòm hai khớp, ba khớp hoặc không khớp (hình 2.13).

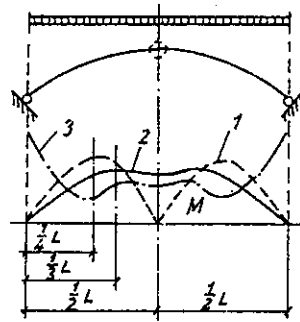


Hình 2.13. Các kiểu vòm

a) Vòm hai khớp; b) Vòm ba khớp; c) Vòm không khớp.

Kết cấu vòm sử dụng phổ biến nhất trong nhà nhịp lớn là vòm hai khớp (hình 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 (hình 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 (hình 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 gối tựa (móng) to hơn, chịu ảnh hưởng của lún gối tựa và thay đổi nhiệt độ. Khi vòm liên kết khớp với gối tựa (móng), ta thường cấu tạo thanh căng (đặt ở dưới mặt nền) để chịu lực đập ngang, gối tựa (móng) chỉ chịu phần tải trọng đứng nên sẽ nhẹ đi rất nhiều.



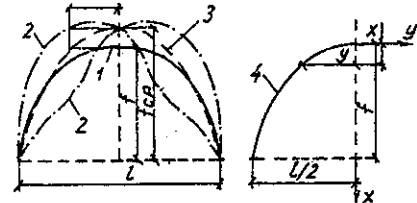
Hình 2.14. Sự phân bố mômen trong vòm

1. Vòm ba khớp; 2. Vòm hai khớp;
3. Vòm không khớp.

Hình 2.14 chỉ ra sự phân bố mômen của ba loại vòm chịu tải trọng đứng phân bố đều: mômen trong vòm hai khớp tương đối đều, trong vòm không khớp mômen bé hơn cả (trừ phần gần gối tựa).

b) Đặc điểm cấu tạo và tính toán

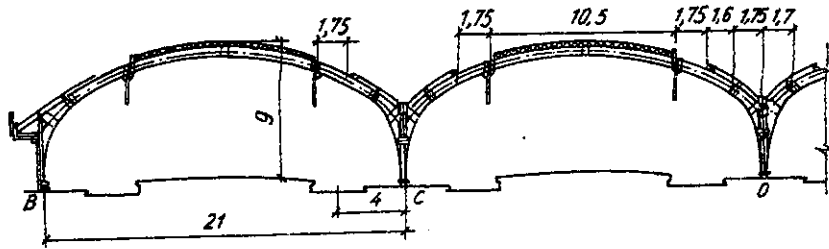
Trục của vòm nên lấy gần trùng với đường áp lực để vòm chủ yếu chịu lực nén. Khi tải trọng chính trên vòm là tải trọng đứng phân bố đều và đối xứng thì trục vòm nên thiết kế ở dạng parabol bậc hai. Trong thực tế, để đơn giản cho thiết kế và chế tạo, trục vòm được thiết kế ở dạng cung tròn. Khi vòm có 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 (hình 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 (vẽ lại thành đường 4).



Hình 2.15. Cách xác định trục vòm cao

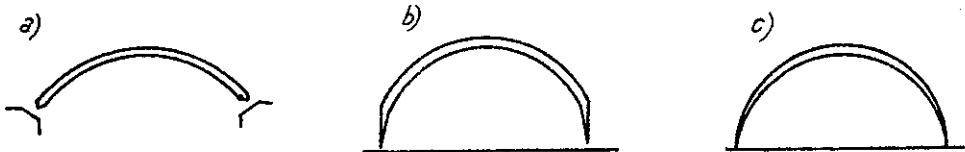
1. Đường giả thiết ban đầu; 2. Đường cong do gió;
3. Đường trung bình; 4. Trục vòm thiết kế.

Vòm thường kê gối lên các khung (bê tông hoặc thép), khung chịu lực đập ngang đồng thời kết hợp làm khán đài và các phòng chức năng (hình 2.2). Khi chân vòm được kê ngang bằng mặt sàn 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, phần gần gối vòm được làm thẳng (hình 2.16). Với dạng đường viền này, kết cấu vòm làm việc gần giống khung nhưng chi phí vật liệu thì ít hơn đáng kể.

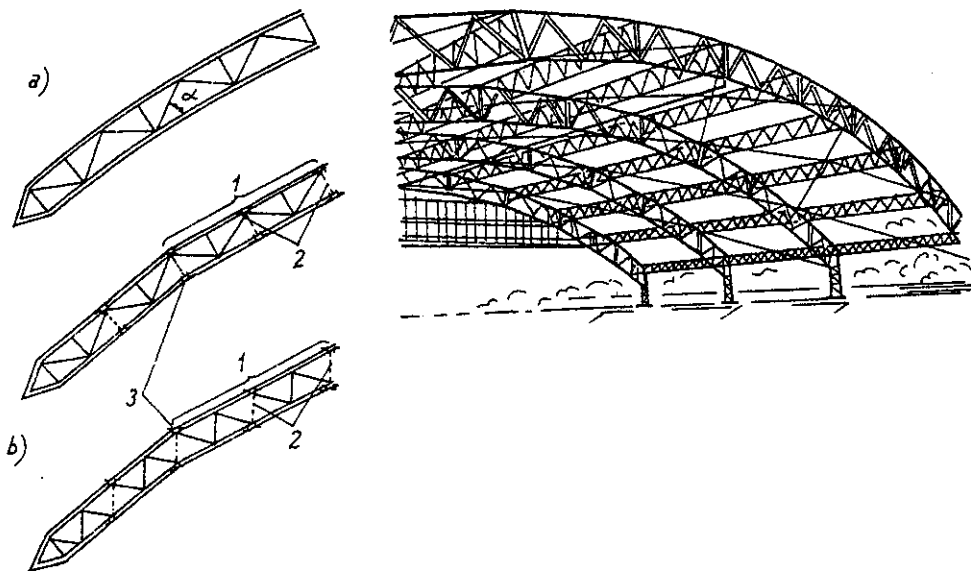


Hình 2.16. Mái vòm nhiều nhịp

Các kích thước chính của vòm là nhịp L và mũi tên vòm f . Trị số của f phụ thuộc vào điều kiện sử dụng, điều kiện kinh tế và yêu cầu về kiến trúc. Tỷ số f/L lợi nhất là: $f/L = 1/5$. Vòm hai khớp tiết diện đặc thường làm ở dạng cánh song song (hình 2.17a).



Hình 2.17. Đường viền của vòm



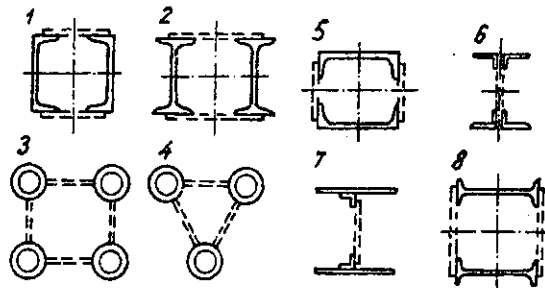
Hình 2.18. Sơ đồ thanh bụng của vòm rộng

1. Đoạn chuyên chở; 2. Xà gỗ; 3. Mối nối.

Vòm tiết diện rỗng thường làm ở dạng cánh song song hoặc khi nhịp lớn thì phần gần gối tựa vòm được làm thẳng (hình 2.17b). Vòm có dạng "lưỡi liềm" (hình 2.17c) không phù hợp với sự phân bố nội lực và phức tạp cho chế tạo nên chỉ dùng theo yêu cầu của kiến trúc.

Hệ thanh bụng của vòm rỗng thường dùng sơ đồ dạng tam giác (hình 2.18b) hoặc tam giác có thanh đứng (hình 2.18a). Thanh đứng có thể đặt vuông góc với thanh cánh hoặc đặt theo phương thẳng đứng. Xà gỗ để đỡ tấm mái và giữ ổn định ngoài mặt phẳng cho vòm được bố trí trong mặt phẳng các thanh đứng. Để thuận tiện cho việc chuyên chở, vòm được chia ra từng đoạn dài $6 \div 9$ m và được khuếch đại nối lại thành vòm ở công trường.

Chiều cao h của tiết diện vòm đặc khoảng $(1/50 \div 1/80)$ nhịp, của vòm rỗng khoảng $(1/30 \div 1/60)$ nhịp. Tiết diện đặc thường có dạng chữ I tổ hợp hàn, bản bụng có thể dày hơn so với kết cấu khung. Tiết diện vòm rỗng được thiết kế tương tự như tiết diện giàn, các loại tiết diện được trình bày ở hình 2.19.



Hình 2.19. Tiết diện ngang của vòm

Vòm mái được tính với các tải trọng tác dụng: tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái và tải trọng 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 trên trục vòm được tính theo các công thức sau:

$$M = M_d - Hy; N = V_d \sin \alpha + H \cos \alpha; V = V_d \cos \alpha - H \sin \alpha. \quad (2.1)$$

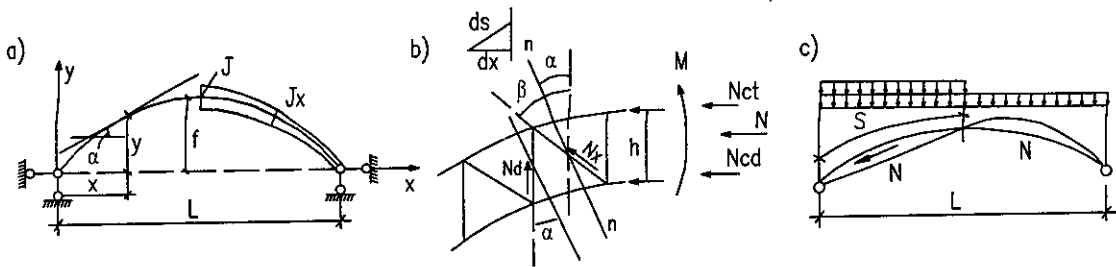
trong đó: H – lực đập ngang;

y – toạ độ trục vòm ($y_{\max} = f$);

α – góc giữa tiếp tuyến của trục vòm với phương ngang;

M_d, V_d – mômen, lực cắt khi xem vòm là một dầm đơn giản nhịp L (hình-2.20a), gọi là mômen dầm, lực cắt dầm;

M, N, V – mômen, lực dọc, lực cắt trong vòm.



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 đạp ngang H) xác định từ phương trình:

$$H = X_1 = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} \tag{2.2}$$

Nếu là vòm rỗng có chiều cao tiết diện tương đối lớn thì:

$$\delta_{11} = \sum_{i=1}^n \frac{\overline{N}_i N_{iP} l_i}{EA_i}; \Delta_{1P} = \sum_{i=1}^n \frac{\overline{N}_i N_{iP} l_i}{EA_i} \tag{2.3}$$

trong đó: \overline{N}_i, N_{iP} – nội lực trong thanh thứ i của vòm do lực $X_1 = 1$ 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 và lực dọc cho các thanh cánh chịu, lực cắt cho các thanh bụng chịu; cụ thể xét cho các thanh của vòm trên hình 2.20b ta có:

- Lực trong thanh cánh trên (N_{ct}) hoặc thanh cánh dưới (N_{cd}) được xác định theo công thức (tổng quát):

$$N_c = \frac{Na \pm M}{h} \tag{2.4}$$

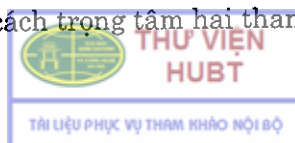
- Lực trong thanh xiên:

$$N_x = \frac{V}{\cos(\beta - \alpha)} \tag{2.5}$$

- Lực trong thanh đứng:

$$N_d = \frac{V}{\cos \alpha} \tag{2.6}$$

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;

β, α – góc như trên hình 2.20.

Chọn tiết diện các thanh vòm tiến hành như với giàn thường. Để bảo đảm ổn định ngoài mặt phẳng vòm cho các thanh cánh chịu nén, cần phải bố trí các hệ giằng ngang và các thanh chống dọc nhà, tương tự như cách bố trí giằng trong giàn 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 nén tới hạn nhỏ nhất của vòm ứng với dạng mất ổn định như hình 2.20c (bỏ qua ảnh hưởng của mômen), được xác định theo công thức sau:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_x}{\mu^2 S^2} \quad (2.7)$$

trong đó: S – chiều dài nửa vòm;

J_x – độ cứng của vòm tại 1/4 nhịp;

μ – hệ số chiều dài tính toán của vòm xác định theo bảng 2.1.

Điều kiện ổn định của vòm là:

$$\frac{N_{cr}}{N} > 1,2 + 1,3. \quad (2.8)$$

trong đó: N – nội lực dọc trong vòm, xác định theo công thức 2.1.

Bảng 2.1. Giá trị của hệ số chiều dài tính toán μ của vòm

Sơ đồ vòm	f/L			
	0,05	0,2	0,33	0,4
Ba khớp	1,2	1,2	1,2	1,3
Hai khớp	1	1,1	1,2	1,3
Không khớp	0,7	0,75	0,8	0,85

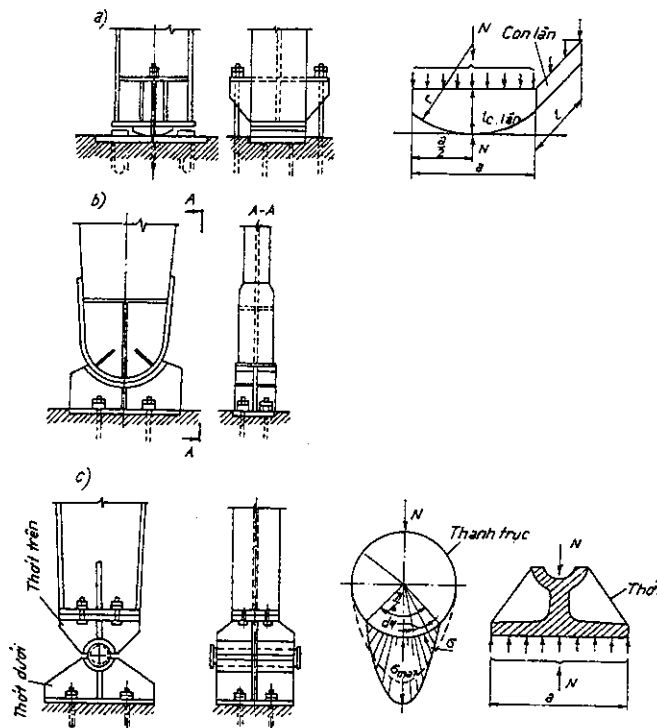
c) Các khớp của vòm

Gối khớp là bộ phận phức tạp nhất trong kết cấu vòm.

Khớp gối có ba kiểu: khớp bản, khớp cốt và khớp đu. Trong vòm rộng gần gối tựa được thiết kế sang dạng tiết diện đặc nên khớp gối của vòm rộng và vòm đặc đều có cấu tạo giống nhau.

Khớp bản (hình 2.21a) có cấu tạo đơn giản nhất và được sử dụng khi phản lực gối không lớn lắm. Khớp cối (hình 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; bản bụng và bản cánh của chân vòm được gia cường bằng các sườn cứng. Khớp đu (hình 2.21c) dùng khi phản lực gối rất lớn ($800 \div 12000$ kN). Cấu tạo của khớp gồm hai thốt: trên và dưới, giữa hai thốt đặt một thanh trụ đặc (ổ trục). Vòm được gắn vào thốt trên qua tấm thép, hàn theo chu vi tiết diện vòm và bắt bulông vào thốt trên. Thốt dưới rộng hơn thốt trên để bảo đảm điều kiện ứng suất truyền vào móng nhỏ hơn cường độ chịu nén của bê tông móng. Với công trình lợp mái nhẹ, để đề phòng gió bốc có khả năng gây kéo ở chân vòm, ta bố trí bulông neo cho gối (hình 2.21a). Bulông neo 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 đu có cấu tạo tương tự như khớp gối (hình 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 khoét lỗ để liên kết với giằng.



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.

Tính khớp bản (hình 2.21a) theo điều kiện ép mặt bằng công thức:

$$\frac{N}{2rl} \leq f_{cd} \quad (2.9)$$

trong đó: N – lực dọc tính toán tại gối;

r, l – bán kính và chiều dài của con lăn;

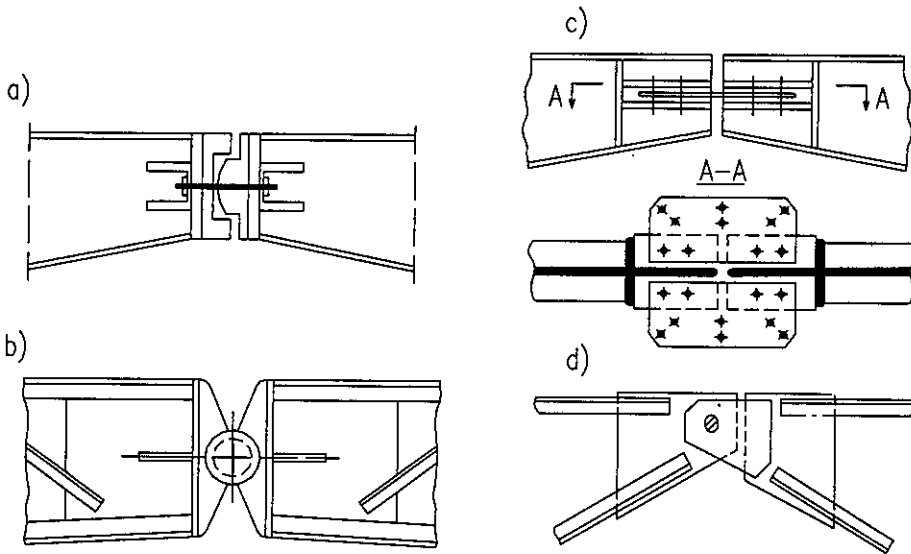
f_{cd} – cường độ ép mặt theo đường kính của con lăn (khi tiếp xúc tự do).

Chiều dày của con lăn được xác định theo điều kiện chịu uốn của con lăn (như một côngxon):

$$t_{c.lăn} \geq \sqrt{\frac{3Na}{4fl}} \quad (2.10)$$

trong đó: a, l – kích thước mặt bằng của con lăn;

f – cường độ tính toán của thép làm con lăn.



Hình 2.22. Khớp đỉnh vòm

Trong khớp du, ứng suất ép dọc chu vi của thanh trục (ổ trục) phân bố không đều, giá trị lớn nhất tại trục thẳng đứng và bằng không ở gần mép ngoài (hình 2.21c). Trong tính toán, người ta coi ứng suất ép phân bố trên bề mặt thanh trục thay đổi theo quy luật cosin và góc truyền lực bằng $\pi/2$ thì giá trị ứng suất lớn nhất σ_{max} tại vị trí có đường kính thẳng đứng xác định từ phương trình:

$$N = 2l \int_0^{\pi/4} \sigma r \cos^2 \varphi d\varphi, \quad (2.11)$$

từ đó có:

$$\sigma_{\max} = \frac{0,8N}{lr} = \frac{1,6N}{ld} \leq f_{cc} \quad (2.12)$$

trong đó: l, d – chiều dài và đường kính thanh trụ;

f_{cc} – cường độ tính toán ép mặt của thép trong khớp trụ khi tiếp xúc chặt.

Thốt được tính chịu uốn như côngxon, mômen uốn trong thốt là:

$$M = \frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{Na}{8} \quad (2.13)$$

trong đó: a – bề rộng của thốt (hình 2.21c).

§2.3. KẾT CẤU KHÔNG GIAN NHỊP LỚN

1. KHÁI NIỆM

Các kết cấu phẳng như kết cấu kiểu dầm, khung, vòm đã nêu ở trên, chỉ truyền tải theo một phương, chúng làm việc riêng rẽ, tuy được liên kết với nhau bằng hệ giằng, sự làm việc không gian của hệ kết cấu này không đáng kể. Khác với hệ kết cấu phẳng, hệ kết cấu không gian trong mái nhà nhịp lớn tải trọng được truyền theo hai phương; mọi phân tố dọc, ngang của hệ đều tham gia chịu lực. 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 và phải có sự trợ giúp của máy tính điện tử với các phần mềm tính toán kết cấu như SAPE, ETABS.

Hệ kết cấu thép mái không gian nhịp lớn thường dùng là dạng hệ lưới thanh không gian đa liên kết. Nhược điểm của hệ kết cấu này là nút liên kết rất phức tạp, việc chế tạo và lắp ráp đòi hỏi độ chính xác cao. Đó là những nguyên nhân hạn chế việc sử dụng kết cấu không gian.

Kết cấu mái không gian chia làm hai loại: *hệ kết cấu không gian mái phẳng* (là hệ kết cấu đỡ mái phẳng) và *hệ kết cấu không gian dạng vòm*.

Hệ kết cấu không gian mái phẳng, được cấu tạo từ ba lớp lưới thanh gồm: lớp lưới cánh trên theo mặt phẳng mái, lớp lưới cánh dưới thường bố trí song song với cánh trên và lớp thứ ba là hệ thanh bụng liên kết lưới thanh cánh trên với lưới thanh cánh dưới, để bảo đảm độ cứng cần thiết cho hệ kết cấu.

Hệ kết cấu không gian dạng vòm có hai loại là vòm lưới thanh một lớp và vòm lưới thanh ba lớp. Kết cấu lưới thanh một lớp có mặt cong gọi là vòm lưới thanh một lớp. Vòm lưới

thanh ba lớp là hệ kết cấu lưới thanh không gian, có cấu tạo tương tự như hệ kết cấu không gian mái phẳng, gồm lớp lưới cánh trên cong theo mặt mái, lớp lưới cánh dưới thường bố trí song song với cánh trên và lớp thứ ba là hệ thanh bụng liên kết lưới thanh cánh trên với lưới thanh cánh dưới.

Hệ kết cấu mái không gian dạng vỏ, theo mặt cong của vỏ có hai loại là vỏ cong một chiều (thường là vỏ trụ) và vỏ cong hai chiều là kết cấu mái cupôn.

Những ưu điểm của hệ kết cấu mái không gian:

- ♦ Vượt nhịp lớn, nhẹ hơn kết cấu phẳng, chiếm không gian ít hơn kết cấu phẳng.
- ♦ Tính định hình hoá cao: Số nút và số thanh được định hình hoá 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 cầu lắp toàn bộ mái).

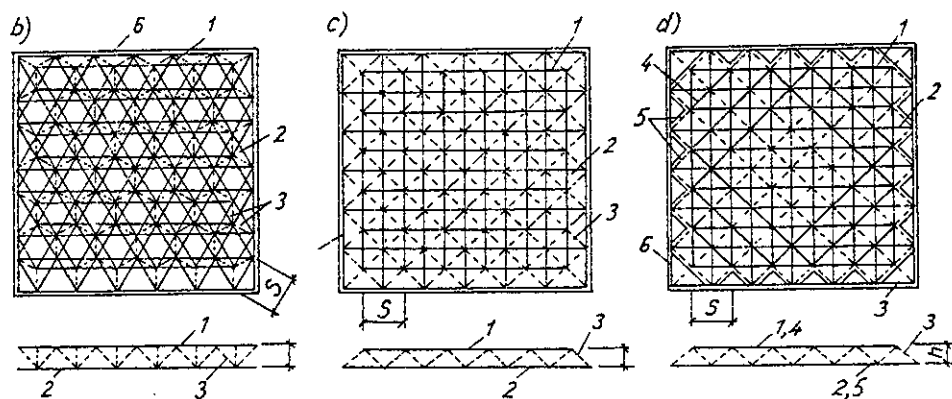
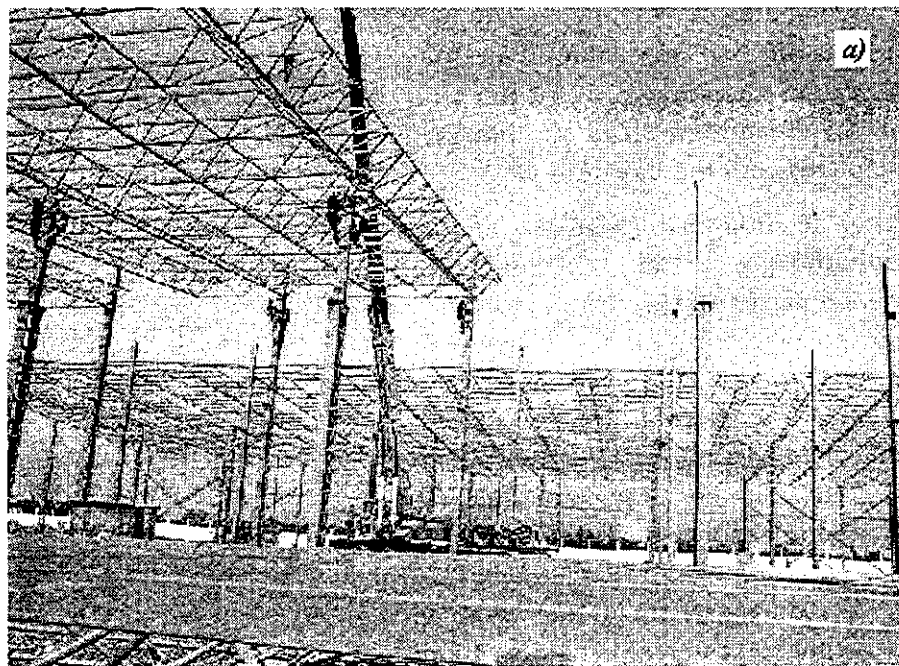
Kết cấu không gian thường là hệ có nhiều bậc siêu tĩnh. Những năm trước đây, khi công nghệ tin học chưa phát triển, người ta đã dùng phương pháp gần đúng để tính nội lực, bằng cách quy đổi hệ lưới thanh không gian về bản hoặc vỏ đặc tương đương. Ngày nay với sự phát triển nhanh chóng của máy tính điện tử và tin học, việc xác định nội lực trong các phần tử của hệ kết cấu không gian trở lên dễ dàng, với các phần mềm tính toán kết cấu như SAPE, ETABS...

2. HỆ LƯỚI THANH KHÔNG GIAN MÁI PHẪNG

Trong xây dựng hiện đại, hệ lưới thanh không gian mái 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 mái phẳng nhịp đến $50 + 60$ m. Hệ lưới thanh không gian mái phẳng thực chất là một hệ thống giàn cánh song song đặt giao nhau (hình 2.23a).

Hệ lưới thanh gồm ba giàn giao nhau đặt theo ba hướng (hình 2.23b) có cấu trúc chống xoắn tốt, độ cứng của hệ là lớn nhất. Hệ lưới gồm hai giàn đặt trực giao (hình 2.23d) khả năng chịu xoắn kém hơn, độ cứng của hệ nhỏ hơn, hệ lưới này có thể được gia cường bằng các thanh đặt theo phương đường chéo.

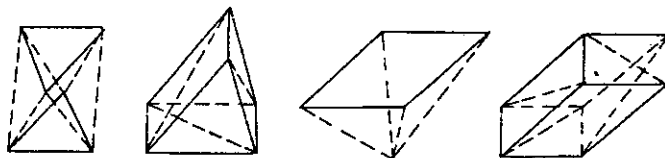
Để giảm trọng lượng và tăng độ cứng của hệ lưới thanh thì hợp lý nhất là dùng hệ lưới thanh gồm ba giàn nghiêng đặt theo ba hướng (hình 2.23b), nhưng hệ lưới thanh này phức tạp về mặt cấu tạo, chế tạo và dựng lắp. Do đó để đơn giản trong thi công, người ta đã dùng hệ gồm hai giàn trực giao có cấu tạo nút trên và dưới giống nhau.



Hình 2.23. Hệ lưới thanh không gian mái phẳng

a) Kết cấu thực; b, c, d) Sơ đồ lưới thanh;

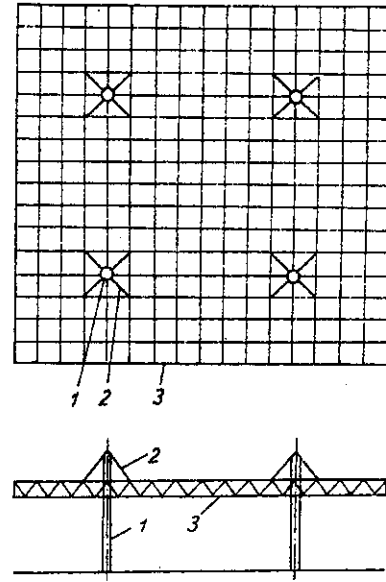
- 1. Thanh cánh trên; 2. Thanh cánh dưới; 3. Thanh bụng xiên;
- 4. Thanh chéo trên; 5. Thanh chéo dưới; 6. Dầm biên.



Hình 2.24. Cấu trúc tinh thể của hệ lưới thanh

Về phương diện cấu tạo, hệ kết cấu lưới thanh là hệ bao gồm nhiều cấu trúc giống nhau ghép lại, gọi là hệ cấu trúc tinh thể. Trên hình 2.24 trình bày một số cấu trúc tinh thể hay dùng.

Nhờ có độ cứng không gian lớn, hệ lưới thanh không gian mái phẳng vượt được nhịp lớn và còn có thể phủ cho các công trình có mặt bằng hình tam giác, đa giác hoặc bất kỳ. Chiều cao của hệ giàn bằng $(1/15 \div 1/30)$ nhịp. Kết cấu có nhiều thanh và nút giống nhau nên dễ dàng định hình hoá, tiêu chuẩn hoá. Hệ lưới thanh không gian được kê lên tường, lên giàn biên hoặc dầm biên, lên cột. Cột thường bố trí lui vào trong để tạo ra côngxon cho mái, như vậy sẽ làm giảm mômen cho phần giữa của hệ và hệ sẽ nhẹ hơn. Có thể kết hợp cột và dây treo cho mái như hình 2.25. Để tăng độ cứng cho hệ lưới thanh, đôi khi người ta dùng tấm mái bê tông cốt thép và hàn chặt vào mặt trên của hệ. Hệ lưới thanh thường được lắp ráp ở dưới mặt đất rồi mới cẩu lên vị trí thiết kế.



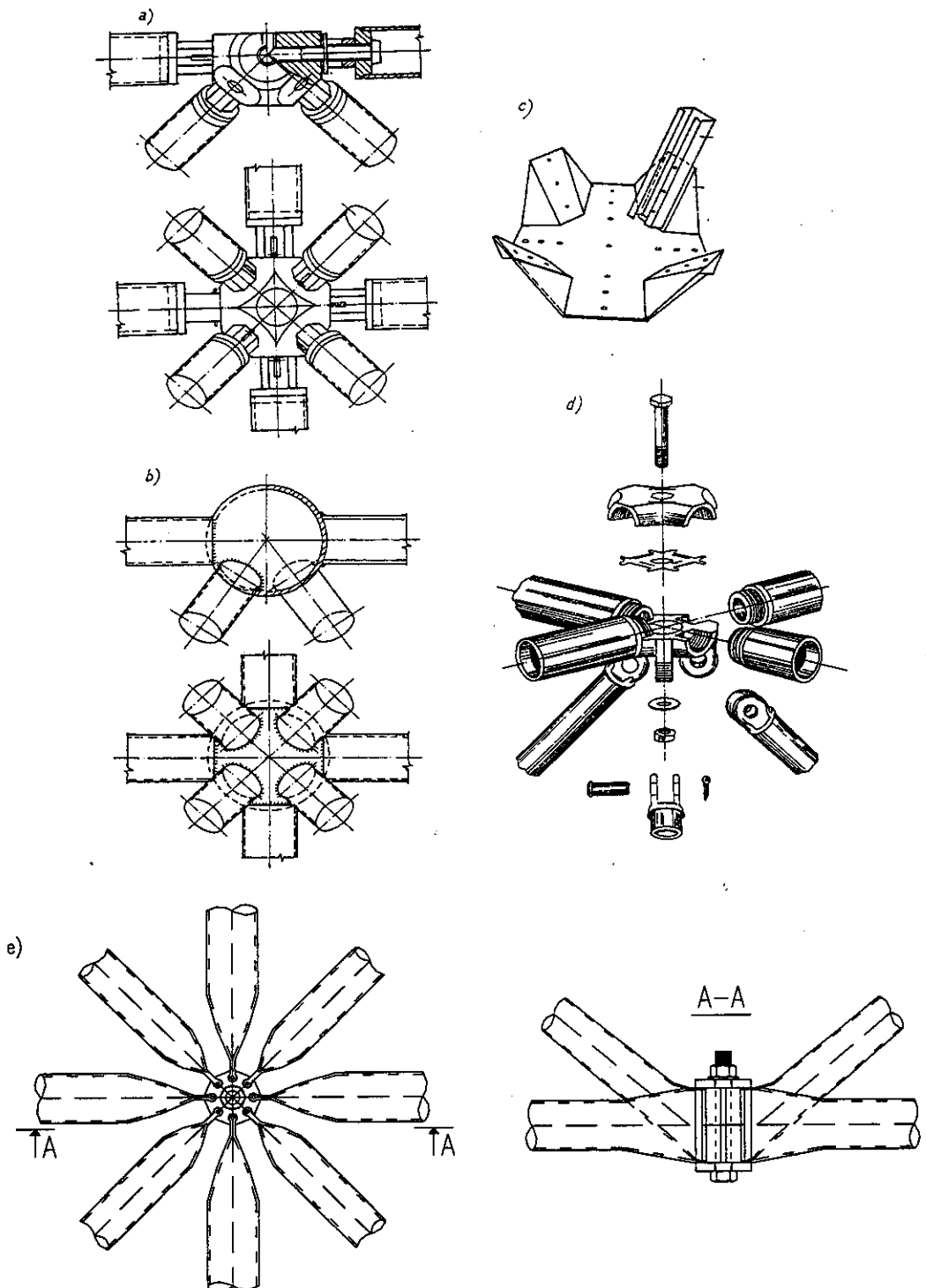
Hình 2.25. Sơ đồ cột và dây đỡ kết cấu lưới thanh mái bằng

1. Cột; 2. Dây; 3. Hệ lưới thanh.

- *Nút kiểu a* gồm khối cầu có lỗ ren, đầu thanh gắn bulông để liên kết vào khối cầu. Nút có thể liên kết đến 18 thanh, thường dùng cho thanh có tiết diện ống.
- *Nút kiểu b* bao 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 dập nguội, nút gồm một bản mã dập, các 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.
- *Nút kiểu e* gồm khối trụ có rãnh mộng, đầu thanh có gờ để liên kết lồng vào rãnh mộng của khối trụ. Giữ cho các thanh liên kết chắc vào khối trụ là một bulông đặt ở trục khối trụ với hai bản bích chặn ở hai đầu.

Tiết diện của các thanh trong hệ kết cấu lưới thanh có thể là thép ống, thép góc hoặc thép hình dập nguội. Dùng thép ống có thể tiết kiệm tới 25% trọng lượng so với dùng thép góc, vì nó làm việc hợp lý hơn thép góc (có độ mảnh theo mọi phương như nhau). Góc nghiêng của các thanh bụng xiên từ 35° đến 50° , tốt nhất

là 45° . Khoảng cách giữa các nút dàn $S = 2 \div 3$ m. Bộ phận cấu tạo phức tạp nhất của hệ lưới thanh là các nút. Một số kiểu cấu tạo nút được giới thiệu ở hình 2.26:



Hình 2.26. Một số kiểu nút của hệ lưới thanh không gian

Hệ lưới thanh không gian thường 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 lựa chọn tiết diện các thanh. Gần đúng quy đổi hệ lưới thanh về bản đặc tương đương với độ cứng trụ đàn hồi D . Độ cứng trụ D của bản quy đổi phụ thuộc vào cấu tạo của hệ lưới thanh, được xác định như sau:

$$D = 0,37K, \text{ cho sơ đồ ở hình 2.23b.}$$

$$D = 0,40K, \text{ cho sơ đồ 2.23c;}$$

$$D = 0,46K, \text{ cho sơ đồ 2.23d,}$$

$$K = ESA_t \frac{tg^2\alpha}{\left(1 + \frac{A_t}{A_d}\right)} \quad (2.14)$$

trong đó: A_t, A_d – diện tích tiết diện thanh cánh trên và dưới;
 S – chiều dài thanh cánh (khoảng cách hai nút);
 α – góc nghiêng của thanh bụng với thanh cánh;
 E – Môđun đàn hồi của thép.

Một cách gần đúng, bỏ qua mômen xoắn và dùng các bảng tính của bản để xác định mômen uốn và lực cắt của bản tương đương; sau đó phân mômen, lực cắt này cho thanh cánh và thanh bụng theo các công thức:

Đối với các thanh ở gối:

• Cho sơ đồ 2.23b:

$$N_c = \pm 0,578 \frac{M_t S}{h} \quad N_{xg} = \frac{V_t S}{2 \sin \alpha} \quad (2.15)$$

• Cho sơ đồ 2.23c:

$$N_c = \pm \frac{M_d S}{h} \quad N_{xg} = -\frac{V_d S}{2 \sin \alpha} \quad (2.16)$$

– Cho sơ đồ 2.23b:

$$N_c = \pm 1,1 \frac{M_t S}{h} \quad N_{xg} = -0,55 \frac{V_t S}{\sin \alpha} \quad (2.17)$$

Đối với các thanh ở nhịp:

$$N_{c,m} = \pm 0,5N_c; N_b = \pm 0,5N_c. \quad (2.18)$$

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, α – như ở công thức 2.14;
 M_t, V_t và M_d, V_d – mômen, lực cắt lớn nhất trong bản tương đương và trong hệ giàn trực giao.

3. HỆ THANH KHÔNG GIAN DẠNG VỎ CONG MỘT CHIỀU

Trong các công trình nhịp lớn có mái dạng vỏ cong một chiều, hệ kết cấu thép đỡ mái này thường là hệ lưới thanh không gian. Mặt cong của vỏ thường là mặt trụ với độ võng $f = (1/6 + 1/10)B$ (B là nhịp của vỏ). Mặt bằng các công trình này thường là chữ nhật.

Vỏ lưới thanh không gian này được đặt trên các tường hoặc trên hệ kết cấu gồm các cột và dầm biên. Dầm biên được làm bằng thép hoặc bê tông cốt thép, bằng thép có thể là dầm hoặc là giàn. Hai đầu của vỏ được tựa trên các vách cứng, đó là tường đầu hồi hoặc là giàn hay là vòm có thanh căng.

Hệ kết cấu lưới thanh dạng vỏ cong một chiều có hai loại cấu tạo là: vỏ lưới thanh một lớp và vỏ lưới thanh ba lớp.

a) Vỏ lưới thanh một lớp

Vỏ lưới thanh một lớp là hệ thanh không gian một lớp tạo nên mặt cong một chiều, để đỡ mái cho các công trình có mặt bằng chữ nhật (hình 2.27a) nhịp đến 90 m.

Vỏ một lớp lưới thanh có các dạng sơ đồ hệ lưới chủ yếu như hình 2.27. Các thanh của vỏ có thể bằng thép hình cán nóng, thép ống, thép hình dẹt nguội hoặc là các dàn nhẹ với chiều cao $h = (1/80 + 1/120)B$.

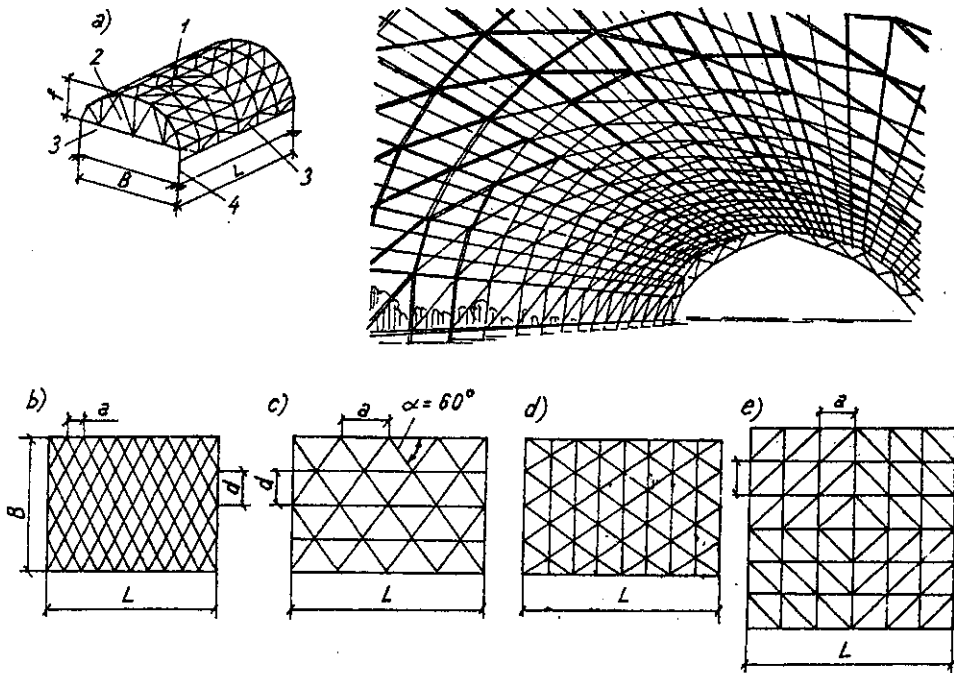
Dạng sơ đồ hình thoi như hình 2.27b là dạng đơn giản nhất. Góc nghiêng của thanh với phương dọc bằng $45^\circ + 60^\circ$. Các thanh lưới nhẹ, định hình hoá được, tuy nhiên dạng này do không có các thanh chống dọc nhà nên độ cứng của lưới theo phương dọc nhà (dọc theo phương L) rất yếu. Do vậy kết cấu ở đây làm việc như vòm có nhịp là B và nó truyền tải lên kết cấu biên dọc theo phương L (tường dọc, dầm biên, giàn biên). Lực đập của vòm do kết cấu biên (tường dọc, dầm biên, giàn biên) hoặc các thanh căng của vòm chịu. Trên hình 2.28 giới thiệu kiểu cấu tạo nút của vỏ một lớp dạng hình thoi.

Dạng sơ đồ như hình 2.27c, các ô lưới của vỏ bố trí thêm các thanh dọc nhà (dọc theo L), lưới thanh là hệ lưới tam giác do vậy độ cứng của kết cấu được tăng lên lớn hơn dạng trên, kết cấu có thể làm việc như vỏ có nhịp L .

Dạng sơ đồ như hình 2.27d và 2.27e tương tự như dạng sơ đồ hình 2.27c, nhưng dạng sơ đồ hình 2.27e có độ cứng của vỏ là lớn nhất, sự chi phí vật liệu là lợi nhất,

vì nó bố trí thanh theo cả hai phương B và L cùng với các thanh chéo xiên góc 45° so với thanh dọc. Khi đó biến dạng ngang bé đi, mômen uốn trong vỏ được phân đều trên mặt vỏ nên các thanh chịu lực đều nhau.

Vỏ một lớp lưới thanh được tính toán nội lực chính xác nhờ công cụ máy tính điện tử và các phần mềm tính toán kết cấu hệ thanh. Cũng có thể tính gần đúng bằng cách quy đổi vỏ lưới thanh về vỏ đặc tương đương có chiều dày t_{td} . Theo lý thuyết tính toán vỏ xác định được nội lực trong vỏ đặc tương đương và suy ra được nội lực trong các thanh của vỏ lưới.

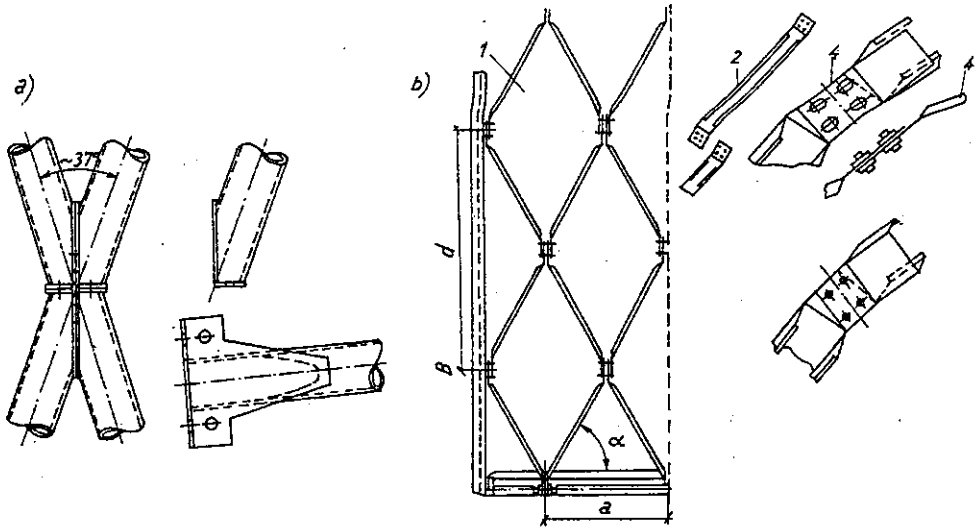


Hình 2.27. Hệ thanh không gian dạng vỏ một lớp

- 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. Giàn biên (dầm biên); 4. Cột.

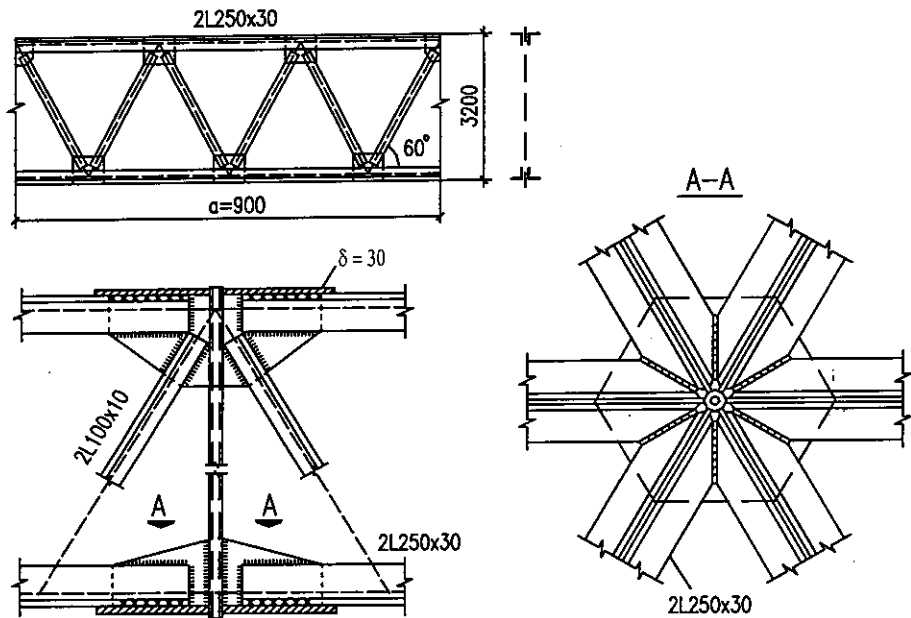
b) Vỏ lưới thanh ba lớp

Cấu tạo của vỏ lưới thanh ba lớp cũng tương tự như kết cấu lưới thanh không gian mái phẳng, cũng có các sơ đồ bố trí lưới thanh tương tự như hình 2.23. Hệ gồm hai lớp lưới thanh trên và dưới. Lớp lưới thanh trên có độ cong phù hợp với mặt cong của mái, lớp lưới thanh dưới thường song song với lớp lưới thanh trên. Liên kết lớp trên với lớp dưới bởi lớp thứ ba là hệ thanh bụng. Các thanh của hệ là thép ống, thép góc, thép hình dập nguội.



Hình 2.28. Cấu tạo nút của vỏ một lớp

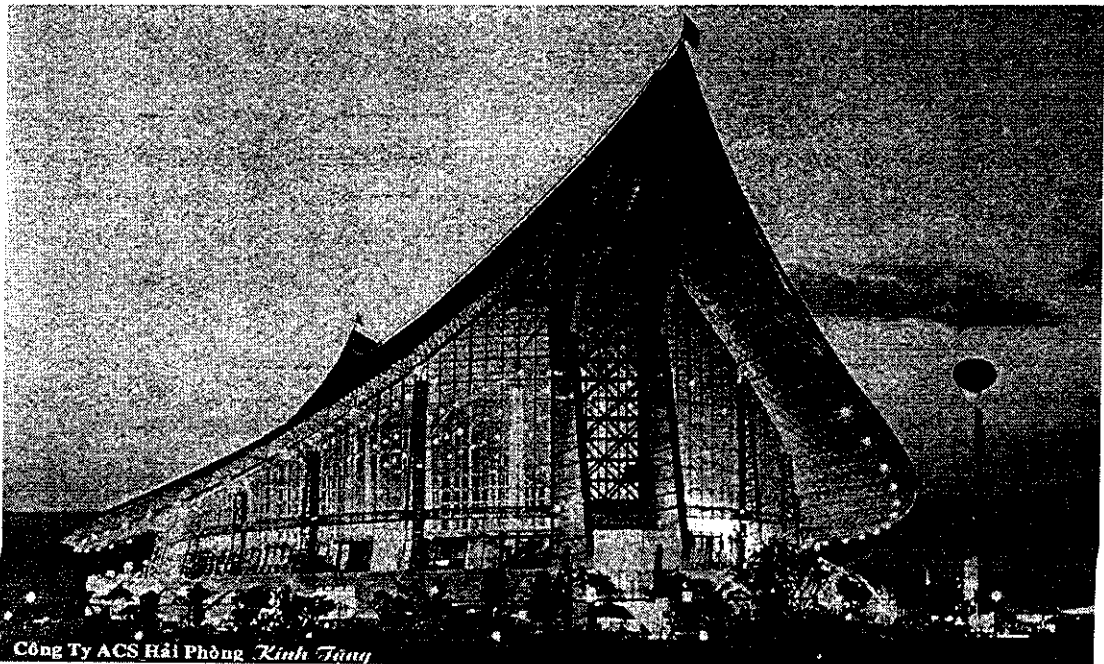
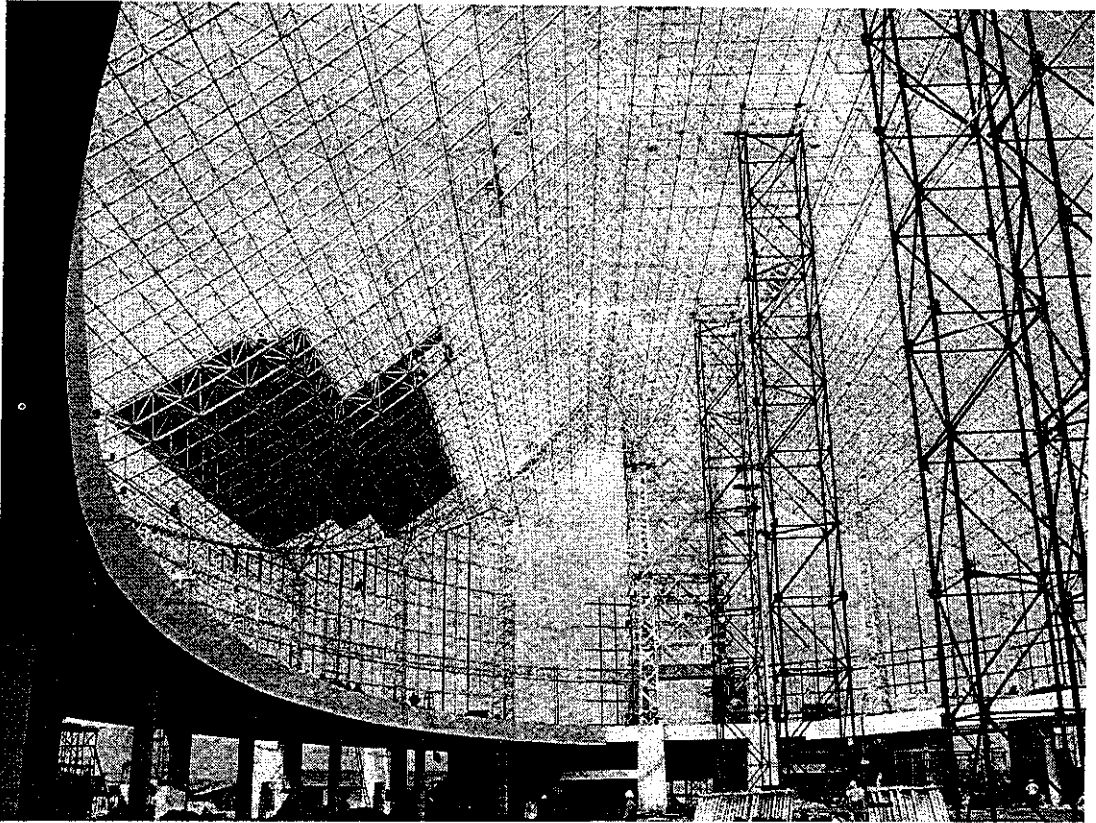
a) Thanh bằng thép ống; b) Thanh bằng thép hình dẹt.



Hình 2.29. Một kiểu cấu tạo thanh và nút của vỏ lưới ba lớp bằng thép góc

Hệ lưới thanh trong vỏ lưới ba lớp thường có dạng cấu trúc tinh thể như hình 2.24. Nút liên kết các thanh của hệ có cấu tạo như ở kết cấu lưới thanh không gian mái phẳng, như hình 2.26. Hình 2.30 giới thiệu hệ kết cấu mái lưới thanh không gian ba lớp của toà nhà Trung tâm Hội chợ triển lãm thương mại – Văn hoá Hải Phòng. Hệ kết cấu này dài 160 m, rộng 84 m, chiều cao đường nóc của mái chỗ thấp nhất là 35 m, chỗ cao nhất là 48 m. Mái có hình cánh điều, tạo nên

từ các mặt trụ giao nhau. Hệ lưới thanh có cấu trúc tinh thể, được làm từ thép ống liên kết vào nút cầu bằng các bulông cường độ cao.



Hình 2.30. Kết cấu mái Trung tâm Hội chợ triển lãm thương mại – Văn hoá Hải Phòng

Cũng như hệ kết cấu lưới thanh không gian mái phẳng, có thể gọi vỏ lưới thanh ba lớp là hệ kết cấu được tạo nên từ các giàn phẳng giao nhau. Hình 2.29 giới thiệu một kiểu cấu tạo thanh và nút liên kết hàn của kết cấu vỏ lưới thanh ba lớp, có sơ đồ lưới tam giác, khoảng cách các nút của hệ lớn (tới 9 m), các thanh được làm bằng thép góc, hệ lưới thanh được cấu tạo từ các giàn phẳng, các giàn này đặt thẳng đứng.

Việc tính toán nội lực của hệ kết cấu vỏ hai lớp lưới thanh cũng được thực hiện bằng máy tính điện tử với các phần mềm tính toán kết cấu hệ thanh. Trước đây khi tin học chưa phát triển, người ta tính toán hệ kết cấu này bằng cách quy đổi hệ này về kết cấu vỏ đặc tương đương. Sau khi tính toán trên vỏ đặc tương đương có được các nội lực N_x , N_y , $S_{\text{trượt}}$, M_x , M_y , V_x , V_y và $M_{\text{xoắn}}$ từ đó xác định nội lực trong các thanh của hệ lưới thanh.

4. KẾT CẤU MÁI CUPÔN

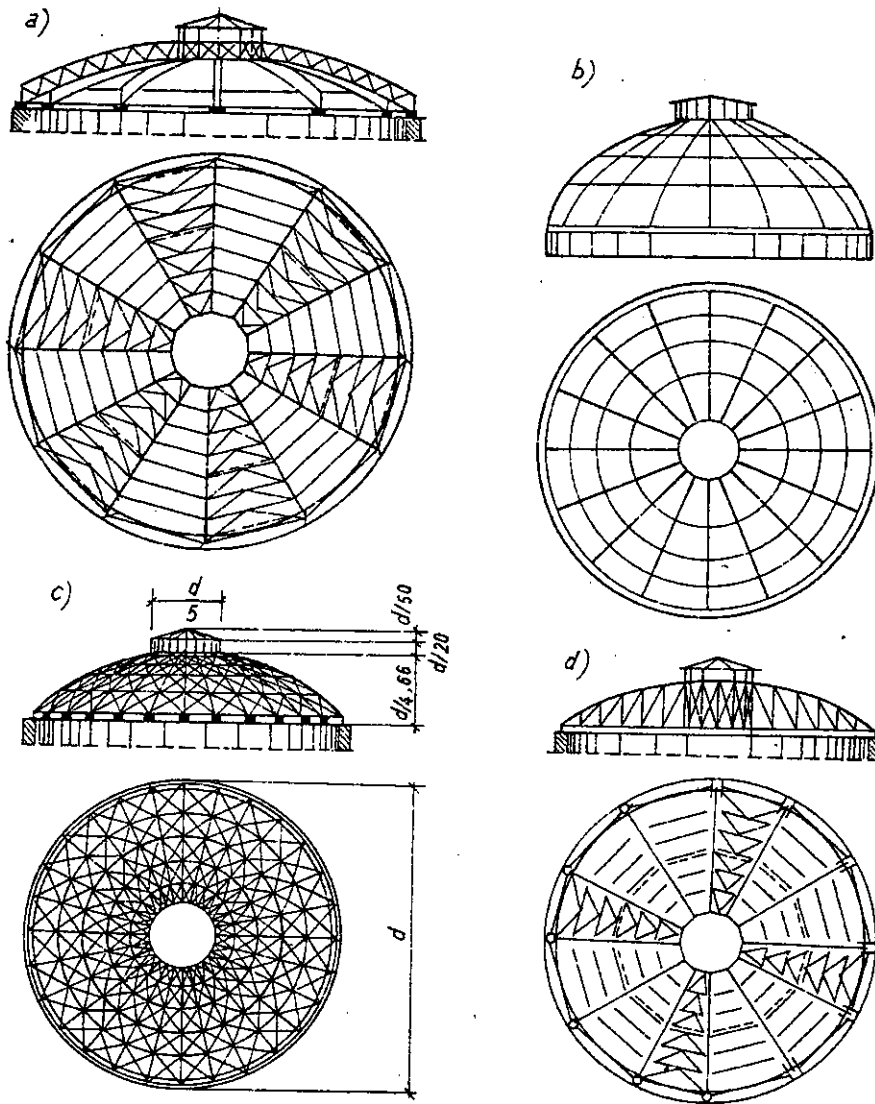
Cupôn là một dạng kết cấu không gian có mặt cong hai chiều dùng cho các công trình mặt bằng hình tròn hoặc đa giác đều. Kết cấu cupôn gồm ba loại: *cupôn sườn*, *cupôn sườn vòng* và *cupôn lưới* (hình 2.31).

4.1. Cupôn sườn

a) Cấu tạo

Cupôn sườn (hình 2.31a) là một hệ thống các sườn (vòm) đặt theo phương bán kính. Các 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. Ở đỉnh của cupôn có một vành cứng (gọi là vành đỉnh), đầu trên của các sườn được liên kết vào vành đỉnh này. Vành 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 vành đỉnh được xem như một vòm. Các sườn được liên kết cứng với vành đỉnh, khi đường kính vành đỉnh nhỏ có thể sườn liên kết khớp với vành đỉnh. Khi đường kính của vành đỉnh tương đối lớn, để tăng độ cứng và ổn định cho vành, phía trong của vành được gia cường bằng các thanh chống. Phía trên vành đỉnh thường kết hợp bố trí của mái để thông gió và chiếu sáng.

Đầu dưới của các sườn được liên kết vào vành gối. Vành gối được làm bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép, có mặt bằng là hình tròn hay hình đa giác đều, thường 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. Cupôn sườn là hệ kết cấu có lực đập ngang, lực đập ngang này được truyền lên vành gối, đôi khi truyền cả vào hệ kết cấu đỡ vành gối như tường, hệ khung (khi vành gối liên kết chặt vào hệ kết cấu đỡ nó).



Hình 2.31. Sơ đồ cupôn

a) Cupôn sườn; b) Cupôn sườn vòng; c) Cupôn lưới; d) Cupôn có sườn dầm.

Tiết diện của sườn có thể là đặc hoặc rỗng (giàn nhẹ). 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 làm mặt ngoài cong theo mặt mái, cũng có thể là các thanh thẳng và dùng miếng đệm cho cầu phong để tạo nên mặt cong của mái.

Trong cupôn thoải, sườn có thể cấu tạo là các giàn có cánh dưới nằm ngang (hoặc là các vòm có thanh căng) để hệ trở thành hệ kết cấu kiểu dầm giao nhau, không có lực đập ngang (hình 2.31d).

b) Sự làm việc không gian của hệ kết cấu cupôn sườn

Cupôn sườn là hệ kết cấu làm việc không gian. Sự làm việc không gian của hệ được thông qua vành đỉnh, có thể mô tả khái quát sự làm việc như sau: Khi có một lực tác dụng trên một sườn nào đó, lực này sẽ truyền một phần xuống vành gối, phần còn lại truyền lên vành đỉnh và truyền sang các sườn khác để xuống vành gối.

c) Tính toán

Tải trọng tác dụng lên cupôn sườn gồm trọng lượng bản thân (tĩnh tải), hoạt tải mái và gió. Việc xác định nội lực trong hệ kết cấu cupôn sườn có thể sử dụng các phần mềm tính toán kết cấu không gian; cũng có thể đưa về tính toán trên các vòm phẳng nhờ tính chất đối xứng trục của hệ kết cấu. Khi cupôn chịu tải trọng bất kỳ, để có thể tính toán theo sơ đồ vòm phẳng ta phân tải này thành 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 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, đồng thời các sườn cấu tạo đều như nhau, vì vậy tính truyền tải không gian bị triệt tiêu. Do đó ta đưa về tính toán trên các vòm phẳng, được tạo nên từ hai sườn đối nhau. Gần đúng bỏ qua biến dạng của vành đỉnh, coi vành đỉnh là mối nối cứng hai sườn. Các sườn được xem như tựa khớp vào vành gối; vành gối được thay thế bằng một thanh căng tương đương nằm trong mặt phẳng của vòm. Kết quả có sơ đồ tính vòm như hình 2.32b. Do tác dụng của các lực đập, vành gối có biến dạng đàn hồi theo phương đường kính. Thanh căng tương đương được xác định theo điều kiện: Diện tích của thanh căng tương đương được chọn sao cho độ dãn dài dọc trục Δ_{th} (hình 2.32a) của nó bằng độ gia tăng đường kính của vành gối Δ_{dk} do vành gối bị dãn dài Δ_{lv} (hình 2.32d,e) bởi các lực đập ngang ở chân vòm (sườn). Vì các sườn đặt tương đối dày đặc nên có thể thay lực đập ngang H của vòm bằng tải trọng phân bố đều p trên vành gối (hình 2.32c).

$$p = \frac{nH}{2\pi r},$$

trong đó: n – số lượng sườn trong cupôn;

H – lực đập ngang ở chân vòm (sườn);

r – bán kính của vành gối.

Lực kéo trong vành là:

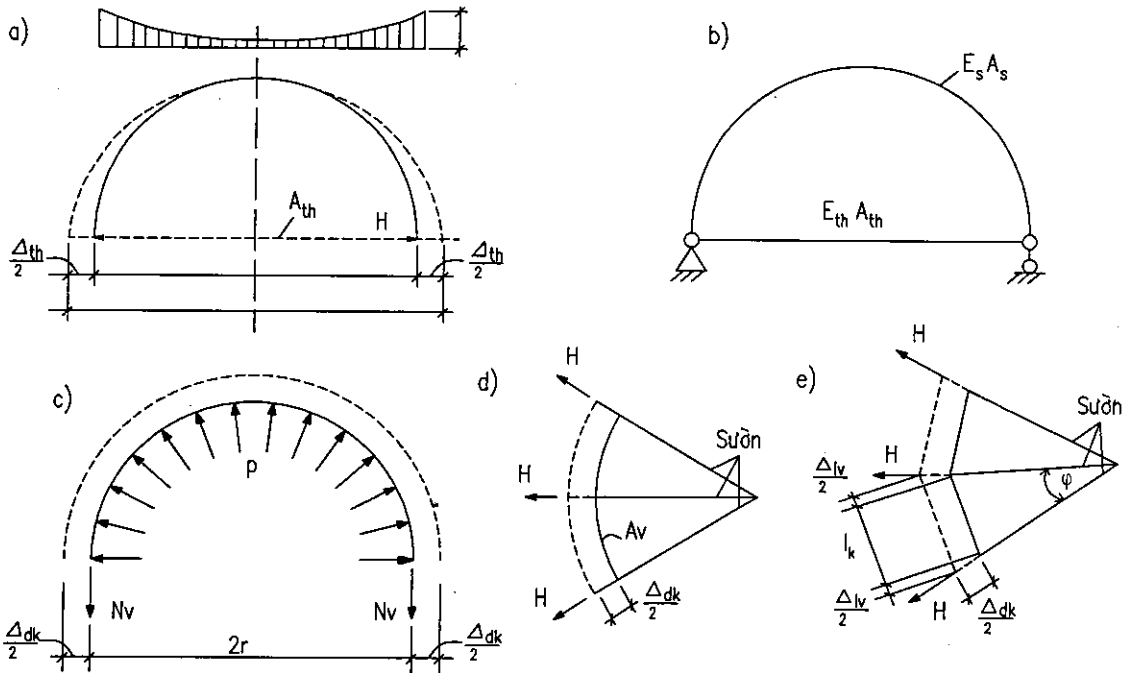
$$N_v = pr = \frac{nH}{2\pi} \tag{2.19}$$



và biến dạng của toàn vành là:

$$\Delta l_v = \frac{N_v l_v}{E_v A_v} = \frac{N_v 2\pi r}{E_v A_v} = \frac{nrH}{E_v A_v} \quad (2.20)$$

trong đó: E_v, A_v – môđun đàn hồi của vật liệu làm vành gối và diện tích tiết diện của vành gối.



Hình 2.32. Sơ đồ tính cupôn sườn chịu tải trọng thẳng đứng đối xứng

- a) Sơ đồ vòm; b) Sơ đồ tính của vòm; c) Sơ đồ tính của vành gối tròn;
d, e) Biến dạng của vành gối.

Biến dạng theo phương đường kính của vành gối Δ_{dk} nhận được từ phương trình:

$$2\pi r + \Delta l_v = 2\pi r_1, \quad (r, r_1 - \text{bán kính trước và sau biến dạng của vành}).$$

Vậy

$$\Delta_{dk} = 2r_1 - 2r = \frac{\Delta l_v}{\pi}, \quad \Delta_{dk} = \frac{nrH}{\pi E_v A_v} \quad (2.21)$$

Biến dạng của thanh căng quy ước do tác dụng của lực đập H là:

$$\Delta_{th} = \frac{H2r}{E_{th} A_{th}}, \quad (2.22)$$

trong đó: E_{th}, A_{th} – môđun đàn hồi và diện tích tiết diện của thanh căng quy ước.

Cân bằng (2.21) và (2.22) sẽ được diện tích tiết diện thanh căng tương đương là:

$$A_{th} = \frac{2\pi A_v E_v}{n E_{th}} \quad (2.23)$$

Bằng cách tương tự, khi cupôn có vành gối hình đa giác (hình 2.32d), diện tích thanh căng tương đương là:

$$A_{th} = \frac{4r A_v E_v}{l_k E_{th}} \sin^2 \frac{\varphi}{2} \quad (2.24)$$

trong đó: l_k – chiều dài cạnh của đa giác;
 φ – góc giữa hai sườn.

Sau khi có thanh căng tương đương, nội lực trong vòm được xác định bằng các phương pháp của cơ học kết cấu.

• **Tính cupôn sườn chịu tải trọng gió**

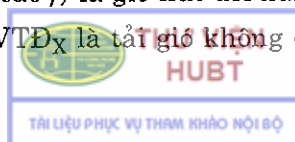
Sơ đồ tác dụng của gió lên cupôn sườn và hệ số khí động trình bày ở hình 2.33, giá trị của hệ số c và c_1 lấy theo tiêu chuẩn "Tải trọng và tác động – TCVN 2737:1995".

Mái cupôn được chia làm bốn phần: ở cung phần tư thứ nhất (cung I) và cung thứ ba (cung III), áp lực gió phân bố đều, vùng từ chân cupôn đến độ cao cách chân $0,7f$ gió tác dụng theo cùng một hướng và gây ra chuyển vị ngang cho cupôn (f là độ cao từ chân đến đỉnh cupôn); ở cung phần tư thứ hai (cung II) và thứ tư (cung IV) cũng như ở vùng đỉnh của cung I và cung III, áp lực gió đối chiều nhau nên không gây ra chuyển vị ngang cho cupôn. Chuyển vị ngang lớn nhất của cupôn là chuyển vị theo phương của gió, vòm có vị trí trùng với phương của gió là vòm bất lợi nhất, đó là vòm ở giữa cung I và cung III. Để xác định nội lực trong các sườn của cupôn khi chịu tải trọng gió, gần đúng ta quy đổi hệ về hệ kết cấu tương đương gồm hai vòm tương đương giao nhau tại đỉnh: Tất cả các sườn ở cung I và cung III được quy về một vòm tương đương là $VTĐ_X$, các sườn ở cung II và cung IV được quy về một vòm tương đương là $VTĐ_Y$, hai vòm tương đương này liên kết với nhau tại đỉnh. $VTĐ_X$ có mômen quán tính là:

$$I_{td} = I \sum_{i=1}^m \cos \varphi_i \quad (2.25)$$

trong đó: I – mômen quán tính của một vòm;
 φ_i – góc nghiêng của vòm thứ i với phương gió;
 m – số lượng vòm trong $VTĐ_X$.

Tải trọng gió tác dụng lên các vòm tương đương gồm hai phần: phần đỉnh vòm (từ độ cao $0,7f$ đến đỉnh – độ cao f) là gió hút đối xứng, phần chân vòm (từ chân vòm đến độ cao $0,7f$): Đối với $VTĐ_X$ là tải gió không đối xứng, đối với $VTĐ_Y$ là tải gió



đối xứng. Nội lực của cupôn chịu phân tải gió hút đối xứng ở phần đỉnh mái được tính toán tương tự như phần trên. Nội lực của cupôn chịu tải gió ở phần chân được xác định theo sơ đồ gồm hai vòm tương đương VTĐ_X và VTĐ_Y giao nhau. Như đã nêu ở trên, các sườn bất lợi nhất thuộc VTĐ_X, do vậy chỉ cần xét VTĐ_X với sơ đồ tính gần đúng như hình 2.33b, trong đó thay VTĐ_Y là các gối đàn hồi có các phản lực X, Y . Ở đây, gần đúng đã bỏ qua lực tác dụng thẳng đứng của VTĐ_Y truyền sang VTĐ_X qua liên kết giữa chúng ở đỉnh vòm do tải gió ở phần chân VTĐ_Y gây ra.

Giá trị hệ số đàn hồi của gối bằng chuyển vị do lực đơn vị $X = 1$ và $Y = 1$ gây ra:

$$\Delta_x = \int \frac{\overline{M}_{x(y)}^2}{EI \sum_n \cos \varphi} dx; \quad \Delta_y = \int \frac{\overline{M}_{y(y)}^2}{E \sum_n I} dx = \frac{1}{nEI} \int \overline{M}_{y(y)}^2 dx \quad (2.26)$$

trong đó: $\overline{M}_{x(y)}, \overline{M}_{y(y)}$ – mômen uốn trong vòm tương đương VTĐ_Y do lực $X = 1$ và $Y = 1$ gây ra;

n – số lượng vòm trong vòm tương đương VTĐ_Y.

Chọn ẩn số là phản lực X và Y của gối đàn hồi, phương trình chính tắc của vòm tương đương VTĐ_X là:

$$\begin{cases} \delta_{xx}X + \delta_{xy}Y + \Delta_{xp} = \Delta_x X \\ \delta_{yx}X + \delta_{yy}Y + \Delta_{yp} = \Delta_y Y \end{cases} \quad (2.27)$$

Vì $\delta_{xy} = \delta_{yx} = 0$, vậy có giá trị X, Y như sau:

$$\begin{cases} X = -\frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx} - \Delta_x} \\ Y = -\frac{\Delta_{yp}}{\delta_{yy} - \Delta_y} \end{cases} \quad (2.28)$$

$$\text{trong đó: } \delta_{xx} = \int \frac{\overline{M}_{x(x)}^2}{EI_{td}} dx = \int \frac{\overline{M}_{x(x)}^2}{EI \sum_m \cos \varphi} dx;$$

$$\delta_{yy} = \int \frac{\overline{M}_{y(x)}^2}{EI_{td}} dx = \int \frac{\overline{M}_{y(x)}^2}{EI \sum_m \cos \varphi} dx;$$

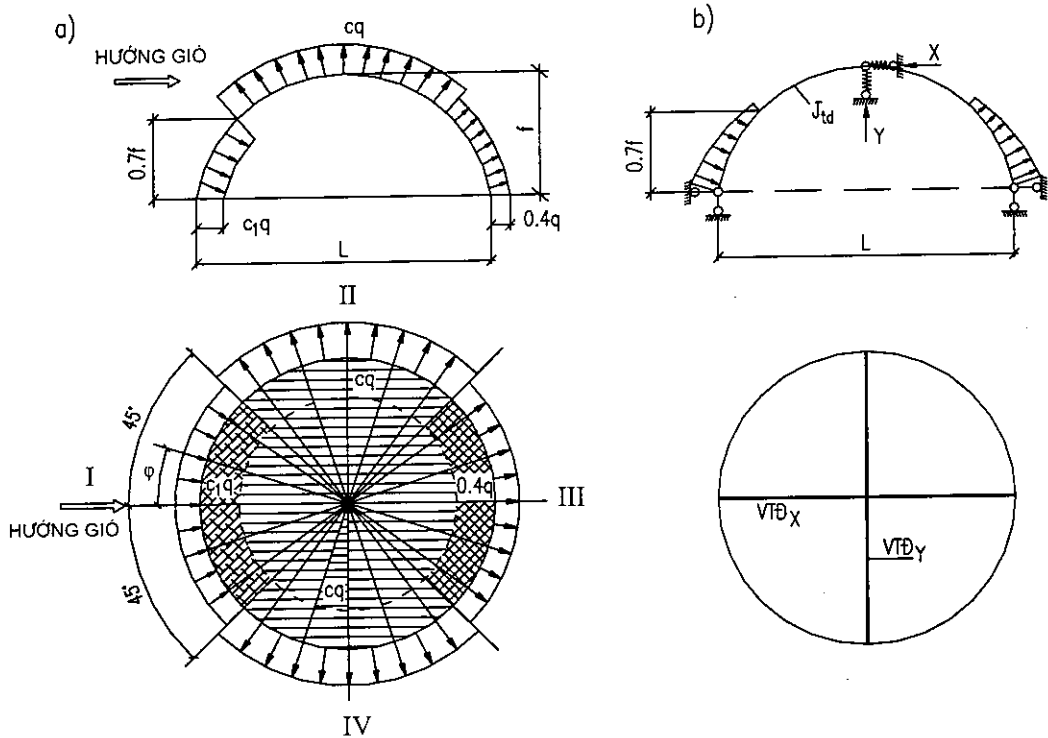
$$\Delta_{xp} = \int \frac{\overline{M}_{x(x)} M_p}{EI_{td}} dx = \int \frac{\overline{M}_{x(x)} M_p}{EI \sum_m \cos \varphi} dx;$$

$$\Delta_{yp} = \int \frac{\overline{M}_{y(x)} M_p}{E \sum_m I} dx = \int \frac{\overline{M}_{y(x)} M_p}{mEI} dx;$$

$\overline{M}_{x(x)}, \overline{M}_{y(x)}$ – mômen uốn trong hệ cơ bản của vòm tương đương VTĐ_X do lực $X = 1$ và $Y = 1$ gây ra;

M_p – mômen uốn trong hệ cơ bản của vòm tương đương VTĐ_X do tải trọng gió đang xét gây ra;

m – số lượng vòm trong vòm tương đương VTĐ_X.



Hình 2.33. Sơ đồ tính cupôn sườn chịu tải trọng gió

a) Sơ đồ tải trọng; b) Sơ đồ tính.

Từ phương trình (2.30) có được giá trị X và Y , tính được nội lực trong vòm tương đương VTĐ_X, sau đó phân nội lực này cho các vòm ở cung I và III theo tỷ lệ độ cứng của nó với độ cứng của vòm tương đương. Nội lực của vòm bất lợi nhất khi cupôn chịu tải gió không đối xứng ở phần chân cupôn sẽ có được bằng cách chia nội lực của vòm tương đương VTĐ_X cho trị số $\sum_m \cos \varphi$.

Nội lực trong vòm bất lợi nhất của cupôn khi chịu tải trọng gió bằng tổng nội lực của hai trường hợp tính toán là: tải trọng gió không đối xứng ở phần chân và tải trọng gió đối xứng ở phần đỉnh.

• **Tính toán vành đỉnh của cupôn sườn**

Vành đỉnh của cupôn sườn được tính toán với lực nén (N_d) do tác dụng của các lực ngang ở đỉnh các sườn có giá trị bằng lực đập H tại chân các sườn khi cupôn chịu



tải trọng đối xứng trục (lượng bản thân và các trọng lực khác). Vành đỉnh được kiểm tra về bền và ổn định như sau:

- ♦ Kiểm tra bền:

$$\sigma = \frac{N_d}{A_{vd}} = \frac{p_d r_{vd}}{A_{vd}} \leq f \gamma_c \quad (2.29)$$

- ♦ Kiểm tra ổn định:

$$N_d = p_d r_{vd} \leq N_{cr} = \frac{3E_{vd}I_{vd}}{k r_{vd}^2} \quad (2.30)$$

trong đó: r_{vd}, A_{vd} – bán kính và diện tích tiết diện vành đỉnh;

p_d – áp lực phân bố đều thay thế lực tác dụng ở vành đỉnh, $p_d = \frac{nH}{2\pi r_{vd}}$;

E_{vd} – mô đun đàn hồi của vật liệu làm vành đỉnh;

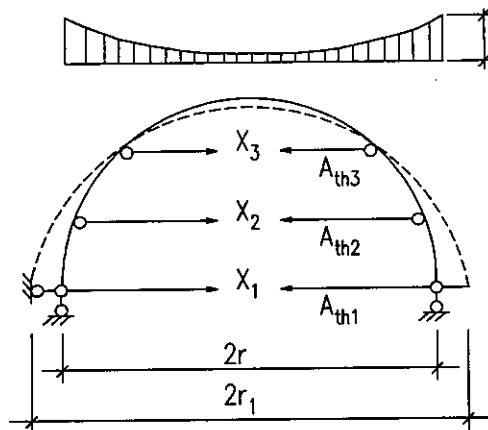
k – hệ số an toàn, $k = 1,3$;

I_{vd} – mômen quán tính của tiết diện vành đỉnh đối với trục thẳng đứng.

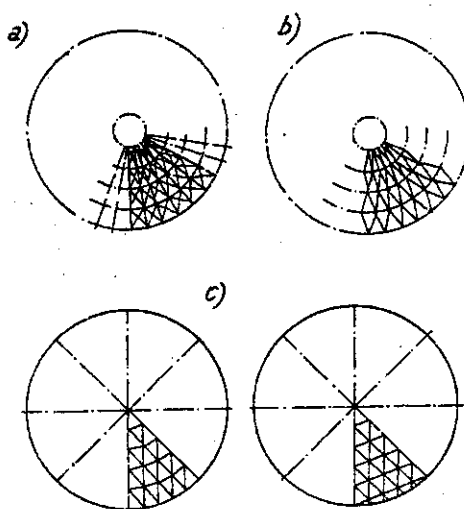
4.2. Cupôn sườn vòng

Cupôn sườn vòng (hình 2.31b) cũng gồm các sườn đặt theo phương bán kính, đầu trên liên kết vào vành đỉnh, đầu dưới liên kết vào vành gối; ngoài ra còn có xà gỗ vòng (đặt theo phương vĩ tuyến) nối các sườn lại thành hệ kết cấu không gian. Xà gỗ vòng có tiết diện đặc hoặc rỗng, liên kết khớp cố định với sườn. 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 ngoài nhiệm vụ đỡ mái còn là 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, cấu tạo liên kết giữa xà gỗ vòng vào sườn dùng kiểu liên kết khớp như trong hệ dầm.

Trong cupôn sườn vòng, các 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 tương đương đặt tại vị trí của xà gỗ. Diện tích của các thanh căng quy ước tính theo công thức (2.23) hoặc (2.24). Để tính nội lực trong vòm phẳng, ta dùng phương pháp lực, với các ẩn số là các lực X_i của các thanh căng tương đương (hình 2.34), giải hệ phương trình n ẩn (n là số thanh căng tương đương). Dưới tác dụng của tải trọng gió, cupôn sườn vòng bị biến dạng; các xà gỗ vòng chuyển vị tịnh tiến (song song với chính nó) nên sự làm việc của xà gỗ vòng rất ít, do đó tính cupôn sườn vòng chịu tải trọng gió giống cách tính của cupôn sườn.



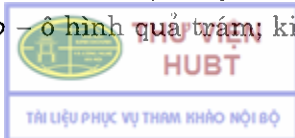
Hình 2.34. Sơ đồ tính cupôn sườn vòng chịu tải trọng thẳng đứng



Hình 2.35. Các kiểu chia ô của cupôn lưới

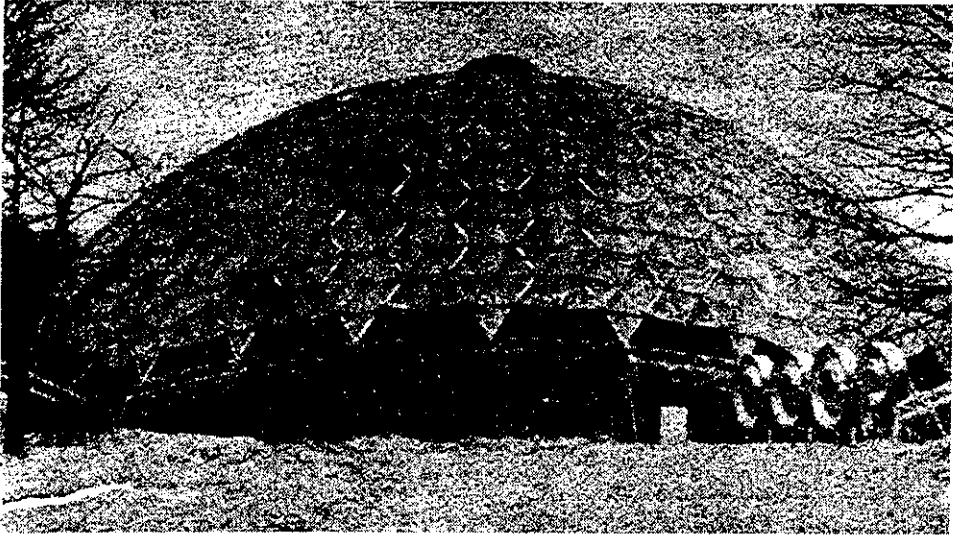
4.3. Cupôn lưới

Cupôn lưới (hình 2.31c) là một kiểu của kết cấu vỏ lưới thanh, cong hai chiều, thường là vỏ lưới thanh một lớp dạng chỏm cầu. Các thanh của cupôn lưới thường 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. Cấu tạo nút có thể dùng nút cầu, nút trụ,... Ở chân cupôn lưới bố trí vành gối để chịu lực đập ngang. 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 2.35 giới thiệu bốn kiểu chia ô hay dùng: kiểu a – gồm hai thanh chéo giữa hai thanh hướng tâm và hai thanh đặt theo phương vòng (tương đương như sườn và xà gồ vòng của cupôn sườn vòng); kiểu b – ô hình chữ trám; kiểu c – kiểu sao. Cupôn lưới hình

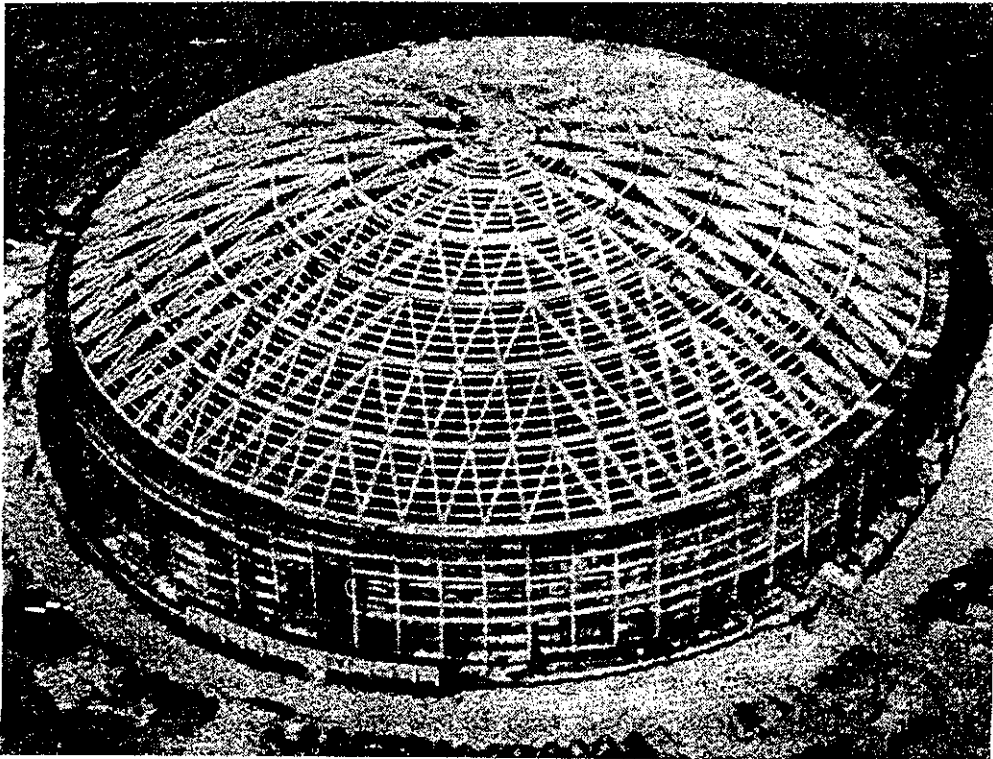


sao được sử dụng nhiều hơn cả. Hình 2.36 là hai sân vận động dùng mái cupôn lưới: hình 2.36a – cupôn đường kính 61 m, cao 20 m, xây dựng tại Nga; hình 2.36b – cupôn đường kính 195,5 m, cao 28 m, xây dựng tại Mỹ.

a)



b)



Hình 2.36. Mái cupôn lưới của sân vận động ở Nga và Mỹ

§2.4. HỆ KẾT CẤU 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 phần tử chịu kéo, thường làm bằng dây cáp xoắn ốc bền từ các sợi thép cường độ cao ($f_u = 120 \div 140 \text{ kN/cm}^2$).

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 tương đối nhỏ. Với dạng kết cấu này, chúng vượt được nhịp lớn, 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 giàn giáo. Hệ kết cấu mái dây được treo vào kết cấu gối cứng là các giàn, 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 như vậy bởi vì mô đun đàn hồi của cáp thấp $E = (1,5 \div 1,8)10^6 \text{ daN/cm}^2$ nhỏ hơn của 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 CT38 vài lần.

Một đặc điểm khác của kết cấu mái dây là có tính biến hình lớn, nhất là hệ kết cấu một lớp dây. 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.

Hai đặc điểm trên 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 dây hình yên ngựa, hệ hỗn hợp, vỏ mỏng.

2. KẾT CẤU MÁI DÂY MỘT LỚP

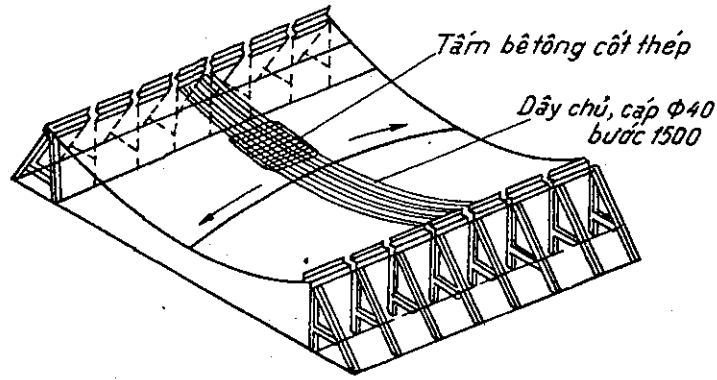
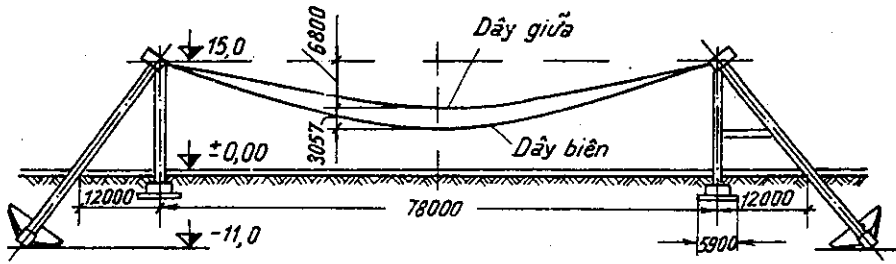
Đối với các công trình nhịp lớn như gara, hănga, nhà triển lãm, nhà thi đấu, sân vận động... có thể dùng kết cấu mái dây một lớp. Các công trình này thường có mặt bằng chữ nhật, tròn, bầu dục, elip.

Kết cấu dây một lớp có thể vượt được nhịp lớn vào khoảng 70 ÷ 100 m. Các dây được neo chắc vào hệ gối cứng, vành cứng.

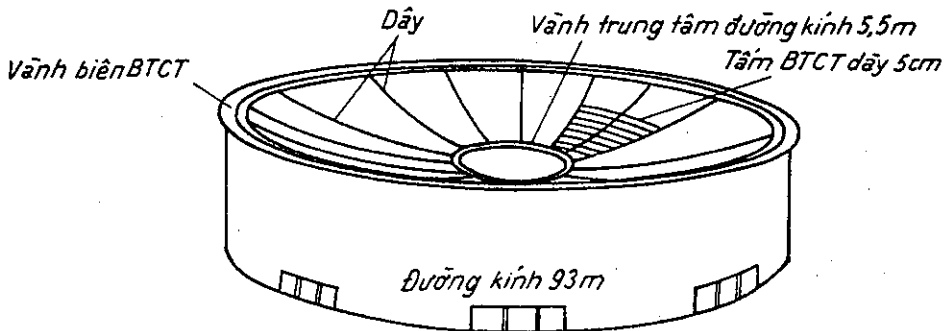
Kết cấu mái dây một lớp thường có hai loại là dây mềm bằng cáp và dây cứng bằng thép hình.

2.1. Hệ một lớp dây mềm

Hệ một lớp dây mềm thường dùng cho các kết cấu mái có mặt bằng chữ nhật như hình 2.37 và mặt bằng tròn như hình 2.38.



Hình 2.37. Sơ đồ kết cấu mái dây một lớp ở Kraxnoyaxrk



Hình 2.38. Sơ đồ kết cấu mái dây một lớp của sân vận động ở Montebydeo

Với mặt bằng mái chữ nhật, kết cấu của hệ gồm các dây chịu lực rải đều, neo chắc 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 mái tròn, kết cấu của hệ gồm các dây chịu lực đặt hướng tâm neo vào vành biên và vành 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 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.

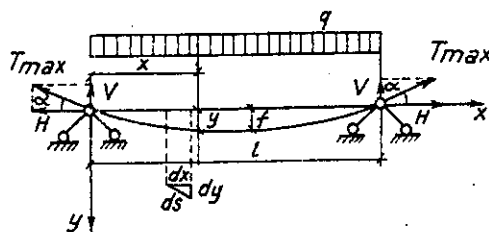
Việc tính toán dây mềm được tiến hành cho các trường hợp sau:

a) Dây mềm không dẫn

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 dẫn. 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 $f/l = 1/20$ 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 2.39.



Hình 2.39. 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 2.39) là:

$$M_x - Hy = 0, \text{ từ đó có } y = \frac{M_x}{H}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \frac{dM_x}{dx} = \frac{V_x}{H},$$

trong đó: M_x, V_x – hàm mômen, lực cắt xác định như dầm đơn giản.

Từ H và V_x ta có lực kéo trong dây tại tiết diện x là:

$$T_x = \sqrt{V_x^2 + H^2} \quad (2.31)$$

Tại gối có $V_{x\max} = V$ và lực kéo lớn nhất trong dây

$$T_{\max} = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (2.32)$$

Với tải phân bố đều q ta có:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}; \quad V = V_{x\max} = \frac{ql}{2}$$

Từ điều kiện cân bằng ta được:

$$H = \frac{M_{\max}}{f} = \frac{ql^2}{8f} \quad (2.33)$$

Gọi α là góc nghiêng của T_{\max} với phương ngang (góc dốc của dây tại gối) ta có:

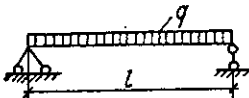
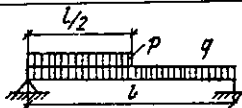
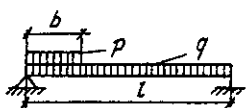
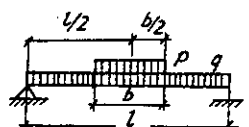
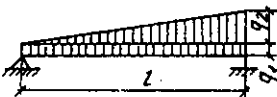
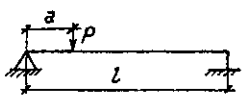
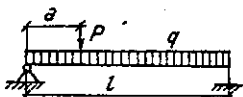
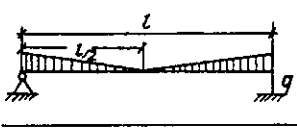
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{V}{H} = \frac{ql}{2} \frac{8f}{ql^2} = \frac{4f}{l} \quad (2.34)$$

Trên dây xác định nội lực dây T_{\max}, T_x cũng như phản lực ngang ở gối tựa H theo mũi tên vòng f của dây. Song chúng ta 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 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:

$$\begin{aligned} l_d &= \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \approx \int_0^l \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{V_x}{H}\right)^2 - \frac{1}{8} \left(\frac{V_x}{H}\right)^4 + \dots \right] dx \approx \\ &\approx 1 + \frac{1}{2H^2} \int_0^l V_x^2 dx \quad (2.35) \end{aligned}$$

Bảng 2.2. Đặc trưng tải trọng D

TT	Sơ đồ tải trọng	Giá trị D
1		$\frac{q^2 l^3}{12}$
2		$\frac{q^2 l^3}{12} (1 + \gamma + \frac{5}{16} \gamma^2)$
3		$\frac{q^2 l^3}{12} [1 + (4 - 3\beta)\beta^3 \gamma^2 + (6 - 4\beta)\beta^2 \gamma]$
4		$\frac{q^2 l^3}{12} [1 + (3 - 2\beta)\beta^2 \gamma^2 + (3 - \beta^2)\beta \gamma]$
5		$(\frac{q_1^2 + q_1 q_2 + q_2^2}{12} + \frac{q_2^2}{45}) l^3$
6		$\frac{P(l-a)a}{l}$
7		$\frac{q^2 l^3}{12} [12\alpha \gamma_1 (1 - \alpha)(1 - \gamma_1) + 1]$
8		$\frac{q^2 l^3}{80}$

Chú dẫn: $\gamma = \frac{p}{q}$; $\beta = \frac{b}{l}$; $\gamma_1 = \frac{P}{ql}$; $\alpha = \frac{a}{l}$



Đặt $D = \int_0^l V_x^2 dx$, gọi là đặc trưng tải trọng. Thay D vào phương trình trên rút ra được phản lực H theo l_d :

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(l_d - 1)}} \quad (2.36)$$

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:

$$H = \frac{1D}{l_d^2} \text{ hoặc } H = \frac{\sqrt{31D}}{4f} \quad (2.37)$$

trong đó: D như công thức trên hoặc $D = \int_0^l M_x q_x dx$.

Từ hai biểu thức tính H ở công thức (2.37) rút ra biểu thức xác định l_d theo f :

$$l_d = \sqrt{l^2 + \frac{16f^2}{3}} = l\sqrt{1 + \frac{16f^2}{3l^2}} \approx l\left(1 + \frac{8f^2}{3l^2}\right) \quad (2.38)$$

b) 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):

$$H^3 + \frac{8EA}{3n_o^2 m^3} H^2 = \frac{DEA}{2lm^3}, \quad (2.39)$$

trong đó: $n_o = fl$;

$$m = l_d l;$$

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 võng f và dưới tác dụng của tải trọng (chưa có p) dây có phản lực ngang H_o , khi chịu tải $g + p$ phản lực ngang H được xác định từ phương trình:

$$H^3 + \left(\frac{EAD_o}{2lH_o^2} - H_o \right) H^2 = \frac{EAD}{2l} \quad (2.40)$$

trong đó: $D_o = \int_0^l V_{0x}^2 dx$ – 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_o – xác định theo công thức (2.33).

Độ võng của dây:

Do dây đàn hồi nên chịu tải trọng q dây dãn dài làm cho mũi tên võng f tăng thêm Δf như hình 2.40. Δf phụ thuộc vào sơ đồ và trị số của q . Với q phân bố đều ta có:

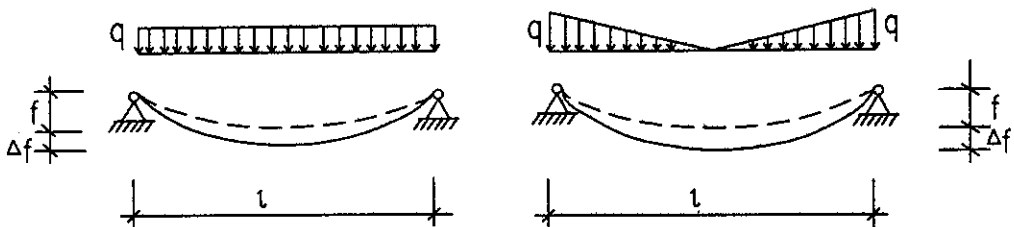
$$\Delta f = \frac{3m^2 q l^4}{128 E A f^2} \tag{2.41}$$

trong đó: $m = \frac{l_d}{l} = 1 + \frac{8(f/l)^2}{3}$

Với tải phân bố tam giác như hình 2.40 ta có:

$$\Delta f = \frac{5m^2 q l^4}{864 E A f^2} \tag{2.42}$$

trong đó: $m = \frac{l_d}{l} = 1 + \frac{18(f/l)^2}{5}$



Hình 2.40. Sơ đồ biến dạng của dây đàn hồi

a) Tải phân bố đều; b) Tải phân bố tam giác.

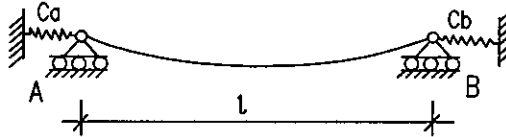
c) Dây mềm đàn hồi trên các gối mềm

Xét sơ đồ dây như hình 2.41, 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:

$$H_1^4 \left(\frac{4lm^3}{EAH} + \frac{D}{H^4} \right) - H_1^3 \left(\frac{4lm^3}{EA} + 4C \right) + D = 0 \tag{2.43}$$

trong đó: $C = C_a + C_b$;

H – xác định theo trường hợp dây mềm đàn hồi trên gối cố định.



Hình 2.41. Sơ đồ tính dây mềm đàn hồi trên các gối mềm

d) 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_o làm cho dây dãn dài bảo đảm liên kết được dây vào hai gối. Như vậy khi làm việc, dây chịu đồng thời N_o và tải trọng, thành phần phản lực ngang H tại gối được xác định từ phương trình sau:

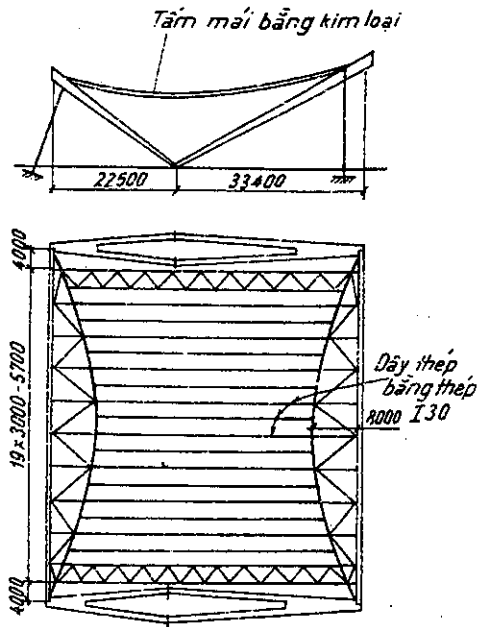
$$H^3 - N_o H^2 = \frac{DEA}{2l} \tag{2.44}$$

Trường hợp riêng khi $l_d = l$ có $N_o = 0$;

$m = \frac{l_d}{l} = 1$ và $n_o = \infty$ thay vào

(2.44) được:

$$H = \sqrt[3]{\frac{DEA}{2l}} \tag{2.45}$$



Hình 2.42. Hệ một lớp dây cứng (một nhà hàng ở Yalta)

2.2. Hệ một lớp dây cứng

Hệ kết cấu này gồm các dây cứng bằng thép hình tiết diện dạng chữ I, chúng được cố định vào hai gối cứng ở hai đầu. Các gối cứng này là các giàn 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 truyền vào. Ví dụ như hình 2.42.

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 gậy 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:

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:

$$\frac{4A}{15m_1 I} f_s^3 + \left(1 - \frac{4A}{15lm_1} f^2 + \frac{H_0 l^2}{10EI}\right) f_s = \frac{(g + p)l^4}{80EI} + f$$

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;

I - mômen quán tính của tiết diện dây tính với trục uốn.

Phản lực ngang lớn nhất khi dây chịu $(g + p)$ là:

$$H = \frac{8EA}{3l^2 m_1} (f_s + f) \Delta_f + H_0 \tag{2.46}$$

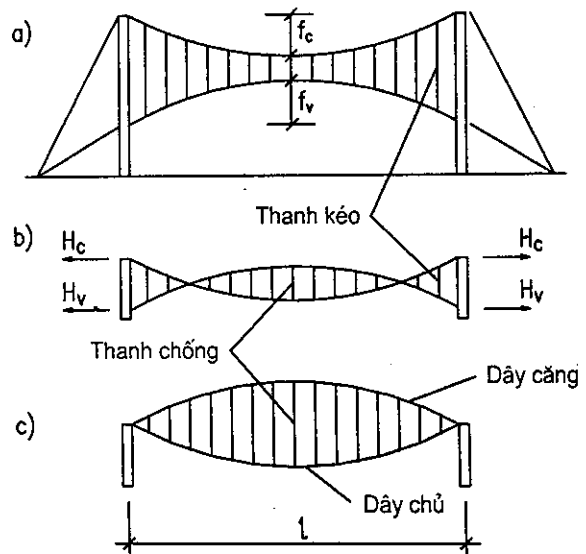
và mômen uốn lớn nhất trong dây là:

$$M = \frac{(g + p)^2}{8} - Hf_s \tag{2.47}$$

3. KẾT CẤU MÁI DÂY HAI LỚP

Kết cấu của hệ dây hai lớp như hình 2.43 và hình 2.44. Lớp dây võng xuống là lớp dây chịu lực, gọi là lớp dây chủ. Lớp dây võng lên là lớp dây căng, còn gọi là lớp dây ổn định. Liên hệ giữa hai lớp dây là các thanh chống cứng chịu nén với sơ đồ hình 2.43b,c hoặc là các thanh kéo với sơ đồ hình 2.43a,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



Hình 2.43. Sơ đồ kết cấu hệ dây hai lớp

được tải trọng đổi chiều. 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_o . Với mác 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:

$$H_c = \frac{gl^2}{8f_c} \quad (2.48)$$

Trường hợp mác 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:

$$H_c = \frac{gl^2}{24f_c} \quad (2.49)$$

Ở giai đoạn căng trước, lực căng trước trong dây căng T_o gây ra lực ngang tại gối là:

$$H_{ov} = T_o \cos \alpha \quad (2.50)$$

trong đó α = 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_o và có:

$$q_o = \frac{8H_{ov}f_v}{l^2} = \frac{8T_o f_v \cos \alpha}{l^2} \quad (2.51)$$

Dưới tác dụng của q_o dây chủ có thành phần lực ngang H_{oc} tại gối là:

$$H_{oc} = \frac{q_o l^2}{8f_c} = \frac{H_{ov} f_v}{f_c} \quad (2.52)$$

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 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 α_1 giữa chúng:

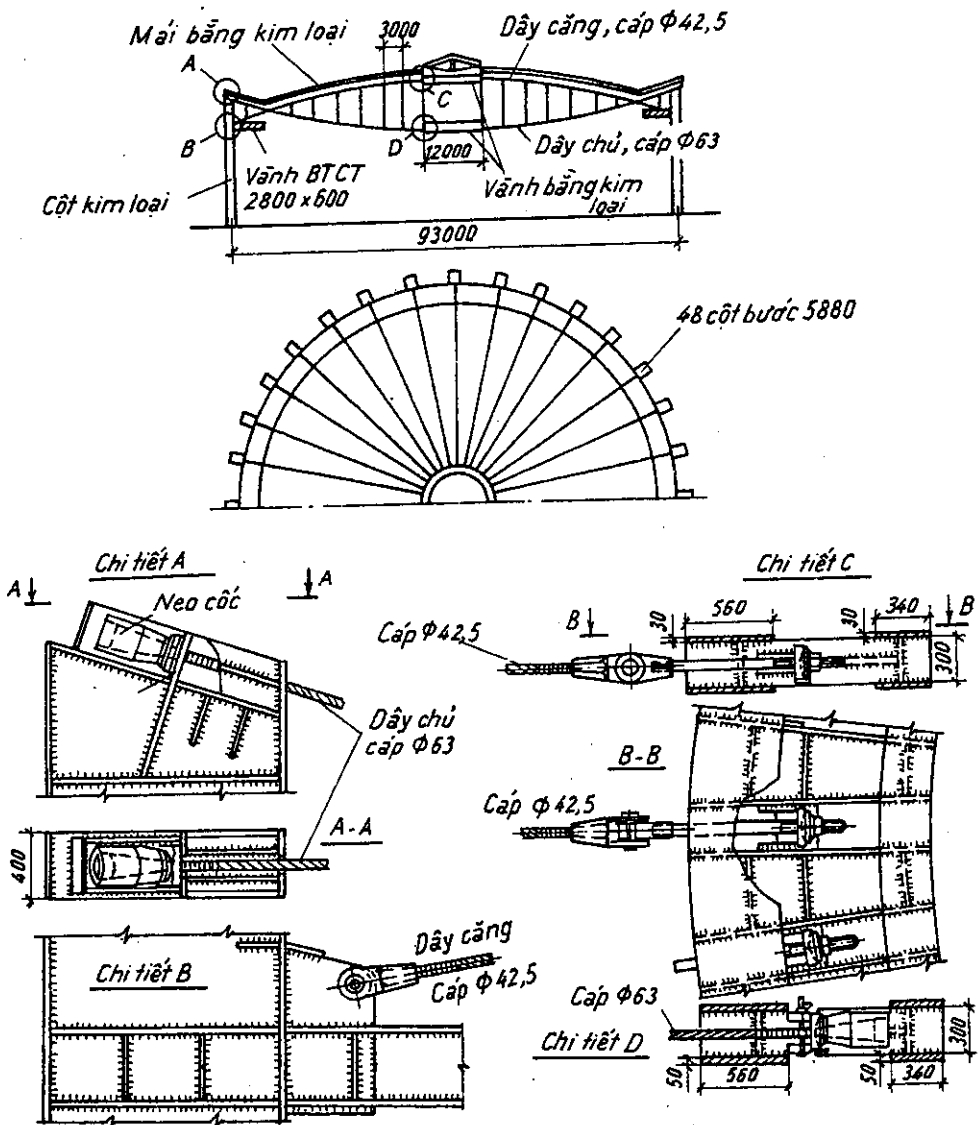
$$p_c = \frac{p}{1 + \alpha_1}; \quad p_v = p - p_c \quad (2.53)$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{f_v}{f_c}\right)^2 \left(\frac{m_c}{\bar{m}_v}\right)^2 \frac{A_v}{A_c} \tag{2.54}$$

$$m_c = \frac{l_{dc}}{l}; \quad m_v = \frac{l_{dv}}{l} \tag{2.55}$$

Với tải phân bố đều ta có:

$$m_c = 1 + \frac{8f_c^2}{3l^2}; \quad m_v = 1 + \frac{8f_v^2}{3l^2} \tag{2.56}$$



Hình 2.44. Kết cấu dây hai lớp của mái sân vận động Yubileinui ở Nga

Tải p_v gây nên nội lực nén trong dây căng, do vậy để dây căng luôn có nội lực kéo ta lấy:

$$q_o = 1,2p_v \quad (2.57)$$

Lớp dây căng được tính toán với tải:

$$q_v = q_o = 1,2p_v \quad (2.58)$$

Tải p_c làm căng thêm dây chủ và tổng tải trọng tác dụng vào nó là:

$$q_c = q_o + p_c = 1,2p_v + p - p_v = p + 0,2p_v = \left[1 + \frac{0,2\alpha_1}{1 + \alpha_1} \right] p \quad (2.59)$$

Như vậy tải trọng tăng thêm cho dây chủ do ứng suất trước là nhỏ, cũng có nghĩa là ứng suất trước không 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:

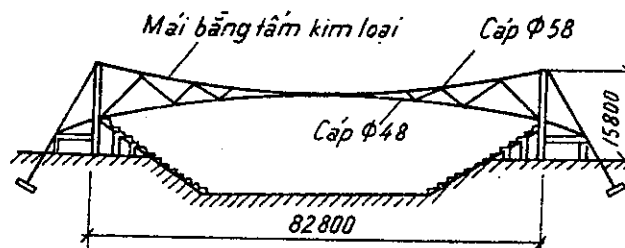
$$\Delta_f \approx \beta \frac{p}{1 + \alpha_1} \cdot \frac{l^4 m_c}{EA_c f_c^2} \quad (2.60)$$

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 GIÀN DÂY

Giàn dây cáp là hệ kết cấu dây hai lớp cải tiến, có sơ đồ như hình 2.45. Các thanh cánh của giàn dây là dây chủ và dây căng như hệ hai lớp dây. Liên hệ giữa hai lớp dây này là các dây xiên tạo thành hệ thanh bụng tam giác.



Hình 2.45. Kết cấu dàn dây của mái sân vận động mùa đông ở Stockholm

Để hệ kết cấu này làm việc như giàn, cần phải căng trước tạo cho tất cả các thanh của giàn luôn có nội lực kéo dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào của hệ.

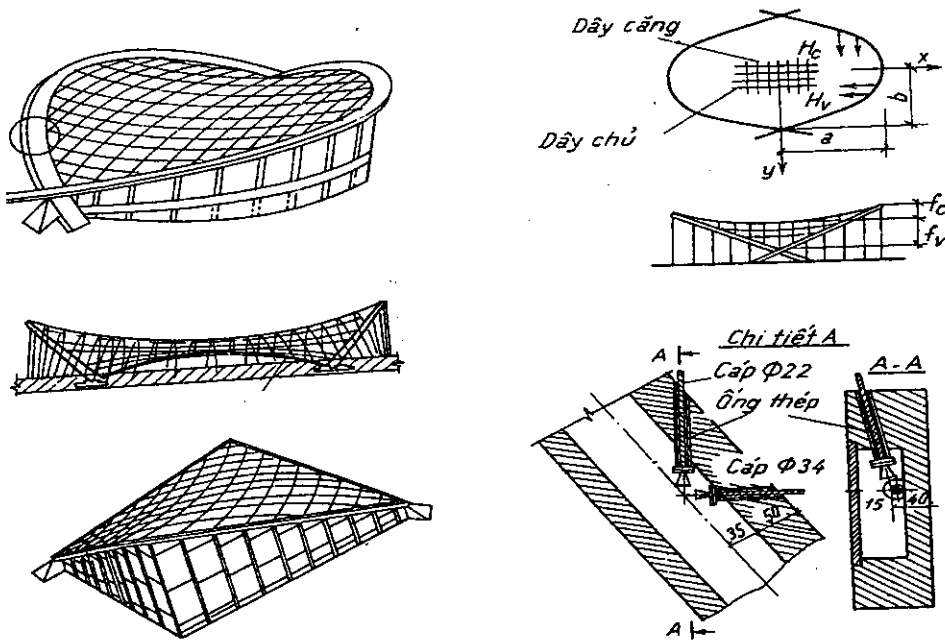
Kết cấu giàn dây làm cho hệ có độ cứng lớn, có độ ổn định hình dạng cao.

Việc tính toán giàn dây có thể tính gần đúng với giả thiết hệ có chuyển vị nhỏ và tính như kết cấu giàn 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. 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 giàn (đoạn dây giữa hai nút).

5. KẾT CẤU MÁI DÂY HÌNH YÊN NGỰA

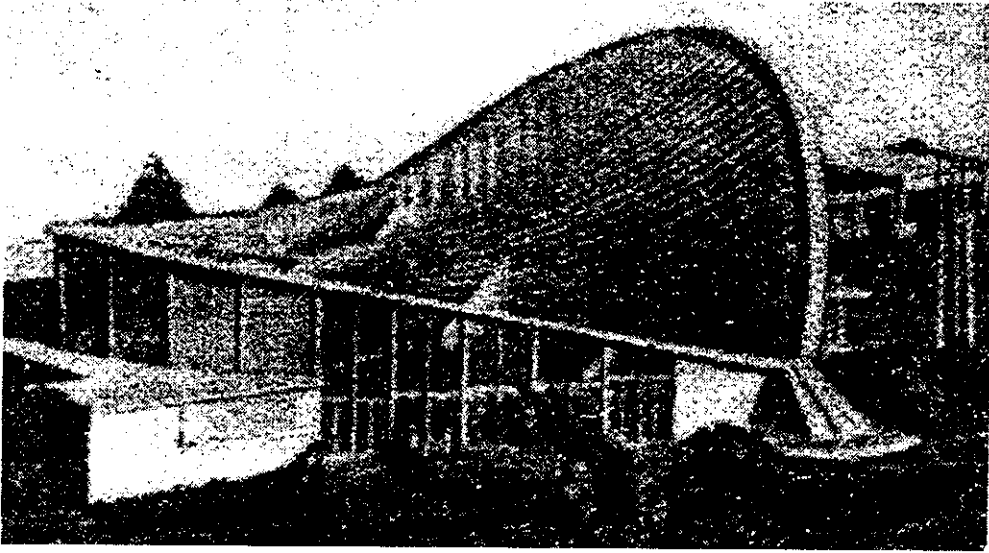
Kết cấu dây hình yên ngựa là hệ kết cấu không gian tạo nên từ hai lớp dây trực giao, neo chắc vào gối cứng là các vành biên hoặc dầm biên. Hai lớp dây này cũng gồm một lớp dây chủ (dây võng xuống) là dây chịu lực và một lớp dây căng (dây võng lên) như hình 2.46 và hình 2.47. Lớp dây căng đặt trực tiếp trên lớp dây chủ và được căng trước.



Hình 2.46. Một số sơ đồ kết cấu mái dây hình yên ngựa

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, mái dây hình yên ngựa khi lợp các tấm mái cứng, các tấm mái này được liên kết cứng với nhau thành một vỏ, đồng thời có thể tạo nên một vỏ ứng suất trước.



Hình 2.47. Mái dây hình yên ngựa, nhà hát tạp kỹ Kharkov.

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.

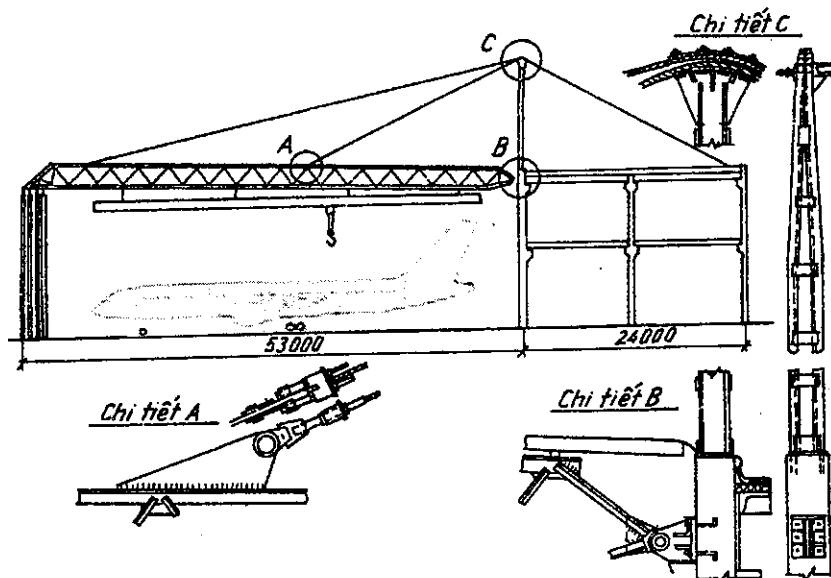
Việc tính toán chính xác hệ dưới này rất phức tạp: tại mỗi nút của hệ có hai ẩn số là chuyển vị và lực tiếp xúc giữa dây chủ và dây căng, tại mỗi thanh (đoạn dây giữa hai nút) có hai ẩn số là độ dãn và số gia lực căng, như vậy hệ có n nút và m thanh thì có $2(n + m)$ ẩn số.

6. KẾT CẤU HỖN HỢP DÂY VÀ THANH

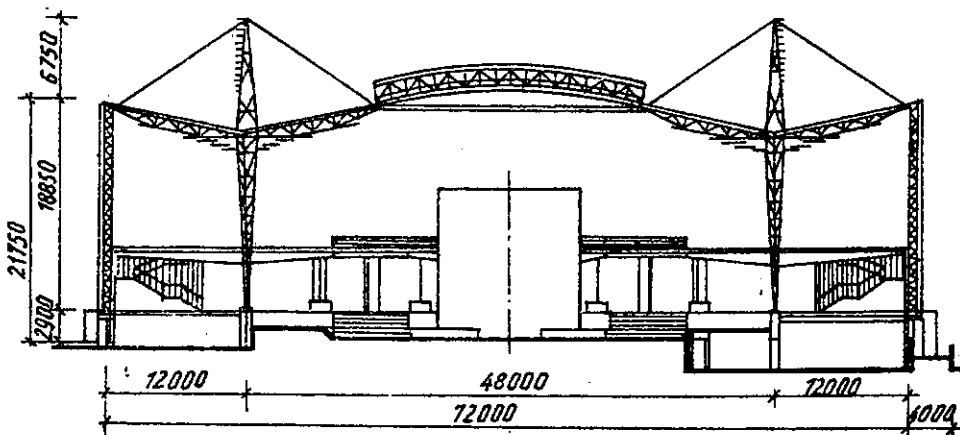
Hệ kết cấu hỗn hợp dây và thanh là hệ kết cấu gồm có các xà (giàn, dầm) côngxon và các dây cáp treo các xà này. Các dây cáp được liên kết chắc vào xà, kéo vượt qua đỉnh cột trụ, neo vào các kết cấu ở các phòng phụ trợ (không phải làm các kết cấu neo đặc biệt) như hình 2.48 và hình 2.49.

Kết cấu dạng này được sử dụng nhiều cho các công trình hăngga, nhà triển lãm...

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 2.48 có thể cải tạo kéo dài công trình không cần xây dựng lại kết cấu phần công trình cũ.



Hình 2.48. Sơ đồ và chi tiết kết cấu mái hăng

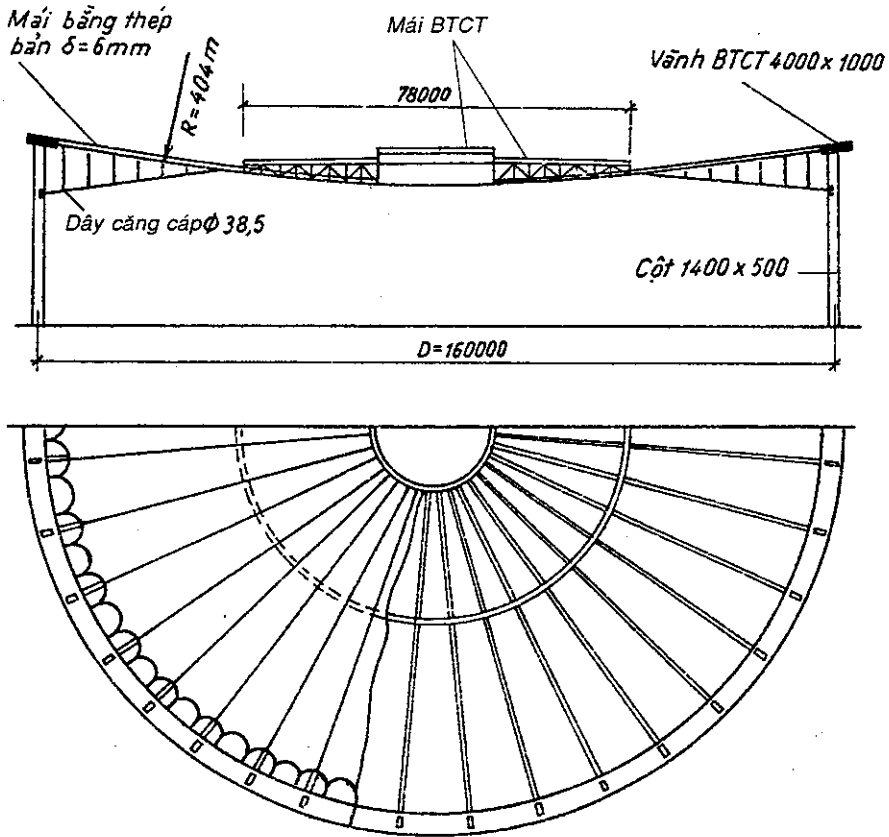


Hình 2.49. Một nhà triển lãm tại triển lãm thế giới năm 1985 ở Brussels

7. MÁI TREO VỎ MỎNG

Hệ chịu lực của mái treo có thể là vỏ mỏng bằng các tấm kim loại. Ví dụ như hệ kết cấu ở hình 2.50: Vỏ được tạo bởi các bản thép dày 6 mm hàn với nhau; vỏ được liên kết vào vành biên bê tông cốt thép tiết diện 4000 x 1000 mm, vành này tựa trên hệ thống cột bê tông cốt thép tiết diện 1400 x 500 mm; ở đây kết cấu vỏ chịu kéo, được tăng cường theo nguyên lý của hệ dây hai lớp; vỏ (ứng với thanh phần lực kéo hướng tâm) tương tự như lớp dây chủ; ở vùng giữa là các giàn hướng tâm đặt trên vỏ, trên các giàn 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 giàn hướng tâm xuống cột; liên hệ giữa lớp dây phụ và vỏ là các thanh đứng. Với hệ kết cấu như vậy đã tạo cho công trình chịu lực tốt, nhất là khi chịu gió bấc, làm cho công trình có khả năng ổn định cao, hạn chế được biến dạng quá mức của vỏ mỏng khi chịu tải không đều; đồng thời đã tạo điều kiện thuận lợi cho việc thoát nước mái.



Hình 2.50. Thiết kế mái vỏ thép nhà thể thao đa năng ở Nga.

Chương 3

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 Moxkva (1971), uỷ ban quốc tế về nhà cao tầng đã 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 như sau:

a) Phân loại theo chức năng sử dụng

Nhà cao tầng có thể thuộc nhóm 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 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 hệ thanh (khung, giằng);
- Nhà có kết cấu chịu lực chính là các tấm tường, vách;
- Nhà có kết cấu chịu lực chính là hệ kết hợp: tường, khung, lõi cứng cùng tồn tại và làm việc.

Tuỳ theo chiều cao, sơ đồ và cách bố trí kết cấu chịu lực mà vật liệu kết cấu của nhà có thể là bê tông cốt thép, là thép, là vật liệu hỗn hợp thép–bê tông hoặc là hệ liên 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 chung cư.
- Nhà cao tầng xây dựng cá biệt, đơn chiếc: cao ốc văn phòng, siêu thị,...

Việc phân loại trên đây chỉ mang tính tương đối theo một mặt, một mục đích nào đó. Do vậy, một công trình cụ thể có thể được gọi tên theo nhiều cách, ví dụ như: chung cư 22 tầng, thi công hàng loạt; bệnh viện cao tầng, khung chịu lực; nhà làm việc, kết cấu liên hợp lõi hộp; cao ốc văn phòng, 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 trọng lượng 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 vùng ở nước ta nền đất thường rất yếu hoặc điều kiện địa chất khá phức tạp). Vì vậy đa số các công trình đều dùng giải pháp móng sâu (móng cọc đóng, móng cọc khoan nhồi, cọc baret...) để truyền các tải trọng từ trên xuống các tầng đất tốt hoặc đá gốc ở sâu bên dưới mặt đất.
- 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 kết cấu, độ cứng cấu kiện, tỷ lệ các kích thước hình học của toà nhà có ảnh hưởng 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 toà nhà đang khảo sát. Để giảm các dao động này.

thì không chỉ tìm cách giảm nhiều nhất khối lượng tham gia dao động (dùng vật liệu có cường độ cao để làm kết cấu chịu lực, dùng vật liệu nhẹ để làm kết cấu bao che...), mà còn cần phải tìm cách phân bố khối lượng hợp lý dọc theo chiều cao nhà.

- ♦ Do mặt bằng của công trình bé, hướng thi công chủ yếu theo chiều cao, nên điều kiện thi công phức tạp; quy trình thi công cần phải nghiêm ngặt và yêu cầu độ chính xác cao (các quy định về tim, cốt, dẫn hướng, thẳng bằng... đều rất khó khăn). Vì vậy, yêu cầu về trình độ kỹ thuật, máy móc thiết bị, quy trình kỹ thuật và tổ chức thi công đều đòi hỏi cao hơn, đặc biệt hơn so với 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 thoả mãn được đầy đủ các yếu tố kỹ thuật và công năng là công việc khó khăn đòi hỏi sự cộng tác chặt chẽ ngay từ khi chọn giải pháp ban đầu của các chuyên gia 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

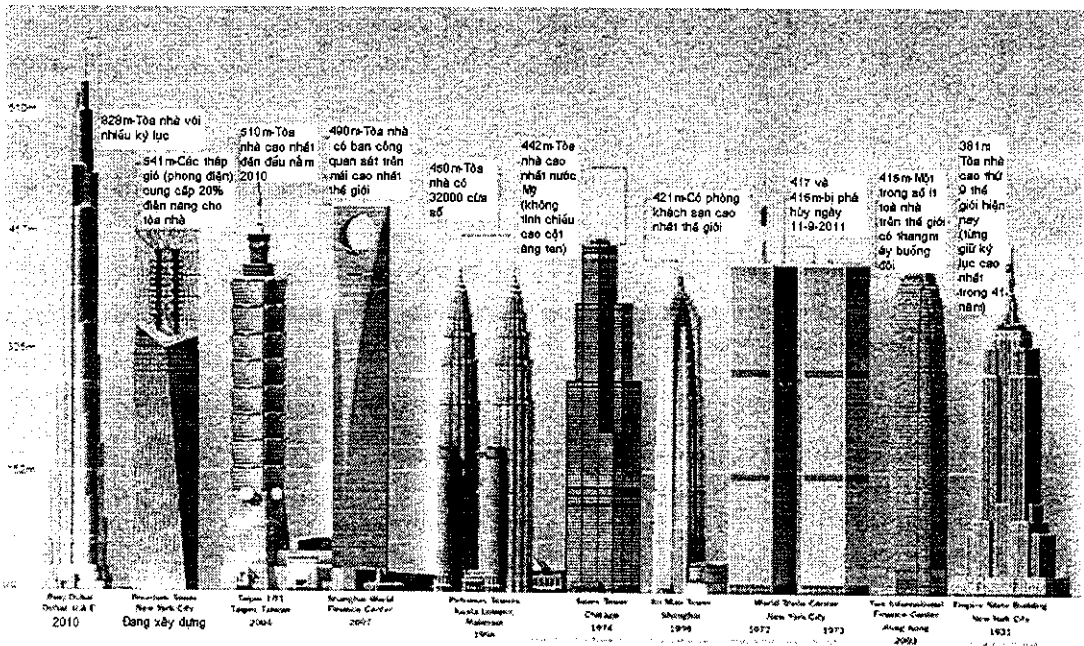
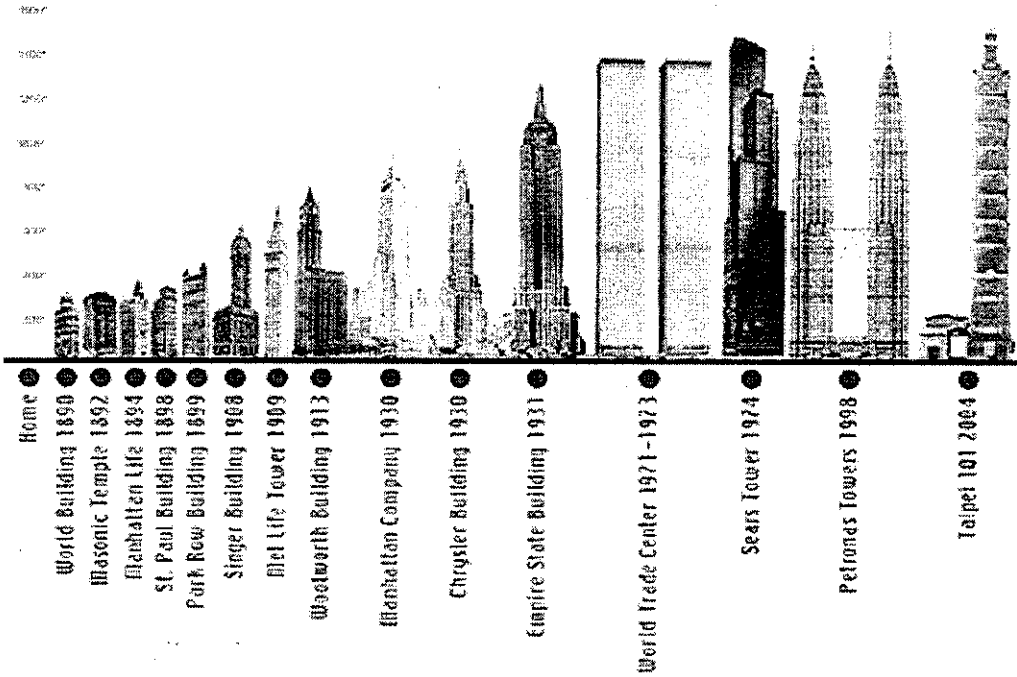
Hình 3.1 giới thiệu sơ lược lịch sử phát triển nhà cao tầng trên thế giới và một số toà nhà nổi tiếng. Trong một hội nghị quốc tế họp tại Hồng Kông (1990) các nhà chuyên môn đã thống kê 100 ngôi nhà cao nhất, toà nhà được xếp thứ 100 cũng có chiều cao trên 50 tầng.

Trước đây, đa số các nhà cao tầng nổi tiếng đều được xây dựng ở Mỹ. Tuy nhiên, thời gian gần đây các nhà cao tầng và kỷ lục về nhà chọc trời đang được chuyển dần sang châu Á:

- ♦ Tại Nhật Bản, nước có khá nhiều các trận động đất mạnh, nhưng cũng đã xây dựng khá nhiều nhà cao tầng: Landmark cao 296 m (70 tầng + 3 tầng hầm); Trụ sở hội đồng thành phố Tokyo cao 243 m (1991);
- ♦ Tại Thái Lan, Metropolis International cao 343 m, 96 tầng (1996).
- ♦ Tại Trung Quốc: Toà nhà Bank of China Tower (1989) cao 368 m với 77 tầng; Central Plaza cao 374 m với 78 tầng; Trung tâm thương mại quốc tế ở Bắc Kinh cao 160 m; toà nhà Chongqing Tower cao 457m (114 tầng) ở Trùng Khánh, Shanghai World Finance Center 490 m...
- ♦ Tại thủ đô Kuala Lumpur của Malayxia, năm 1998 đã hoàn thành toà nhà "Song sinh" – Petronas Tower, cao 452 m, với 88 tầng.



- ♦ Tại Đài Loan, tháp Taipei 101, cao 448 m, 101 tầng, đỉnh 509 m (2004).
- ♦ Tại Dubai Cộng hoà các Tiểu Vương quốc Ả Rập thống nhất, ngày 04-1-2010 đã khánh thành toà nhà Buji Khalifa cao nhất thế giới, 828 m (168 tầng) với rất nhiều kỷ lục (diện tích sử dụng 526 000 m², sức chứa cùng lúc 25000 người, 1004 căn hộ, khách sạn, thư viện, 4 bể bơi...).



Hình 3.1. Một số nhà cao tầng nổi tiếng trên thế giới

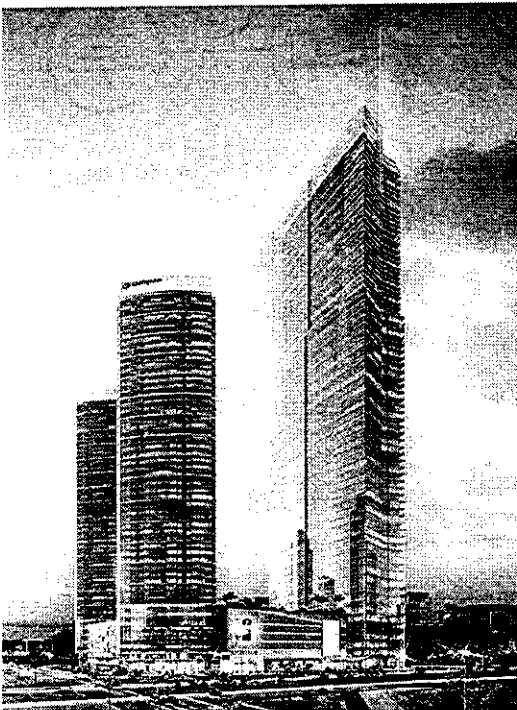


Ở nước ta, nhà cao tầng được xây dựng chủ yếu vào khoảng sau 1995 và phát triển rất nhanh trong những năm gần đây; có khá nhiều nhà cao 20 + 30 tầng đã và đang được xây dựng:

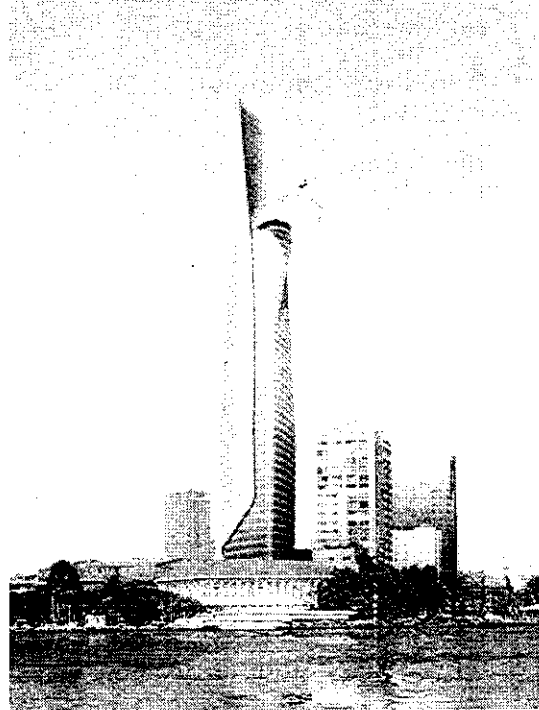
- Tại Hà Nội: Khách sạn Daewoo 15 tầng, Hanoi Tower (trên nền nhà tù Hoả Lò cũ) 26 tầng; M3-M4 Nguyễn Chí Thanh 25 tầng; chung cư The Manor 27 tầng; Vimexco 25 tầng; tháp 25 Láng Hạ 25 tầng; chung cư Trung Hoà-Nhân Chính 34 tầng; Habico Tower 36 tầng;...

Hà Nội hiện đang xây dựng những toà nhà cao nhất nước ta: sắp hoàn thành ba toà tháp Keang Nam (hình 3.2), với 1 tháp 75 tầng dành cho dịch vụ văn phòng và 2 tháp 50 tầng dành cho chung cư; đang khởi công xây dựng Hanoi City Complex Liễu Giai 65 tầng; Land Mark Tower, Bắc An Khánh 75 tầng; Vietin Bank 68 tầng...

- Tại thành phố Hồ Chí Minh: Lavico Hotel 33 tầng (2005); Toà tháp hình búp sen Bitexco Financial Tower (hình 3.3; xây dựng từ tháng 4-2005 đến tháng 10-2010) cao 262 m (68 tầng), móng bè bê tông cốt thép dày 4 m, cọc nhồi đường kính 1,5 m, sâu 75 m, có sân đỗ trực thăng ở tầng 50;...



Hình 3.2. Ba toà tháp Keangnam, TP Hà Nội



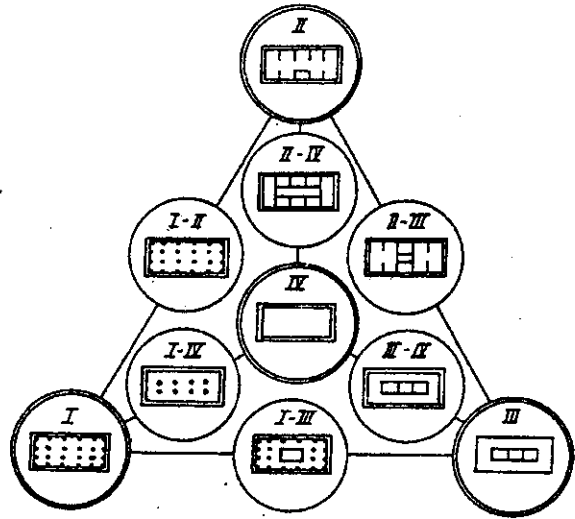
Hình 3.3. Toà nhà tháp Bitexco, TP HCM

§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 tấm phẳng:** vách cứng dạng tường (tấm tường bê tông cốt thép đặc hoặc có lỗ); vách dạng giàn tạo thành từ các cột và dầm khung kết hợp với các thanh xiên; các tấm sàn phẳng hoặc tấm có sườn.
- **Cấu kiện không gian:** lõi, hoặc hộp tạo thành từ các tấm tường hoặc hệ lưới thanh không gian được ghép lại từ các giàn phẳng.



Hình 3.4. Các hệ kết cấu chịu lực cơ bản

Tùy thuộc vào cách tổ hợp cấu kiện chịu lực trong một công trình, có thể phân chia hệ kết cấu chịu lực thành hai nhóm (hình 3.4):

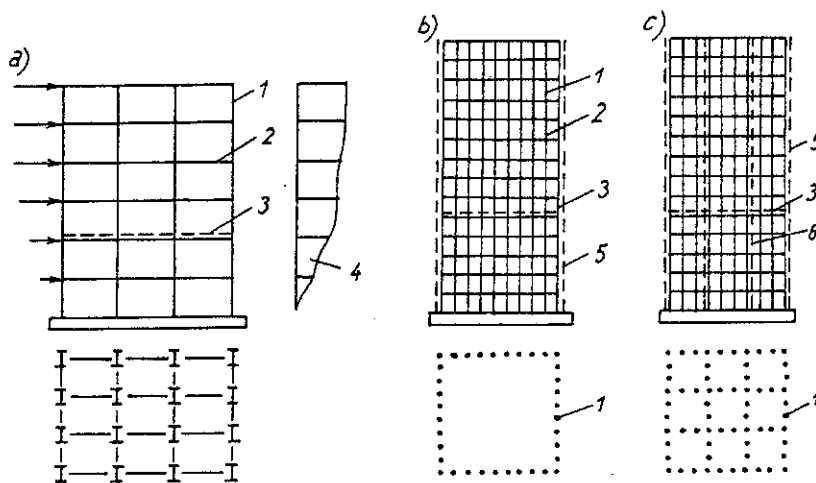
- ♦ Nhóm các hệ kết cấu chỉ bao gồm một loại cấu kiện chịu lực cơ bản: hệ thanh (I), hệ vách cứng (II), hệ lõi (III), hệ hộp (IV).
- ♦ Nhóm các hệ kết cấu được tổ hợp từ hai hoặc nhiều loại cấu kiện chịu lực cơ bản: hệ khung – vách, khung – lõi, khung – hộp, hệ vách – lõi, hệ lõi – hộp...

Trong nhà cao tầng, khi có sự hiện diện của các khung thì tùy theo cách làm việc của các cột khung mà hệ kết cấu chịu lực của nhà được phân chia thành các loại sơ đồ chịu lực: sơ đồ khung, sơ đồ giằng và sơ đồ kết hợp khung – giằng.

2. SƠ ĐỒ KHUNG CHỊU LỰC

Trong sơ đồ này chỉ có sự hiện diện của khung; các khung ngang và dọc liên kết với nhau tạo thành một khung không gian (hình 3.5). Mặt bằng kết cấu của hệ có thể là vuông, chữ nhật, đa giác hoặc mặt bằng tròn, elip, ... Khung và các cấu kiện của nó

cần đủ cứng để truyền mọi tải trọng (cả tải trọng đứng và tải trọng ngang) xuống móng. Để bảo đảm độ cứng tổng thể cho công trình, các nút khung phải là nút cứng.



Hình 3.5. 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 ngăn;

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 các loại tải trọng, các cấu kiện cột và dầm khung vừa chịu uốn, chịu cắt vừa chịu lực trục (nén hoặc kéo). Khả năng chịu tải của công trình bị ảnh hưởng nhiều bởi cấu tạo của các nút khung và tỷ lệ độ cứng của các phần tử thanh (dầm và cột) cùng tụ vào một nút.

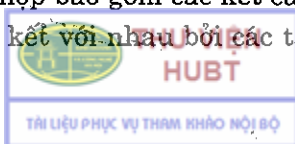
Về tổng thể, chuyển vị ngang của một khung có nút cứng (hình 3.6a) bao gồm hai thành phần:

- Chuyển vị ngang do uốn tổng thể khung, giống như chuyển vị của một thanh côngxôn thẳng đứng (hình 3.6b), tỷ lệ này chiếm khoảng 20%.
- Chuyển vị ngang do biến dạng uốn các thanh thành phần (hình 3.6c), chiếm tỷ lệ khoảng 80% (trong đó do biến dạng dầm khoảng 65%; do biến dạng cột khoảng 15%). Hình 3.6d là khuếch đại biến dạng một ô của khung cứng.

Hệ khung thường có độ cứng ngang bé (nghĩa là có chuyển vị ngang lớn), do vậy khả năng chịu tải ngang không lớn. Thông thường, khi lưới cột được bố trí đều đặn trên mặt bằng với ô lưới vào khoảng $6 \div 9$ m, chỉ nên áp dụng sơ đồ kết cấu hệ khung cho các công trình dưới 30 tầng.

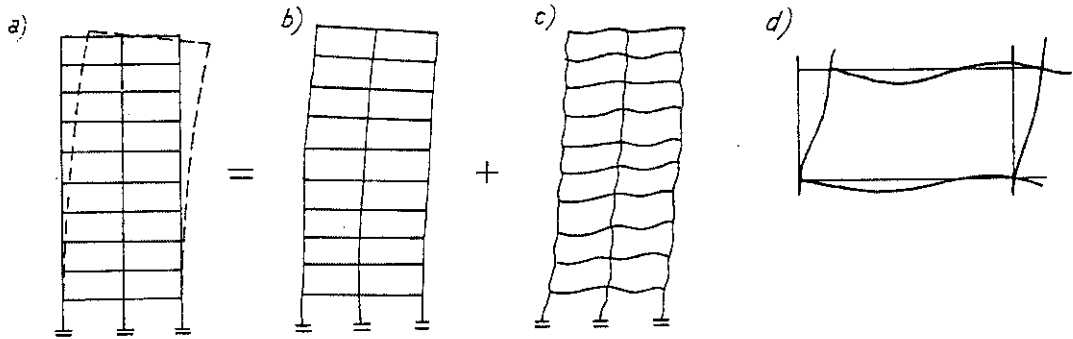
3. SƠ ĐỒ GIẪNG

Là sơ đồ chịu lực của hệ hỗn hợp bao gồm các kết cấu cứng theo phương thẳng đứng và các cột hai đầu khớp, liên kết với nhau bởi các tấm sàn tầng (hình 3.7). Kết cấu



cứng theo phương đứng có thể là các vách tường bằng bê tông cốt thép (dạng đặc hoặc có lỗ cửa), các vách đứng dạng giàn (do các cột, dầm khung được liên kết cứng với các thanh giằng chéo), hoặc kết hợp các vách đứng này lại thành hệ không gian (lõi, hộp).

Trong sơ đồ giằng, đầu cột (nút của khung) thường có cấu tạo khớp (các cột đều có độ cứng chống uốn rất bé). Do vậy cột không có khả năng truyền tải trọng ngang, mà chỉ chịu phần tải trọng thẳng đứng tương ứng với diện tích truyền tải của nó.



Hình 3.6. Chuyển vị ngang của khung

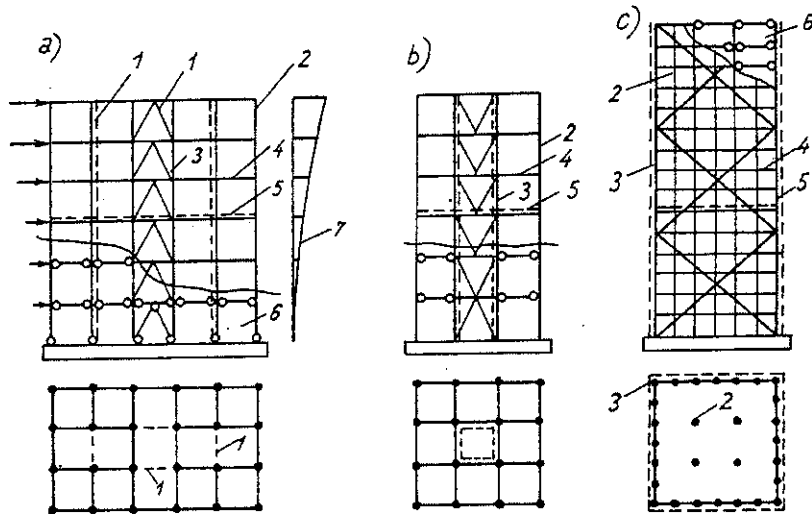
Tải trọng ngang (do gió, động đất,...) tác dụng trực tiếp vào hệ thống các sàn ngang, rồi truyền vào hệ thống kết cấu cứng theo phương thẳng đứng (là các vách dạng tường, vách dạng giàn, lõi) để truyền xuống móng. Khác với các sàn thông thường chỉ chịu tác dụng của các tải trọng thẳng đứng vuông góc với mặt phẳng sàn, trong hệ thống kết cấu nhà cao tầng, tấm sàn còn cần phải đủ cứng để chịu và truyền các tác dụng ngang trong mặt phẳng của nó đến các hệ thống cứng theo phương đứng.

Nguyên nhân chủ yếu gây nên biến dạng nghiêng, lệch trong nhà cao tầng là do tải trọng ngang, vì vậy hệ thống các kết cấu cứng theo phương đứng đóng vai trò quan trọng trong việc giữ ổn định tổng thể, hạn chế độ nghiêng lệch cho toàn bộ ngôi nhà. Hệ thống này làm việc như một dầm hoặc giàn côngxôn ngàm vào móng, 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 kết cấu vách, lõi 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, bổ sung thêm các thanh chống xiên trên suốt chiều cao nhà để tạo thành những giàn phẳng thẳng đứng gọi là giàn giằng (hình 3.7a). Các giàn giằng này chịu phần tải trọng đứng tương ứng với diện tích sàn mà mỗi vách, giàn phải đỡ (bình đẳng như các cột khớp), đồng thời phải chịu toàn bộ tải trọng ngang tác dụng lên công trình.

- **Hệ lõi chịu lực.** Tương tự như sự tạo thành của lõi cứng bê tông cốt thép; ở một ô (hoặc một số ô) trong mặt bằng nhà, các giàn giằng đứng liên kết với nhau tạo thành các giàn không gian (hình 3.7b). Không gian bên trong của các ô giằng này thường được dùng để bố trí thang máy, thang bộ hoặc dùng 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 được bố trí với bước nhỏ hơn, kết hợp với các dầm ngang biên, tạo thành hộp có ô lưới chữ nhật bao quanh biên ngoài của nhà (hình 3.7c). Khi bổ sung thêm các thanh chéo vào ô lưới chữ nhật này sẽ tạo thành hộp có ô lưới tam giác, thì hiệu quả về chịu lực sẽ lớn hơn rất nhiều. Trong hệ hộp, các bản sàn cứng của các tầng 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; cứng theo phương đứng chủ yếu là hộp giàn giằng quanh chu vi nhà.



Hình 3.7. 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 hộp ngoài với các lõi ở bên trong, công trình sẽ tạo thành hệ không gian nhiều ô, ống lồng trong ống (hình 3.8), có độ cứng chống uốn và chống xoắn rất lớn; vì vậy thường được ứng dụng để xây dựng những nhà có chiều cao lớn và rất lớn.

4. SƠ ĐỒ KHUNG – GIẰNG

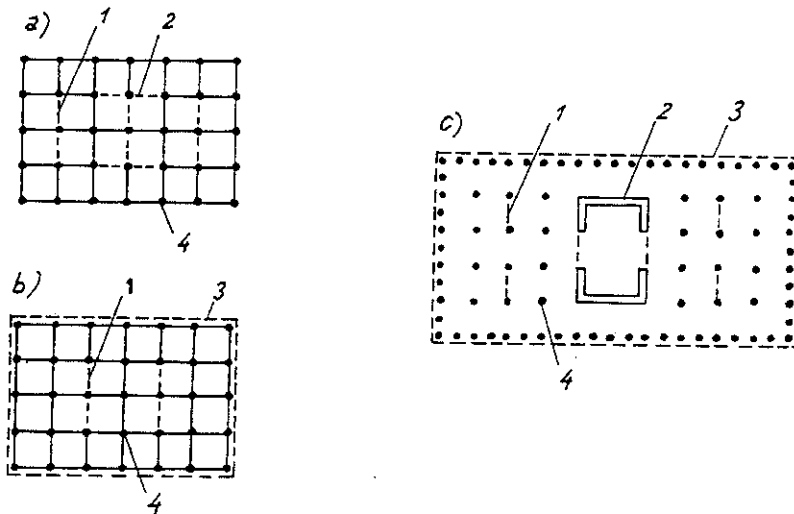
Trong sơ đồ khung–giằng, kết cấu chịu lực là hệ kết hợp, gồm cả các khung có nút cứng và các vách đứng dạng tường hoặc vách đứng dạng giàn giằng (hình 3.7; hình 3.8). Hai loại kết cấu này liên kết với nhau bởi các sàn cứng, tạo thành hệ không gian

cùng chịu lực. Ở sơ đồ này, cấu tạo và sự chịu lực của khung giống như khung ở sơ đồ khung: nút khung là các nút cứng, khung có khả năng chịu cả tải trọng đứng và tải trọng ngang. Các kết cấu chịu lực khác (như vách cứng, lõi cứng, sàn cứng, thanh giằng...) có đặc điểm cấu tạo, sự chịu lực và truyền lực giống như trong sơ đồ giằng.

Độ cứng tổng thể của hệ được bảo đảm bởi mọi phần tử kết cấu, bao gồm các giằng đứng (vách, lõi, hộp), các sàn ngang và các khung cứng. Trong hệ hỗn hợp khung–giằng, do độ cứng của khung bé hơn rất nhiều so với vách, lõi, nên các kết cấu giằng đứng chịu phần lớn tác dụng của tải trọng ngang (vào khoảng 70 – 90%).

Trong sơ đồ giằng và sơ đồ hỗn hợp khung–giằng, chênh lệch về độ cứng ngang giữa khung và vách, lõi là rất lớn; vì vậy biến dạng của các bộ phận kết cấu chênh lệch nhau nhiều, mômen uốn tại các chân cột (đáy khung) rất lớn (hình 3.9.a1). Để khắc phục, có thể tiến hành theo các giải pháp:

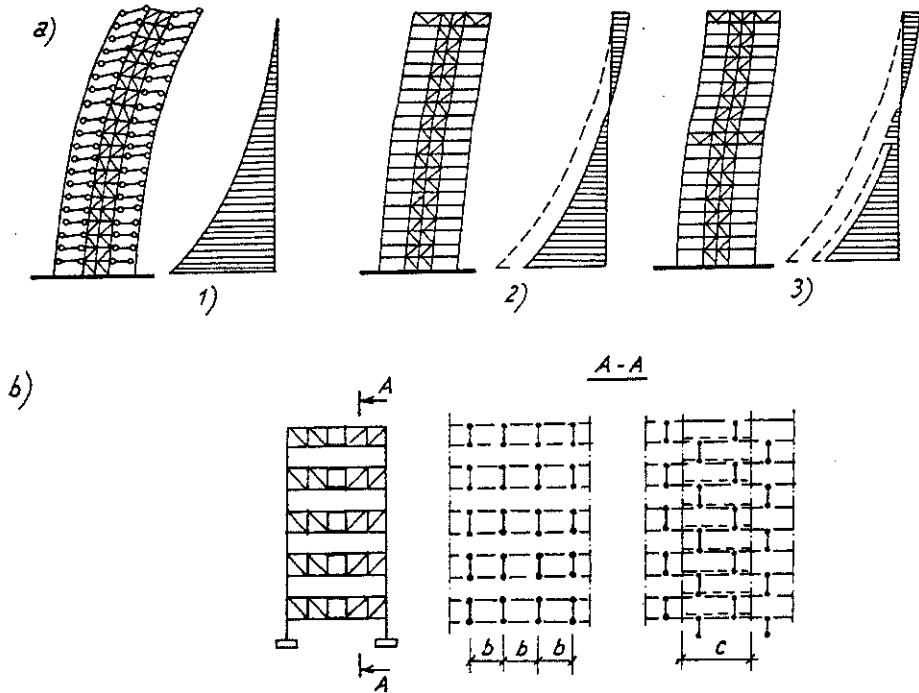
- Tăng cường thêm các giằng ngang (giằng vươn) ở tầng đỉnh nhà (hình 3.9.a2), hoặc thêm một vài tầng trung gian nữa (hình 3.9.a3), đồng thời liên kết các cột khung với các giằng vươn này. Dưới tác dụng của tải trọng ngang, các giằng vươn sẽ trở thành một bộ phận phân phối lại lực dọc giữa các cột khung, cản trở chuyển vị xoay của cả hệ, làm giảm mômen uốn cho phần đáy khung (hình 3.9.a3).
- Bố trí thêm các giằng ngang, dọc để tạo thành các dải cứng; dải này thường có chiều cao bằng chiều cao của một tầng nhà (hình 3.9b). Khi đó toàn hệ làm việc như một kết cấu dạng ngăn kéo (hình 3.9b1), hoặc dạng tổ ong (hình 3.9b2); các dải cứng đóng vai trò truyền nhanh nhất tải trọng ngang đến các vách (hoặc lõi) cứng, để truyền xuống móng.



Hình 3.8. 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 3.9. Các giải pháp tăng cường độ cứng cho hệ khung
 a) Dùng giàn ngang kết hợp lõi cứng; b) Dùng các dải cứng ngang, dọc.

§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 chí:

- Sử dụng vật liệu có cường độ cao, 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 tốt 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.

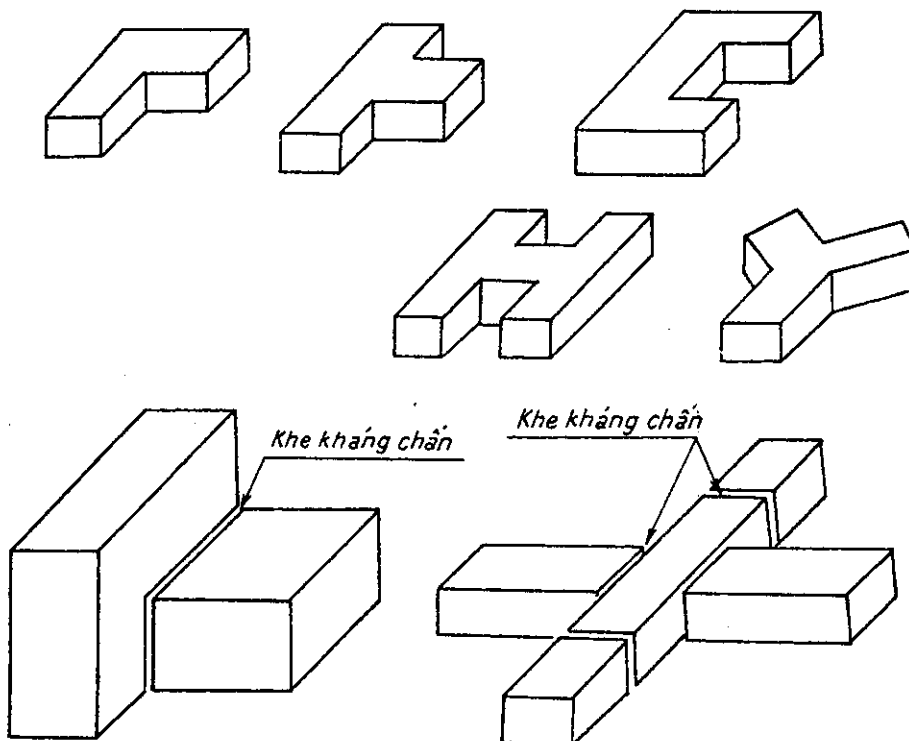
Căn cứ vào các tiêu chí trên thì việc chọn thép làm vật liệu kết cấu cho công trình cao là hoàn toàn hợp lý.

So với thép thì vật liệu bê tông không có được các đặc điểm để dùng cho công trình cao, nhưng sử dụng hợp lý sự làm việc giữa bê tông và thép trong kết cấu bê tông cốt thép hoặc sử dụng bê tông cốt thép ứng lực trước... đã có thể xây dựng được 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



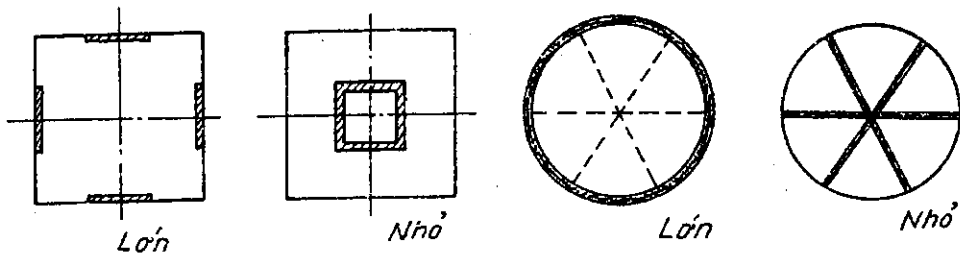
Hình 3.10. Dạng mặt bằng và hình khối toà nhà.

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 gây phân cánh (do phần này ở cách xa tâm uốn và tâm xoắn). Trong trường hợp

như vậy, cần bố trí thêm các khe hở (khe kháng chấn – hình 3.10), để biến đổi một mặt bằng phức tạp thành tổ hợp của các mặt bằng đơn giản hơn. Khi dao động, phần nhà ở hai bên khe sẽ dao động độc lập, các bộ phận trong mỗi phần sẽ dao động tương tự như nhau. Khe hở cần đủ rộng, để khi dao động thì hai phần ở hai bên khe sẽ không bị va đập vào nhau.

Với nhà có mặt bằng dài, khi dao động có thể xảy ra sự lệch pha của các phần trong một khối nhà; vì vậy, cần phải chia cắt chúng thành các mặt bằng ngắn hơn, nhằm giảm bớt sự lệch pha giữa đầu và cuối của khối nhà dài.

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 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 3.11).



Hình 3.11. Ảnh hưởng của vị trí vách cứng đến độ cứng chống xoắn của công trình

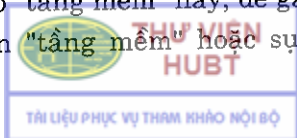
• Hình khối công trình cân cân đối, đơn điệu và liên tục

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 độ cứng, về khối lượng tham gia dao động, đột biến về biên độ dao động; dẫn đến sự không đồng điệu về dao động giữa phần khối lớn và phần khối bé, giữa khối cao và khối thấp. Trong trường hợp hình khối công trình không thể liên tục, cần phải làm thêm các vách ngang đủ cứng để truyền liên tục tải trọng, biến dạng từ phần này đến phần khác của công trình.

Hình dáng thon dần theo chiều cao (dạng của tháp Eiffel hoặc của toà nhà Landuzak Tower ở Nhật Bản) là hình khối tiêu biểu nhằm giảm thấp nhất ảnh hưởng của dao động, do sự phân phối hợp lý khối lượng theo chiều cao.

c) Độ cứng của công trình

Trên dọc chiều cao và theo phương ngang nhà không nên thay đổi đột ngột độ cứng của một tầng (hoặc của một vài tầng, của một phần nào đó). Bởi vì khi xuất hiện một tầng mềm (do bỏ bớt hoặc thu nhỏ tiết diện 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 phần công trình bên trên "tầng mềm" hoặc sụp đổ toàn bộ công trình. Trong



trường hợp cần thiết phải bớt đi một số cột để tăng nhịp sử dụng, thì cần tăng tiết diện của các cột còn lại hoặc bố trí thêm các vách ngăn cứng, sao cho độ cứng của tầng này không bị giảm yếu 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 xảy ra động đất, nếu một vài bộ phận nào đó bị sụp đổ, thì do có độ siêu tĩnh cao phần còn lại vẫn là siêu tĩnh, bất biến hình, vì thế công trình sẽ không bị sụp đổ hoàn toàn.

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 khi xuất hiện ở cột. Bởi vì:
 - ♦ Khi cột bị phá hoại thì khả năng toàn nhà bị phá huỷ là rất lớn. Còn khi dầm bị phá hoại thì có thể chỉ dừng lại ở một vài ô nhịp, ở một tầng nào đó; các phần khác không bị phá hoại hoàn toàn, không nguy hiểm cho người sử dụng và có thể còn sửa chữa được.
 - ♦ Trong các công trình có cột yếu hơn dầm, biến dạng sẽ có xu hướng tập trung ở một tầng nào đó. Mức độ nguy hiểm sẽ tăng lên rất nhiều.
 - ♦ Sự phá hoại do cắt và do uốn ở cột thường bất lợi hơn ở dầm, vì ở cột còn có thêm tác dụng của lực dọc lớn hơn rất nhiều so với ở dầm.

2. BỐ TRÍ KẾT CẤU TRÊN MẶT BẰNG

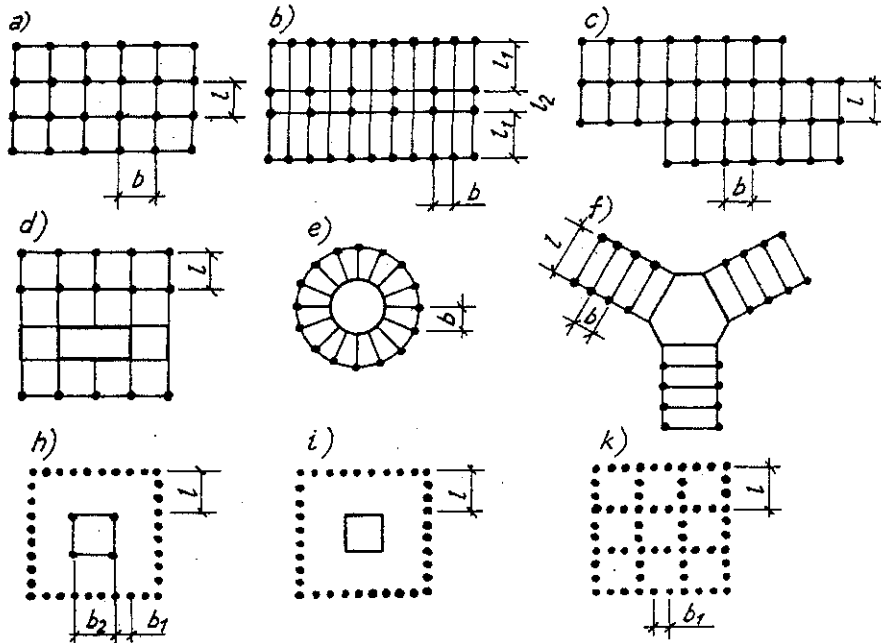
a) Lưới cột

Việc bố trí lưới cột trên mặt bằng cần tuân 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 toà nhà.
- ♦ Để thuận tiện cho thi công và sử dụng trang thiết bị thì lưới cột cần đơn giản, nên tuân theo các yêu cầu về định hình cấu kiện, theo các môđun thống nhất.

Thông thường các ô lưới cột 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 cột thường dùng là $5 \div 6 \text{ m}$ đối với sơ đồ khung; $9 \div 12 \text{ m}$ cho các sơ đồ kết hợp khung-lối, khung-vách. Với các hệ kết hợp khung-hộp hoặc vách-hộp thì khoảng cách của các cột có thể lớn hơn.



Hình 3.12. Bố trí lưới cột

Hình 3.12 giới thiệu một số cách bố trí lưới cột cho các mặt bằng dạng chữ nhật, dạng chữ Z, dạng vuông, tròn, dạng hình sao ba cánh...

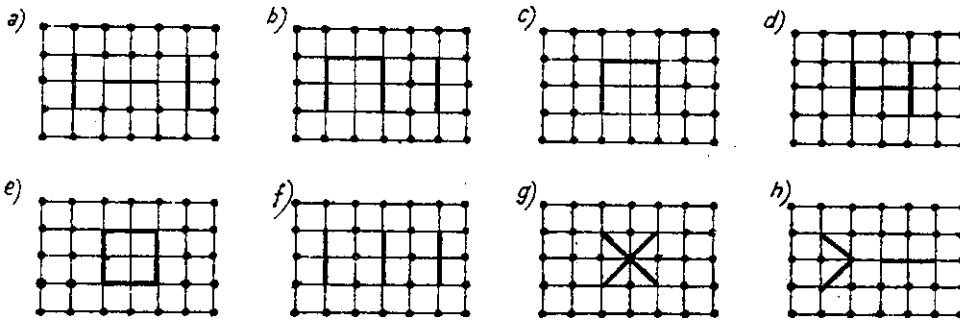
b) Bố trí kết cấu giằng

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 giằng chỉ nên áp dụng với những nhà có mặt bằng 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 3.13 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 hệ giằng ở các vị trí sao cho trọng tâm hình học của mặt bằng nhà 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 mà không gây chuyển vị xoay).
- Với nhà có mặt bằng dài thì khoảng cách giữa các vách giằng không vượt quá 30 m; khoảng cách từ vách giằng đầu tiên đến trục biên không lớn hơn 12 m.

- 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, vách cứng càng xa trọng tâm mặt bằng càng tốt.

Với các nguyên tắc và mục đích nêu trên, các vách và lõi cứng (dạng tường bê tông cốt thép hoặc giàn giằng) thường được bố trí ở trung tâm, trên chu vi hoặc phân bố rải trên các phần, các khu vực của mặt bằng nhà (hình 3.13).

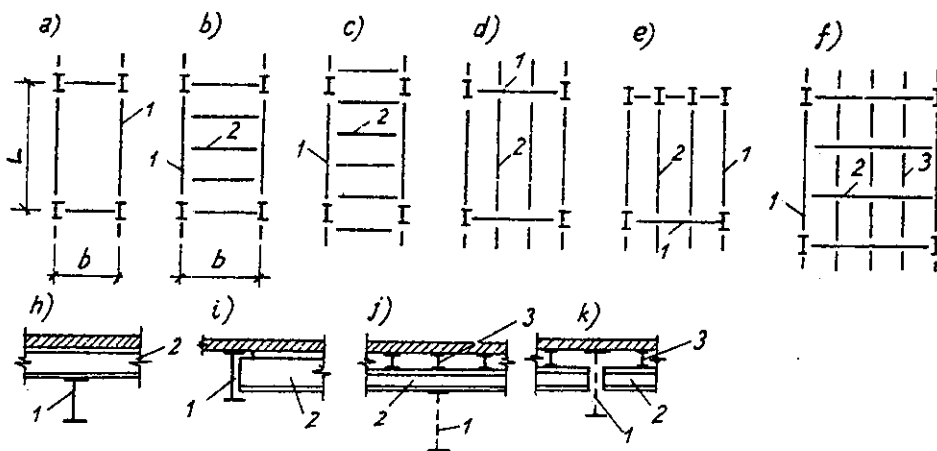


Hình 3.13. Các phương án mặt bằng bố trí hệ giằng đứng

c) Kết cấu sàn

Việc chọn sơ đồ kết cấu cho các sàn ngang phụ thuộc vào kích thước của ô sàn (nhịp, bước của các cột), hình dạng của 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.

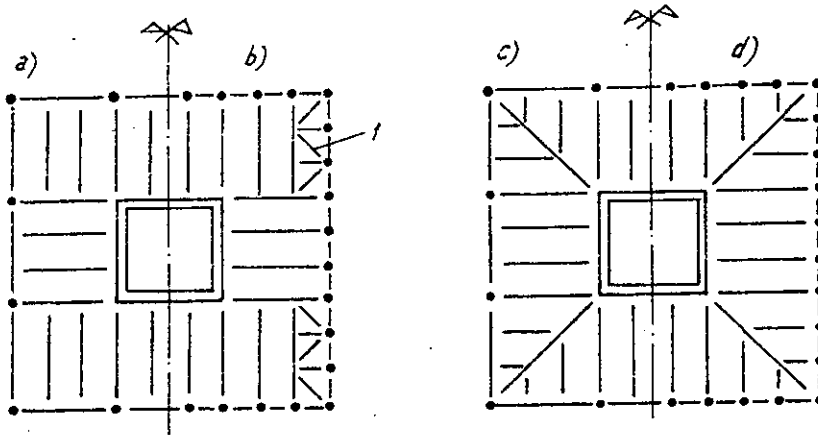
Với nhà khung có lưới cột hình vuông hoặc chữ nhật, thì hệ sàn được cấu tạo theo ba cách: đơn giản, phổ thông, hoặc phức tạp (hình 3.14).



Hình 3.14. 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 nên 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, cấu tạo tương đối đơn giản. Giải pháp *e* dùng cho các ô sàn có bước cột hàng biên bé hơn bước cột hàng giữa. Giải pháp *f* được dùng cho những ô sàn kích thước lớn, tuy nhiên cấu tạo sàn, liên kết các dầm khá phức tạp.

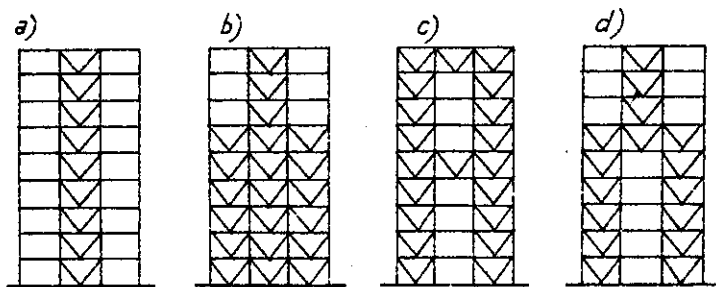


Hình 3.15. Các phương án sàn cho nhà mặt bằng vuông có lõi cứng ở giữa

Hình 3.15 giới thiệu một số sơ đồ lưới dầm cho những ngôi nhà có mặt bằng vuông hoặc gần vuông: sơ đồ *a* cấu tạo đơn giản, các ô sàn thống nhất, nhưng có độ cứng ngang bé; 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 tốt độ cứng không gian, truyền lực nhanh nhất đến lõi cứng nhưng cấu tạo và chế tạo phức tạp.

3. TỔ HỢP KẾT CẤU THEO PHƯƠNG ĐỨNG

Độ cứng không gian của toà nhà phụ thuộc nhiều vào hình dáng của nó. Nhà có dạng thon dần theo chiều cao sẽ hợp lý nhất về phân phối khối lượng 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 $(H/B) = (5 \div 6)$, 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.



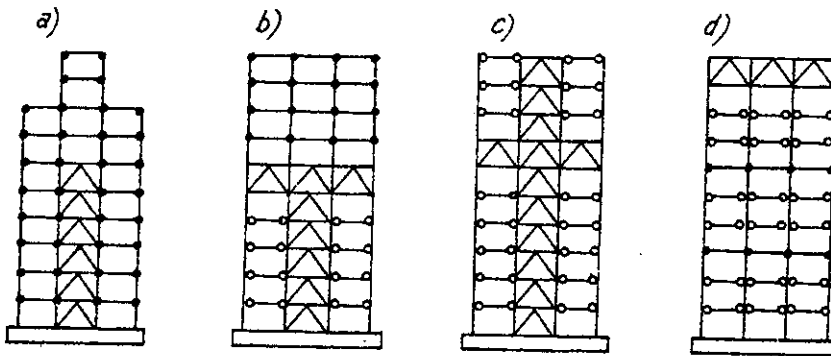
Hình 3.16. Bố trí hệ dầm giằng theo phương đứng



Trong các nhà cao tầng bằng thép, kết cấu các dải giằng đứng thường là các giàn phẳng (gọi là vách dạng giàn) hoặc tổ hợp để tạo thành giàn không gian mà thanh cánh của giàn giằng chính là các cột khung.

Các dải giằng ngang (giàn vươn) 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, vào phương án kết cấu chịu lực..., và thường được quyết định sau khi đã lựa chọn một số phương án.

Vị trí các hệ giằng giằng theo phương đứng giới thiệu trên hình 3.16: giải pháp *a* là sơ đồ thường dùng; giải pháp *b* và *c* dùng cho các nhà có chiều cao lớn; giải pháp *d* tạo thành hệ có độ cứng khá lớn, nhưng móng biên thường lớn.

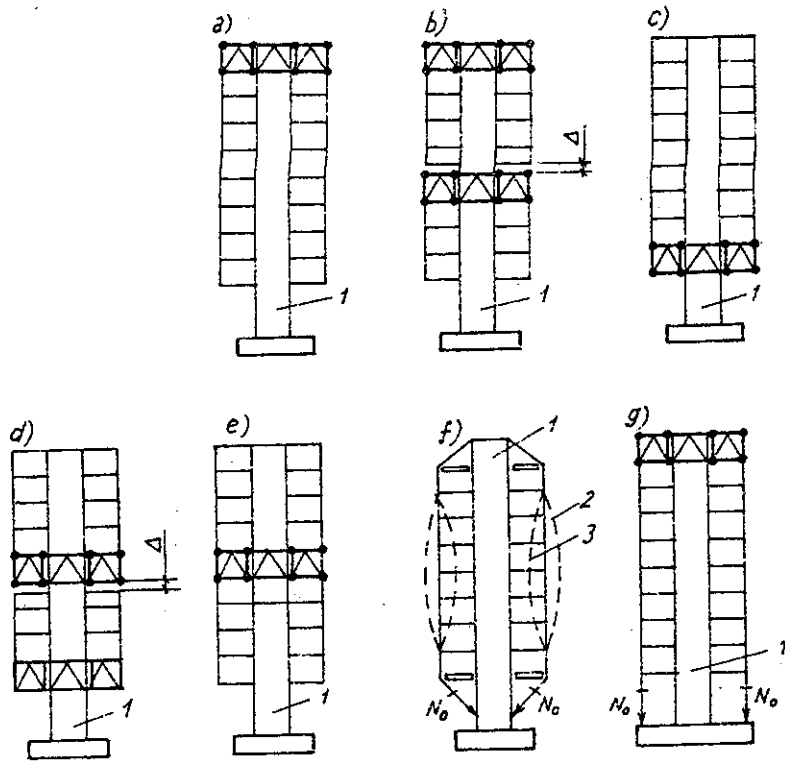


Hình 3.17. Phương án kết hợp hệ kết cấu chịu lực

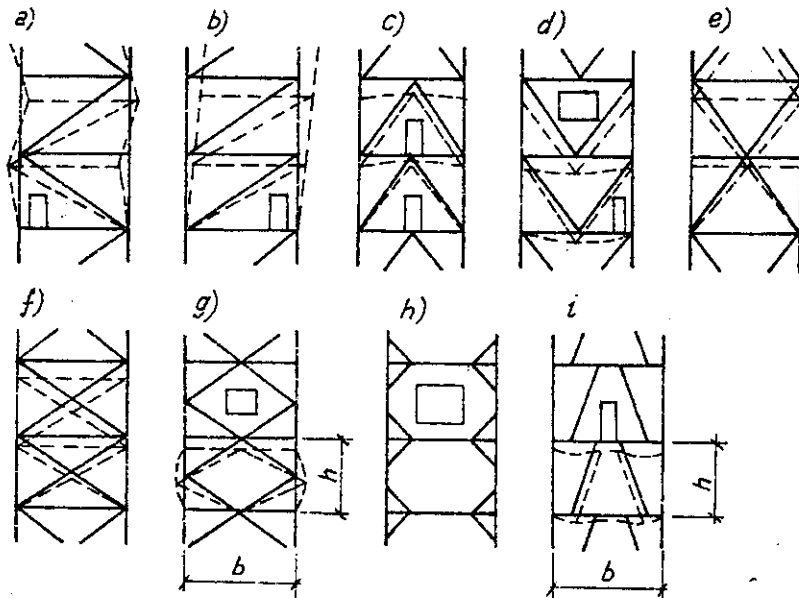
Dùng giải pháp như ở sơ đồ hình 3.16a, nhưng bổ sung thêm dải ngang ở một vài tầng bên trên như trên (hình 3.17) và dùng cột hàng biên chịu kéo là hiệu quả hơn cả.

Đọc theo chiều cao, tùy theo tình hình cụ thể, hệ thống kết cấu chịu lực của nhà cũng có thể thay đổi. Các khung cứng, cột khớp, giàn giằng đứng, giàn giằng ngang... được sắp xếp, tổ hợp theo các cách khác nhau, hệ có cấu tạo như vậy gọi là hệ kết hợp. Giải pháp được coi là hợp lý hơn nếu việc áp dụng nó sẽ cho kết quả chuyển vị ngang, chuyển vị xoay của hệ bé, mômen uốn ở chân nhà bé, đồng thời phải truyền nhanh nhất các tác động đến móng (hình 3.17 và 3.18).

Hình 3.19 giới thiệu một số dạng hệ thanh bụng của các giàn giằng. Trong các sơ đồ này thì dạng tam giác hoặc tam giác chồng (nửa xiên) là 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 cao hơn, dùng dạng hình thoi hoặc chữ thập để các thanh xiên kết hợp với dầm ngang và cột biên, tạo thành hộp bao bọc toàn bộ chu vi nhà. Thanh giằng chỉ được kể đến khi nó chịu kéo. Hệ hộp có độ cứng ngang lớn, chịu tải trọng ngang và chịu xoắn tốt nhưng thi công khá phức tạp.



Hình 3.18. Một số phương án kết hợp hệ kết cấu chịu lực
 a, b) Kiểu treo; c, d) Kiểu tựa (côngxon); e, f, g) Kết hợp cả treo và tựa;
 1. Lối cứng; 2, 3. Dây căng hoặc cột chịu kéo.



Hình 3.19. Dạng thanh bụng của các giàn giằng
 a) Dạng tam giác; b) Dạng thanh xiên; c, d) Dạng tam giác chống (nửa xiên);
 e, f) Dạng chữ thập; g) Dạng hình thoi; h, i) Dạng chống xiên không hoàn toàn.

§3.4. TẢI TRỌNG VÀ TÁC DỤNG

Tải trọng tác dụng lên nhà cao tầng bao gồm: tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời và tải trọng đặc biệt. Giá trị các tác dụng này được xác định theo Tiêu chuẩn hiện hành "Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế" TCVN 2737:1995.

1. TẢI TRỌNG THƯỜNG XUYỀN

Tải trọng thường xuyên là những tải trọng luôn luôn tồn tại trong thời gian tồn tại công trình. Bao gồm: trọng lượng bản thân của 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 chọn trước vật liệu kết cấu, dự kiến trước kích thước tiết diện, phương án chất tải bất lợi... Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ ban đầu, người thiết kế cần dựa theo một sơ đồ đơn giản nào đó, hoặc dựa vào kinh nghiệm để định ra kích thước tiết diện. Các giá trị sơ bộ 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 giả thiết trọng lượng bản thân của kết cấu chịu lực và của sàn, tường theo cách tính gần đúng sau:

- Giá trị tiêu chuẩn của trọng lượng thép kết cấu (mác CT3, CCT34 hoặc tương đương)

$$g = 0,1 + 0,03 \left[q + k \frac{H}{L} w_o \right] (1 + 0,01H), \text{ kN/m}^2 \text{ sàn} \quad (3.1)$$

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 m^2 sàn, $q = 6 + 10 \text{ kN/m}^2$;
 w_o - áp lực gió tiêu chuẩn ở địa điểm xây dựng, 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 dạng hộp hoặc hộp nhiều ngăn mà thành hộp có ô lưới chữ nhật; $k = 2,0$ với nhà khung có các vách đứng hoặc lõi cứng đứng dạng giàn giằng; $k = 1,0$ với các nhà hệ hộp, với thanh chéo tạo thành ô lưới tam giác trên các mặt chu vi.

Khi tính toán dầm ngang, dầm sàn của các nhà có số tầng $m > 20$, cần nhân giá trị g tính được theo 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 kiểu giàn.

- **Trọng lượng bản thân của tường và sàn**, xác định gần đúng theo kinh nghiệm, theo các số liệu sau:

- ♦ Tấm sàn, tấm tường bằng 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 tường bằng 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 mỗi cột được xác định theo tổng diện tích sàn truyền tải lên cột khảo sát.

Với nhà cao tầng có kết cấu chịu lực là khung thép, có thể lấy tải trọng tiêu chuẩn do trọng lượng bản thân của tường, sàn bằng $4 \div 7 \text{ kN/m}^2$; do trọng lượng bản thân của kết cấu chịu lực lấy bằng $1,5 \div 3 \text{ kN/m}^2$.

Khi xác định nội lực, sử dụng tải trọng tính toán, chính là các giá trị tải trọng tiêu chuẩn (vừa xác định trên đây) nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng $\gamma = 1,05 \div 1,2$ tùy thuộc vào loại vật liệu và điều kiện thi công chế tạo.

2. TẢI TRỌNG TẠM THỜI

Tải trọng tạm thời (hoạt tải) là những tải trọng có thể có hoặc không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng hoặc sử dụng công trình. Trong nhà cao tầng, tải trọng tạm thời bao gồm tải trọng sử 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 công năng sử dụng công trình, TCVN 2737:1995 quy định cụ thể giá trị tiêu chuẩn của tải trọng sử dụng (bao gồm phần dài hạn và phần ngắn hạn) trên sàn, mái, hành lang, cầu thang, ban công.

Tải trọng tạm thời chỉ tính trên toàn bộ diện tích chịu tải với các ô sàn, mái có diện tích chịu tải không lớn. Trong nhà cao tầng, do số lượng tầng nhiều, xác suất đồng thời xuất hiện tải trọng tạm thời ở toàn bộ các ô sàn một tầng và trên tất cả các tầng với giá trị cực đại là rất nhỏ. Nhằm xét đến tính thực tế đó, cần đưa vào hệ số giảm tải khi tính toán 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 tiêu chuẩn tạm thời toàn phần (giá trị tra bảng) được nhân với hệ số giảm tải:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} \quad (3.2)$$

– Khi xác định lực dọc để tính cột, tường, móng chịu tải từ hai tầng trở lên, giá trị tải trọng tiêu chuẩn tạm thời toàn phần được nhân với hệ số giảm tải:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (3.3)$$

trong đó: A – diện tích chịu tải ở 1 tầng, m^2 , ($A > A_1 = 9 m^2$);

n – số sàn có đặt tải bên trên tiết diện xét.

– Với các phòng đọc, phòng ăn tập thể, phòng hoà nhạc, thể thao, buôn bán, phòng họp, hội thảo..., khi tính dầm, sàn mà diện tích sàn $A \geq A_2 = 36 m^2$, cần nhân giá trị tải trọng tiêu chuẩn tạm thời toàn phần với hệ số giảm tải:

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}} \quad (3.4)$$

Tương tự như vậy, khi tính cột, tường, móng, sử dụng hệ số giảm tải:

$$\psi_{n2} = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

Hệ số độ tin cậy γ của tải trọng phân bố đều trên sàn hoặc trên cầu thang lấy bằng 1,3 khi tải trọng tiêu chuẩn nhỏ hơn $200 daN/m^2$; bằng 1,2 khi tải trọng tiêu chuẩn từ $200 daN/m^2$ trở lên.

Sự chịu lực của nhà cao tầng bị bất lợi do lực dọc lớn hơn nhiều lần so với bất lợi do mômen. Vì thế khi tính toán không gian nhà cao tầng chịu tác dụng của hoạt tải đứng, chỉ cần xét trường hợp chất tải trên tất cả các tầng, ở toàn bộ diện tích mỗi tầng, với giá trị đã kể đến hệ số giảm tải, như xác định trên đây.

Khi xác định tải trọng đứng tác dụng lên các tầng 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, chế tạo, hoặc khi cột tường chỉ có sàn tựa ở một phía, làm cột tường bị cong ra ngoài mặt phẳng tường. Cũng cần phải kể đến độ lệch tâm trong mặt phẳng tường, sinh ra do tải trọng không đặt trùng với trọng tâm của cột tường hoặc các cột tường nằm cạnh nhau nhưng lại chịu các tải trọng đứng có giá trị khác nhau...; các tải trọng đặt lệch này làm cho các cột tường chịu uốn khác nhau và gây ra 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, ngắn hạn và phụ thuộc chủ yếu vào các thông số sau:

Thông số về sự va đập của luồng khí: tốc độ, áp lực, hướng gió và nhiệt độ môi trường...

Thông số của vật cản: hình dáng, kích thước, độ nhám bề mặt và dao động của vật cản (dao động của 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 kể đến sự mạch động của gió khi va đập và ảnh hưởng của lực quán tính sinh ra do khối lượng bản thân công trình bị dao động bởi các xung của luồng gió.

Theo TCVN 2737:1995 thành phần tĩnh của tải trọng gió phải được kể đến với mọi công trình; thành phần động được kể đến ở các công trình dạng cột, các nhà nhiều tầng cao trên 40 m (hoặc nhà công nghiệp một tầng một nhịp cao trên 36 m) và tỷ số chiều cao trên nhịp (H/L) > 1,5.

3.1. Giá trị tiêu chuẩn của thành phần tĩnh

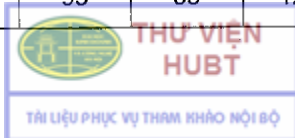
Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao z , ký hiệu là w , xác định theo công thức:

$$w = w_0 K C, \text{ daN/m}^2 \tag{3.6a}$$

Trong đó: w_0 – giá trị tiêu chuẩn của áp lực gió lấy theo sự phân vùng áp lực gió (tương ứng với địa điểm xây dựng của công trình). Theo sự phân vùng này thì 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^2], tương ứng với mỗi phân vùng này cho trong bảng sau:

Bảng 3.1. Áp lực gió tiêu chuẩn theo các phân vùng áp lực trên lãnh thổ Việt Nam

Vùng và phân vùng	Vùng I		Vùng II		Vùng III		Vùng IVB	Vùng VB
	IB	IA	IIB	IIA	IIIB	IIIA		
$w_0, \text{ daN/m}^2$	65	55	95	83	125	110	155	185



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 của mức cần tính áp lực so với mốc chuẩn và ảnh hưởng của dạng địa hình (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 ở chân công trình, xác định theo phụ lục G của TCVN 2737:1995. Tại những nơi mà công trình đặt trên nền đất dốc, để xác định hệ số K thì độ cao z được tính từ mức chuẩn đến điểm cần tính gió (không phải từ mặt móng 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.

- Một cấu kiện (hoặc phần công trình thứ j) nằm ở độ cao z trong không gian gió thổi, thì giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió lên phần thứ j này là lực tập trung W_{oj} đặt tại trọng tâm của nó, theo hướng gió, xác định theo công thức:

$$W_{oj} = w_o C K A_j, \text{ daN} \quad (3.6b)$$

Trong đó: A_j – diện tích đón và hút gió của phần công trình thứ j , m^2 ;

C – hệ số khí động tương ứng với cả mặt đón và hút gió của phần công trình thứ j ;

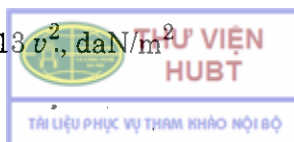
K – như với công thức (3.6a).

Nhận thấy rằng: trong các công thức (3.6a) và (3.6b), khi xác định thành phần tĩnh thì K là hệ số kể đến các ảnh hưởng từ bên ngoài công trình, còn C là hệ số kể đến các yếu tố của bản thân công trình đến tác dụng của tải trọng gió.

Khi gió thổi đến công trình chỉ theo một hướng xác định nào đó, nhưng vì ở mọi bề mặt của công trình đều có đặc trưng khí động C riêng biệt, nên mọi bề mặt của công trình, bao gồm cả mặt trước (đón gió), mặt sau (hút gió), mặt mái và các mặt bên (mặt hồi) đều chịu tác dụng của tải trọng gió với các định lượng khác nhau. Với mỗi mặt tham chiếu (mặt khảo sát), giá trị tính theo công thức (3.6a) trên đây được coi là phân bố đều, theo hướng vuông góc với bề mặt đón (hoặc hút) gió; có chiều đập vào mặt đón, nếu C mang dấu dương; có chiều hướng ra khỏi mặt hút, nếu C mang dấu âm. Trong các bài toán thiết kế, tùy theo từng trường hợp cụ thể, có thể đưa w về các dải lực phân bố ngang đặt ở mức các sàn; hoặc các dải phân bố dọc theo chiều cao các cột có diện cản gió, với giá trị tăng dần theo quy luật của hệ số độ cao K .

- Với các công trình xây dựng trong các vùng có địa hình phức tạp (rừng sâu, núi cao...) thì giá trị w_o được xác định bằng công thức:

$$w_o = 0,0613 v^2, \text{ daN/m}^2 \quad (3.7)$$



với: v – vận tốc gió [m/s] ở độ cao 10 m so với mốc chuẩn (vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, bị vượt một lần trong 20 năm);

Giá trị tải trọng gió tiêu chuẩn dùng để tính toán biến dạng, chuyển vị của kết cấu công trình. Khi tính toán công trình ở trạng thái giới hạn về cường độ (xác định nội lực kết cấu, tính toán kiểm tra tiết diện), cần sử dụng tải trọng tính toán. Tải trọng gió tính toán, tính được bằng cách nhân giá trị tiêu chuẩn với hệ số độ tin cậy của tải trọng $\gamma = 1,2$.

3.2. Giá trị tiêu chuẩn của thành phần động

Giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của tải trọng gió ở độ cao z , ký hiệu là w_p phụ thuộc rất nhiều vào dao động riêng của công trình. Tùy theo độ cứng bản thân, giá trị và cách phân bố khối lượng theo chiều cao mà mỗi công trình có dạng dao động của riêng mình (gọi tắt là dao động riêng hoặc dao động bản thân). Có thể phân tích dao động riêng của mỗi công trình thành những dạng dao động cơ bản; mỗi tần số của mỗi dao động cơ bản thứ i là f_i có thể xác định được bằng máy tính với các chương trình đủ mạnh, ví dụ như SAP2000, STADIII, ETABS...

Nếu gọi f_L là tần số giới hạn, xác định việc không cần hoặc cần thiết phải tính đến lực quán tính phát sinh khi công trình dao động bởi gió, thì việc tính toán phân động của tải trọng gió tiến hành trên cơ sở so sánh giá trị tần số f_i với tần số giới hạn f_L , và được tiến hành riêng rẽ cho từng dạng dao động cơ bản. Giá trị tần số giới hạn f_L phụ thuộc vào vùng áp lực gió, và loại vật liệu xây dựng công trình (tương ứng với độ tắt dần của dao động δ) được tra theo bảng 3.2 sau đây (trích từ bảng 9 của TCVN 2737:1995).

Bảng 3.2. Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f_L

Vùng áp lực gió	Giá trị giới hạn của tần số f_L , Hz (s^{-1})	
	$\delta = 0,3$ (công trình BTCT...)	$\delta = 0,15$ (công trình thép...)
I	1,1	3,4
II	1,3	4,1
III	1,6	5,0
IV	1,7	5,6
V	1,9	5,9

Tùy theo 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 $f_1 > f_L$ (nghĩa là công trình thuộc loại không mảnh lắm), thành phần động chỉ là mạch động, được xác định theo công thức:

$$w_p = w\zeta v, \text{ daN/m}^2 \quad (3.8)$$

Trong đó: w – giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao z , (xác định theo công thức 3.6a);

ζ – hệ số mạch động của tải trọng gió ở độ cao z , lấy theo bảng 8 của TCVN 2737:1995, phụ thuộc chiều cao z của điểm cần tính gió so với mốc chuẩn và dạng địa hình nơi đặt công trình. Việc xác định ζ tương tự như khi xác định hệ số K ở thành phần tĩnh, nhưng chiều biến thiên thì ngược lại: khi độ cao z tăng, thì K tăng, còn hệ số mạch động ζ lại giảm;

v – hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió, phụ thuộc vào hình khối của công trình và các kích thước của bề mặt mà trên đó xác định các tương quan động. Khi gió thổi theo phương trục x , trực tiếp vào mặt đứng dạng hình chữ nhật ($b \times h$) của nhà thì v xác định theo bảng 10 của TCVN 2737:1995 với $\rho = b$, $\chi = h$. Với cùng một bề rộng b , khi chiều cao h tăng, v giảm; hoặc là cùng một chiều cao h , khi chiều rộng b tăng, v giảm. Theo bảng này, mọi bề mặt tham chiếu của nhà đều tồn tại hệ số tương quan không gian v ; nghĩa là, giống như với thành phần tĩnh, trên mọi bề mặt ngoài của nhà đều chịu tác động của thành phần động do sự mạch động của gió.

- Với các công trình thuộc loại mảnh, 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 $i \leq s$ phải xác định riêng rẽ từng giá trị của thành phần động, tác dụng lên từng phần thứ k (tầng thứ k) của công trình, $k = 1 + n$.

– Trong bài toán khung phẳng, thành phần động ở dạng dao động thứ i của tầng thứ k , được xác định là một lực nằm ngang ở mức sàn tầng, đặt tại tâm khối lượng của tầng thứ k này (trong phạm vi của khung xét), theo chiều chuyển vị của tầng y_k^i ; giá trị xác định theo công thức:

$$W_{pk}^i = M_k \xi^i \psi^i y_k^i, \text{ daN} \quad (3.9)$$

trong đó: M_k – khối lượng của phần công trình thứ k (tầng thứ k , trong phạm vi khung xét), trọng tâm của nó ở độ cao z_k (so với mặt móng);

ξ^i – hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i , xác định theo đồ thị ở hình 2, điều 6.13.2 TCVN 2737:1995, phụ thuộc vào thông số ε_i :

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{10\gamma w_o}}{940f_i} \quad (3.10)$$

với: γ – hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, $\gamma = 1,2$;

w_o – áp lực gió tiêu chuẩn, daN/m², tương ứng với địa điểm xây dựng;

f_i – tần số (đơn vị là Hz hoặc s⁻¹), ứng với dạng dao động riêng thứ i ;

y_k^i – dịch chuyển ngang ở dạng dao động riêng thứ i , của trọng tâm tầng thứ k ;

ψ^i – hệ số, ở dao động dạng i , xác định với toàn bộ các tầng, theo công thức:

$$\psi^i = \frac{\sum_{j=1}^n W_{pj} y_j^i}{\sum_{j=1}^n M_j (y_j^i)^2} \quad (3.11)$$

với: M_j – khối lượng phần công trình thuộc tầng thứ j (trong phạm vi khung xét);

W_{pj} – thành phần động của tải trọng gió lên tầng thứ j của công trình, khi chỉ kể đến sự mạch động, xác định trên cơ sở của công thức (3.8), nhưng là lực tập trung và chỉ theo phương gió y :

$$W_{pj} = W_{oj} \zeta v_y = (w_o CKA_j) \zeta v_y, \text{ daN} \quad (3.12)$$

với: A_j – diện tích đón và hút gió của phần thứ j , thuộc khung xét (bao gồm mặt trước và mặt sau), m²;

C – hệ số khí động tương ứng với cả hai mặt, trước (đón gió) và sau (hút gió);

n – tổng số tầng của công trình;

v_y – hệ số tương quan không gian, tương ứng với hướng gió trùng với trục y .

– Với bài toán hệ không gian, ở mỗi dạng dao động i , tại tâm khối lượng của mỗi tầng, theo hai trục chính x và y , có 2 chuyển vị thẳng x_k^i và y_k^i ; vectơ tổng hợp chuyển vị của tầng u_k^i xác định theo biểu thức:



$$u_k^i = \pm \sqrt{(x_k^i)^2 + (y_k^i)^2} \quad (3.13)$$

Biểu thức (3.13) lấy dấu của đại lượng có trị số tuyệt đối lớn hơn; của x_k^i hoặc y_k^i .

Thành phần động được xác định là các lực nằm ngang, đặt tại tâm khối lượng của mỗi sàn tầng thứ k , theo chiều chuyển vị ngang của sàn tầng u_k^i , xác định theo công thức:

$$W_{pk}^i = M_k \xi^i \psi^i u_k^i, \text{ daN} \quad (3.14)$$

Trong đó: các hệ số M_k , ξ^i có ý nghĩa và cách xác định giống như với (3.9);

ψ^i – hệ số, xác định cho toàn bộ các phần (các tầng) của toàn công trình khi dao động ở dao động dạng thứ i , xác định theo biểu thức:

$$\psi^i = \frac{\sum_{j=1}^n W_{pj} u_j^i}{\sum_{j=1}^n M_j (u_j^i)^2} \quad (3.15)$$

với: M_j – khối lượng của các phần công trình thuộc tầng thứ j ;

W_{pj} – thành phần động của tải trọng gió lên tầng thứ j của công trình, khi chỉ kể đến sự mạch động, xác định tương tự công thức (3.12), nhưng diện tích đón và hút gió là của cả một tầng thứ j .

$$W_{pj} = W_o \zeta_v = (w_o CKA_j) \zeta_v, \text{ daN} \quad (3.16)$$

$W_o = (w_o CKA_j)$; daN – là thành phần tĩnh tập trung lên phần tầng thứ j ;

A_j – diện tích đón và hút gió của tầng thứ j , m^2 ;

C – hệ số khí động, tương ứng với từng mặt đón và hút gió của cả tầng j ;

n – tổng số sàn, tầng của công trình.

– Hướng dẫn về việc xác định các thành phần động lên hệ không gian

Trong các bài toán thực tế, việc xác định các thành phần động đặt tại tâm khối lượng các tầng (coi như đặt tại trọng tâm các sàn), theo hướng chuyển vị u bằng công thức (3.14) trên đây và sau đó là việc phân tích các bài toán để tìm nội lực, chuyển vị do tải trọng gió gây ra gặp nhiều khó khăn. Vì vậy, ở mỗi tầng cần xác định riêng rẽ hai thành phần tác dụng của W_{pk}^i theo phương hai trục chính x, y ; theo phương pháp và trình tự sau:

+ Xác định f_i và các chuyển vị ngang tương ứng với f_i

* Giải bài toán dao động riêng để xác định các tần số f_i và xác định s dạng dao động cần tính toán thành phần động;

* Kết quả chuyển vị ngang của các sàn tầng, tương ứng với s dạng dao động, lập bảng:

Tầng ($k =$)	Độ cao (m)	$f_1 = \dots (s^{-1})$			$f_2 = \dots (s^{-1})$...	$f_s = \dots (s^{-1})$		
		x_{k1}	y_{k1}	u_{k1}	x_{k2}	y_{k2}	u_{k2}	...	x_{ks}	y_{ks}	u_{ks}
1											
2											
...											
k											
...											
n											

+ Xác định các hệ số và thông số tính toán

* Hệ số động lực ở dạng dao động thứ i ξ_i^1 : tương ứng với mỗi tần số f_i , xác định hệ số ε_i theo công thức (3.10), tra biểu đồ, có được hệ số động lực ξ_i^1 ; lập bảng:

Dạng dao động $i =$	1	2	...	s
Tần số $f_i =$				
Thông số $\varepsilon_i =$				
Hệ số động lực $\xi_i^1 =$				

* Hệ số tương quan không gian áp lực động v , theo phương luồng gió: khi gió thổi theo phương ngang nhà (song song với trục y) đặt là v_y , khi gió thổi theo phương dọc nhà (song song với trục x) đặt là v_x ; xác định theo điều 6.15 và bảng 10 của TCVN 2737:1995;

* Theo từng phương, ở mỗi sàn tầng thứ k , xác định thành phần tĩnh tập trung W_{ok} , hệ số mạch động ζ_k , và thành phần động do mạch động (chỉ xét đến sự mạch động) W_{pk}^x và W_{pk}^y , lập bảng:



Tầng (k =)	Độ cao (m)	Hệ số mạch động ζ_k	Gió theo phương trục y $v_y =$		Gió theo phương trục x $v_x =$	
			W_{ok}^y	$W_{pk}^y = W_{ok}^y v_y \zeta_k$	W_{ok}^x	$W_{pk}^x = W_{ok}^x v_x \zeta_k$
1						
2						
...						
k						
...						
n						

Thấy rằng: hai thành phần tĩnh W_{ok}^y và W_{ok}^x chỉ bằng nhau trong trường hợp có tổng của tích giữa diện tích đón với hệ số khí động (ở cả hai mặt đón và hút) là bằng nhau.

Xác định hệ số ψ_i theo từng phương với toàn bộ các tầng theo công thức (3.15) (hệ số này lấy dấu bản thân của u_{ji}); tương ứng theo từng phương, lập bảng:

Theo phương y:

Tầng (k =)	W_{pk}^y	M_k	Dạng dao động 1			Dạng dao động s		
			u_{k1}	$u_{k1} W_{pk}^y$	$u_{k1}^2 M_k$	u_{ks}	$u_{ks} W_{pk}^y$	$u_{ks}^2 M_k$
1								
2								
...								
k								
...								
n								
Tổng cộng			-			-		
Hệ số ψ_i^y			$\psi_1^y =$			$\psi_s^y =$		

Theo phương x:

Tầng (k =)	W_{pk}^x	M_k	Dạng dao động 1			...			Dạng dao động s		
			u_{k1}	$u_{k1}W_{pk}^x$	$u_{k1}^2M_k$				u_{ks}	$u_{ks}W_{pk}^x$	$u_{ks}^2M_k$
1											
2											
...											
k											
...											
n											
Tổng cộng			-			-			-		
Hệ số ψ_i^x			$\psi_1^x =$...			$\psi_s^x =$		

+ Xác định các thành phần động theo hướng gió thổi

* Khi hướng gió thổi theo phương ngang nhà (gió dọc theo trục y), tương ứng với mỗi dạng dao động riêng, ở mỗi mức sàn sẽ có hai thành phần động, đặt nằm ngang tại tâm khối lượng: một thành phần W_{pki}^{yy} theo hướng của trục y; thành phần còn lại W_{pki}^{yx} theo hướng của trục x (mặc dù thành phần tính đặt trùng với hướng gió, là trục y), được xác định lần lượt theo công thức:

$$W_{pki}^{yx} = M_k \xi_i \psi_i^y x_{ki} \tag{3.17}$$

$$W_{pki}^{yy} = M_k \xi_i \psi_i^y y_{ki} \tag{3.18}$$

Kết quả tính theo bảng sau:

Dạng i =	i = 1	i = ...	i = s
$\xi_i =$			
$\psi_i^y =$			

Sàn; tầng	M_k	x_{k1}	y_{k1}	W_{pk1}^{yx}	W_{pk1}^{yy}					x_{ks}	y_{ks}	W_{pks}^{yx}	W_{pks}^{yy}
1													
2													
...													
k													
...													
n													

Ở mỗi dạng dao động thứ i , tại mọi tầng thứ k (với $k = 1 \div n$) có hai thành phần động W_{pki}^{yy} và W_{pki}^{yx} cùng tác dụng.

* Khi gió thổi theo hướng dọc nhà (gió dọc theo trục x), tương tự như cách phân tích ở trên, tính toán theo trình tự:

Thành phần động theo hướng gió (trùng hướng trục x):

$$W_{pki}^{xx} = M_k \xi_i \psi_i^x x_{ki} \tag{3.19}$$

Thành phần động vuông góc với hướng gió (trùng hướng trục y):

$$W_{pki}^{xy} = M_k \xi_i \psi_i^x y_{ki} \tag{3.20}$$

Kết quả tính theo bảng sau:

Dạng $i =$	$i = 1$				$i = \dots$				$i = s$				
$\xi_i =$													
$\psi_i^x =$													
Sàn	M_k	x_{k1}	y_{k1}	W_{pk1}^{xx}	W_{pk1}^{xy}	x_{ks}	y_{ks}	W_{pks}^{xx}	W_{pks}^{xy}
1													
2													
...													
k													
...													
n													

Tương tự như trường hợp gió thổi theo phương trục y ; trong trường hợp này, ở mỗi dạng dao động thứ i , tại mọi tầng thứ k (với $k = 1 \div n$) có hai thành phần động W_{pki}^{xx} và W_{pki}^{xy} cùng tác dụng.

Theo tất cả các hướng gió tính toán, các giá trị vừa xác định trên đây là giá trị tiêu chuẩn của thành phần động, được dùng để xác định chuyển vị của nhà; với bài toán ở trạng thái giới hạn về cường độ (để tìm nội lực kết cấu) thì các giá trị tiêu chuẩn trên đây được nhân với hệ số độ tin cậy của tải trọng gió $\gamma = 1,2$.

• Một số trường hợp riêng

- Với nhà cao tầng có độ cứng, khối lượng và bề mặt đón gió không đổi theo chiều cao. Thành phần động được coi chỉ là mạch động và tuân theo quy luật của thành phần tĩnh, coi như phân bố đều theo chiều rộng nhà, tăng dần theo chiều cao nhà. Giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của tải trọng gió ở độ cao z xác định theo công thức:

$$w_p = 1,4 \frac{z}{h} \zeta w_{ph}, \text{ daN/m}^2 \tag{3.21}$$

trong đó: ζ – có ý nghĩa như đã giới thiệu trong các công thức trên;

z – mức cao tính từ mặt móng của sàn tầng đang cần tính w_p ;

h – chiều cao tính từ mặt móng 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); các hệ số K, ζ, v đều được xác định ứng với mức cao $z = h$.

- Với công trình có 1 bậc tự do, mà tần số $f_1 < f_L$

Khối lượng của toàn bộ công trình coi như tập trung tại đỉnh (ví dụ tháp nước, khung nhà công nghiệp một tầng) chỉ xét với một dạng dao động $i = 1$. Trên mỗi "phần chia" thứ k , thành phần động có phương, chiều, điểm đặt trùng với thành phần tĩnh; giá trị của thành phần động xác định theo công thức:

$$W_{pk} = W_{ok} \xi_1 \zeta v_k \tag{3.22}$$

Nếu bề mặt đón (và hút) gió không đổi trên suốt chiều cao thì $v_k = v_1 = v_j = \dots = v$, có thể xác định thành phần động có dạng là phân bố trên chiều cao giống quy luật của thành phần tĩnh, bằng công thức:

$$w_{pk} = w_{ok} \xi_1 \zeta v \tag{3.23}$$

Trong đó: W_{pk}, w_{pk} – giá trị lực tập trung hoặc phân bố của thành phần động tác dụng lên phần thứ k , khi công trình dao động ở dạng $i = 1$;

W_{ok}, w_{ok} – giá trị lực tập trung hoặc phân bố của thành phần tĩnh



tác dụng lên phần thứ k ;

ξ_1 – hệ số động lực, tra biểu đồ theo độ giảm dao động của vật liệu và hệ số ε_1 , được tính từ tần số dao động riêng thứ nhất f_1 ;

ζ ; ν – có ý nghĩa và cách xác định như đã giới thiệu trong các công thức trên.

• **Những lưu ý khi xác định thành phần động của tải trọng gió lên nhà và công trình cao**

- Việc chia phân công trình để xác định thành phần động: tùy theo sơ đồ chấp nhận để phân tích kết cấu mà trên một công trình cụ thể, "phần chia" có thể khác nhau. Ở sơ đồ côngxon (theo mô hình phẳng hoặc không gian), mỗi "phần chia" có thể là một tầng nhà, nhưng ở mô hình theo phương pháp PTHH, đặc biệt là khi dùng máy tính với các chương trình SAP2000, STAATIII, ETABS... để tính dao động và phân tích kết cấu thì "phần chia" lại có thể chỉ là một phần tử j , k nào đó. Số "phần chia" càng nhiều thì độ chính xác đạt được trong kết quả sẽ lớn hơn; 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; tương ứng với phần chia thứ k sẽ có: diện tích truyền tải A_k , hệ số khí động C_k , độ cao trọng tâm Z_k , hệ số độ cao K_k , khối lượng bản thân M_k ...
- Trên mọi mặt ngoài của công trình đều tồn tại hệ số tương quan không gian động ν_k . Vì vậy khi công trình được coi là không mảnh lăm ($f_1 > f_L$), tác dụng động của tải trọng gió lên công trình chỉ là mạch động. Sự mạch động này xảy ra trên toàn bộ các bề mặt đón (và hút) gió, kể cả mặt mái và mọi mặt bên của nhà. Nghĩa là quy luật phân bố, phương, chiều, điểm đặt của thành phần động tuân theo của thành phần tĩnh.
- Với những công trình thuộc loại mảnh (có tần số dao động riêng $f_1 < f_2 < \dots < f_s < f_L < f_{s+1}$), thành phần động thực chất là lực quán tính sinh ra khi công trình bị dao động bởi gió. Giá trị tác dụng được xác định tương ứng với từng dạng dao động cơ bản, riêng rẽ cho mỗi "phần", mỗi tầng nhà (theo công thức 3.9 hoặc 3.14); và là một lực tập trung đặt tại tâm khối lượng của phần chia này; lực tập trung W_{phi}^u có cùng phương, chiều với chuyển vị ngang u_{ki} ; lực tập trung W_{phi}^{yy} , W_{phi}^{yx} có cùng phương, chiều với chuyển vị ngang y_{ki} ; lực tập trung W_{phi}^{xx} , W_{phi}^{xy} có cùng phương, chiều với chuyển vị ngang x_{ki} . Tại một tâm khối lượng (ví dụ nút khung ở một tầng thứ k nào đó), ứng với một hướng gió xác định, có một lực tập trung ứng thành phần tĩnh, nhưng có thể có hai lực tập trung ứng với hai thành phần động theo hai hướng khác nhau, nếu ở dạng dao động riêng này nút thứ k có chuyển vị theo cả hai phương, y_{ki} và x_{ki} đều lớn đáng kể.

3.3. Tổ hợp hệ quả các thành phần tác dụng của tải trọng gió

a) Trường hợp gió thổi theo hướng trục y

Sau khi đã xác định được các thành phần tác dụng (tĩnh và động) của tải trọng gió ở mỗi dạng dao động, cần tiến hành đặt các thành phần tác dụng này vào hệ để tiếp tục giải bài toán phân tích hệ kết cấu. Thông thường, các thành phần này được quy về thành các lực tập trung nằm ngang theo các hướng dao động y và x và đặt tại nút phần tử (có thể là nút khung hoặc góc tấm), ở ngang mức sàn tầng. Cần giải bài toán với tác dụng của riêng thành phần tĩnh; tiếp theo là, ứng với mỗi dạng dao động, cần giải một bài toán nội lực (hoặc chuyển vị) để sử dụng kết quả cho tổ hợp nội lực (hoặc chuyển vị) sau này; không được phép cộng các tác dụng của thành phần tĩnh và các thành phần động để giải nội lực một lần (trừ trường hợp chỉ xảy ra $f_1 < f_L < f_2$).

Nếu ký hiệu Q_k^y là giá trị nội lực, (lực cắt lực dọc, mômen uốn, mômen lật...) hoặc chuyển vị (chuyển vị thẳng, góc xoay...), gọi tắt là hệ quả tác động tại tiết diện k nào đó, do tải trọng gió gây ra, khi gió thổi theo hướng trục y, thì Q_k^y được xác định theo công thức:

$$Q_k^y = Q_{ok}^y \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{s_1} (Q_{pki}^y)^2} \quad (3.24)$$

Trong đó: Q_{ok}^y – giá trị đại lượng Q_k^y , tại tiết diện k, do thành phần tĩnh của tải trọng gió thổi theo hướng trục y gây ra;

Q_{pki}^y – giá trị của đại lượng Q_k^y , tại tiết diện k, do thành phần động của tải trọng gió gây ra, khi công trình dao động ở dạng thứ i, tương ứng với hướng gió là trục y (phải tính với s_1 dạng dao động cơ bản đầu tiên).

Biểu thức (3.24) được thành lập trên cơ sở lý thuyết thống kê; vì vậy dấu của số hạng thứ hai lấy theo dấu của số hạng thứ nhất.

b) Trường hợp gió thổi theo hướng trục x

Khi hướng gió thay đổi (ví dụ xét gió dọc theo trục x), cần tiến hành quá trình tương tự, từ khi tính toán thành phần tĩnh (công thức 3.6a) đến tổ hợp hệ quả tác dụng nhưng với các giá trị tính toán tương ứng với hướng xét (hướng trục x). Cuối cùng, trường hợp gió thổi theo phương trục x, ta có hệ quả tác động:

$$Q_k^x = Q_{ok}^x \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{s_2} (Q_{pki}^x)^2} \quad (3.25)$$



Trong đó: Q_{ok}^x – giá trị đại lượng Q_k^x , tại tiết diện k , do thành phần tĩnh của tải trọng gió thổi theo hướng trục x gây ra;

Q_{pki}^x – giá trị của đại lượng Q_k^x , tại tiết diện k , do thành phần động của tải trọng gió gây ra, khi công trình dao động ở dạng thứ i , tương ứng với hướng gió là trục x (có thể là phải tính với s_2 dạng dao động cơ bản đầu tiên, và $s_2 \neq s_1$).

Tương tự, biểu thức (3.25) được thành lập trên cơ sở lý thuyết thống kê, vì vậy dấu của số hạng thứ hai lấy theo dấu của số hạng thứ nhất.

c) Trường hợp gió thổi theo hướng đường chéo của mặt bằng.

Cách tiến hành tương tự như khi gió thổi theo hướng trục y , hoặc x ; nhưng vectơ tải trọng gió ban đầu (theo phương đường chéo của mặt bằng) được chiếu xuống phương trục x và trục y :

$$w_x = w \cdot \cos \alpha; \quad (3.26)$$

$$w_y = w \cdot \sin \alpha \quad (3.27)$$

trong đó: α là góc tạo thành bởi đường chéo của mặt bằng và trục x .

Việc xác định các thành phần tác dụng (tĩnh và động) tiến hành riêng rẽ theo từng phương như trên; nhưng việc giải bài toán nội lực, chuyển vị không gian thực hiện bằng cách đồng thời tác dụng theo cả hai phương (x và y), nhưng với cường độ nhỏ hơn, lấy từ biểu thức (3.26) và (3.27) trên đây.

Kết quả tính được theo các công thức (3.24), (3.25) là hệ quả tác dụng của tải trọng gió lên công trình theo các hướng gió, là số liệu để kết hợp cùng với hệ quả của các tác dụng khác nữa, nhằm tìm ra tổ hợp nội lực bất lợi cho tiết diện cấu kiện hoặc cho biến dạng của hệ kết cấu.

4. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

4.1. Các khái niệm và quan niệm thiết kế

Động đất là hiện tượng dao động rất mạnh của nền đất, gây ra bởi các hoạt động kiến tạo hoặc do sự trượt đứt gãy của các lớp đất đá, làm giải phóng năng lượng đột ngột trong vỏ quả đất.

Trung tâm chuyển động, nơi phát ra năng lượng chủ yếu nằm sâu bên dưới lớp vỏ quả đất được quy vào một điểm gọi là chấn tiêu; đường nối chấn tiêu với tâm quả đất kéo dài gặp mặt đất tại một điểm, gọi là chấn tâm. Khoảng cách từ chấn tiêu đến chấn tâm gọi là độ sâu chấn tiêu H ; khoảng cách từ chấn tiêu đến điểm quan trắc

(hoặc công trình khảo sát) gọi là tiêu cự D ; khoảng cách từ chấn tâm đến công trình khảo sát gọi là tâm cự L . Năng lượng được giải phóng từ chấn tiêu được lan truyền qua các lớp đất đá, tới bề mặt trái đất dưới dạng sóng, càng gần chấn tâm các sóng này càng lớn.

Để đánh giá sức mạnh của một trận động đất, người ta dùng thang độ lớn và thang cường độ.

- ♦ Thang độ lớn động đất là thang đánh giá định lượng quy mô và độ lớn các đứt gãy, dựa trên biên độ lớn nhất của các sóng khối, sóng mặt. Theo thang Richter, độ lớn M của một trận động đất là logarit thập phân biên độ cực đại A (đo bằng micromet $\sim 10^{-6}$ m) của địa chấn kế chuẩn ghi tại điểm cách chấn tâm 100 km:

$$M = \log A \quad (3.28)$$

Hoặc là hiệu số giữa logarit thập phân biên độ của trận động đất đang khảo sát ($\log A$) và logarit thập phân biên độ của trận động đất chuẩn ($\log A_0$):

$$M_L = (\log A - \log A_0) \quad (3.29)$$

- ♦ Thang cường độ động đất dùng để đánh giá sức mạnh động đất theo cách định tính; chúng được lập dựa trên mức độ bị phá hoại của các công trình, của mặt đất và phản ứng của con người khi chịu động đất. Nước ta thường dùng thang MSK-64 để đánh giá và phân loại các trận động đất; theo đó thì các trận động đất được chia thành 12 cấp, đánh số từ I đến XII.

Thang cường độ không kèm theo các thông số liên quan đến chuyển động của nền đất. Nhằm phục vụ thiết kế công trình, phụ lục K của TCXDVN 375:2006 đã giới thiệu mối quan hệ giữa gia tốc nền lớn nhất tương ứng với các cấp cường độ theo thang MSK-64. Theo đó thì gia tốc chuyển động của nền ứng với động đất cấp V là $(0,12 \div 0,25) \text{ m/s}^2$, ở động đất cấp X là $(4,0 \div 6,0) \text{ m/s}^2 \dots$

Động đất gây nên những chuyển động của nền công trình theo các hướng, theo thời gian với các quy luật rất 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 động đất, thực chất là xác định lực quán tính sinh ra do khối lượng của công trình bị dao động khi động đất. Đó là công việc rất khó khăn và phụ thuộc vào nhiều yếu tố phức tạp: về dao động, về cấu tạo nền đất, về truyền sóng... Trước năm 2006 nhà nước Việt Nam chưa ban hành Tiêu chuẩn kháng chấn, nhưng cho phép sử dụng một số tiêu chuẩn, trong đó có Tiêu chuẩn Liên Xô trước đây SNiPII-7-1981 để xác định tải trọng động đất lên công trình xây dựng. Năm 2006

nhà nước ta đã ban hành Tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006, dựa trên cơ sở của Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 8 để xác định tác dụng của tải trọng động đất lên công trình. Hiện tại, khi thiết kế kháng chấn cho các công trình xây dựng trên lãnh thổ Việt Nam, cần phải tuân theo các quy định của tiêu chuẩn này, phần sau đây giới thiệu trình tự cụ thể các việc cần tiến hành.

4.2. Nhận dạng điều kiện đất nền theo tác động động đất

a) Nhận dạng các loại nền đất

Tuỳ thuộc vào mặt cắt địa tầng và các chỉ tiêu khảo sát địa chất công trình, Tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006 phân chia nền đất thành bảy loại A, B, C, D, E và S₁, S₂ với các đặc điểm nêu ở bảng 3.3 sau đây:

Bảng 3.3. Phân loại nền đất theo TCXDVN 375:2006 (Eurocode 8)

Loại nền đất	Mô tả tính chất	Các chỉ tiêu khảo sát		
		$V_{s,30}$ (m/giây)	N_{SPT} (số nhát/30cm)	C_u (kPa)
A	Đá hoặc các kiến tạo tựa đá, kể cả các lớp yếu hơn trên bề mặt dày không quá 5 m	> 800	–	–
B	Cát, cuội sỏi rất chặt; đất sét rất cứng có bề dày hàng chục mét; theo chiều sâu, các tính chất cơ học tăng dần	360–800	> 50	> 250
C	Cát chặt hoặc chặt vừa; cuội sỏi hoặc đất sét cứng có bề dày hàng chục tới hàng trăm mét.	180–360	15–50	70–250
D	Đất bồi rời từ xốp đến chặt vừa (có không xen kẹp vài lớp đất dính mềm); hoặc có đa phần là đất dính trạng thái từ mềm đến cứng vừa.	< 180	< 15	< 70
E	Địa tầng gồm các lớp đất trầm tích sông ở trên mặt, dày (5–20) m, tốc độ truyền sóng như loại C, loại D, bên dưới là các lớp cứng hơn, có $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Địa tầng bao gồm hoặc có chứa một lớp đất sét mềm/bùn dày ít nhất 10 m, với chỉ số dẻo cao (PI.10) và độ ẩm lớn	< 100	–	10–20
S ₂	Địa tầng bao gồm các lớp đất dễ hoá lỏng, đất sét nhạy, hoặc các đất khác không thuộc các loại trên			

b) Định gia tốc nền tham chiếu; gia tốc nền thiết kế

Nguy cơ động đất của mỗi vùng được mô tả dưới dạng một tham số gọi là đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} , quy ước trên nền loại A. Đỉnh gia tốc nền trên lãnh thổ Việt Nam tương ứng với chu kỳ lặp quy ước 475 năm, hoặc xác suất vượt quá 10% trong 50 năm với yêu cầu công trình không sụp đổ. Phụ lục I của TCXDVN 375:2006 đã lập thành bảng, quy định tỷ số a_{gR}/g tương ứng với từng vùng lãnh thổ.

Tiêu chuẩn không yêu cầu thiết kế kháng chấn như nhau với mọi công trình, mà tùy theo mức độ quan trọng của công trình để chọn hệ số tầm quan trọng γ_I thích hợp. Với mỗi công trình cụ thể, khi thiết kế kháng chấn cần sử dụng gia tốc nền thiết kế a_g . Tương ứng với trạng thái giới hạn cực hạn, gia tốc nền thiết kế a_g xác định như sau:

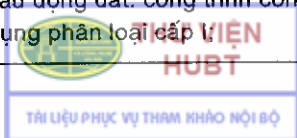
$$a_g = \gamma_I a_{gR} \tag{3.30}$$

Trong đó: a_{gR} – đỉnh gia tốc nền tham chiếu ở địa điểm xây dựng công trình (là tích của gia tốc trọng trường $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ nhân với con số cho trong phụ lục I của TCXDVN 375:2006);

γ_I – hệ số tầm quan trọng (Importance Factor) của công trình, tra theo bảng 3.4 sau đây, trích từ phụ lục F của Tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006.

Bảng 3.4. Mức độ quan trọng và hệ số tầm quan trọng

Mức độ quan trọng		Công trình	Hệ số tầm quan trọng γ_I
Đặc biệt	Công trình có tầm quan trọng đặc biệt. Không cho phép hư hỏng do động đất	<ul style="list-style-type: none"> – Đập bê tông chịu áp, cao > 100 m; – Nhà máy điện có nguồn nguyên tử; – Nhà để nghiên cứu, sản xuất các chế phẩm sinh vật kích độc, các loại vi khuẩn, mầm bệnh thiên nhiên và nhân tạo (dịch chuột, dịch tả, thương hàn...); – Công trình cột, tháp cao hơn 100 m; – Nhà cao hơn 60 tầng. 	Thiết kế với gia tốc lớn nhất có thể xảy ra
	Công trình có tầm quan trọng sống còn với việc bảo vệ cộng đồng; chức năng không được gián đoạn trong quá trình xảy ra động đất	<ul style="list-style-type: none"> – Công trình thường xuyên đông người, có hệ số sử dụng cao: thuộc mục 1-2a, b, h, k, l, m có số tầng, nhịp, sức chứa phân loại cấp I; – Công trình mà chức năng không được gián đoạn sau động đất: công trình công cộng 1-2c, diện tích sử dụng phân loại cấp I. 	1,25



	Mức độ quan trọng	Công trình	Hệ số tầm quan trọng γ_1
		<ul style="list-style-type: none"> - Công trình mục II-9ê, II-9b; công trình V-1ê, V-1b phân loại cấp I; - Kho chứa hoặc tuyến ống có liên quan đến chất độc hại, dễ cháy, dễ nổ: công trình mục II-5a, II-5b, mục II-5c phân loại cấp I, II; - Nhà cao từ 20 đến 60 tầng; công trình dạng tháp cao 200 m đến 300 m 	
II	Công trình có tầm quan trọng trong việc ngăn ngừa hậu quả động đất; nếu bị sụp đổ sẽ gây tổn thất lớn về người và tài sản	<ul style="list-style-type: none"> - Công trình thường xuyên đông người, có hệ số sử dụng cao: mục I-2a, b, h, k, l, m có nhịp, diện tích, sức chứa phân loại cấp II; - Trụ sở hành chính cơ quan cấp tỉnh, thành phố; các công trình trọng yếu của tỉnh, thành phố, đóng vai trò đầu mối như: mục I-2đ, g, h có nhịp, diện tích, sức chứa phân loại cấp I, II; - Các hạng mục quan trọng lắp đặt các thiết bị có giá trị cao của các nhà máy thuộc công trình công nghiệp mục II-1 đến II-4, II-6 đến II-8, II-10 đến II-12; công trình năng lượng mục II-9a, b; công trình giao thông III-3, III-5; Công trình thủy lợi IV-2; công trình hầm III-4; công trình cấp thoát nước V-1, tất cả phân loại cấp I, II; - Các công trình an ninh, quốc phòng; - Nhà cao từ 9 đến 19 tầng; công trình dạng tháp cao 100 m đến 200 m. 	1,00
III	Công trình không thuộc mức đặc biệt và mức I, II, IV	<ul style="list-style-type: none"> - Nhà ở mục I-1, nhà làm việc mục I-2đ, nhà triển lãm, nhà văn hoá, câu lạc bộ, nhà biểu diễn, nhà hát, rạp chiếu phim, rạp xiếc phân loại cấp III; - Công trình công nghiệp mục II-1 đến II-4, mục II-6 đến II-8; từ II-10 đến II-12 phân loại cấp III diện tích sử dụng từ 1000 đến 5000 m²; - Nhà cao từ 4-8 tầng, công trình dạng tháp cao 50-100 m; - Tường cao hơn 10 m. 	0,75
IV	Công trình có tầm quan trọng thứ yếu đối với sự an toàn sinh mạng con người	<ul style="list-style-type: none"> - Nhà tạm; cao không quá 3 tầng; - Trại chăn nuôi gia súc 1 tầng; - Kho chứa hàng, diện tích sử dụng đến 1000 m². - Xưởng sửa chữa, công trình công nghiệp phụ trợ, mục từ II-1 đến II-4, từ II-6 đến II-8, từ II-10 đến II-12 phân loại cấp IV. - Công trình mà sự hư hỏng do động đất ít gây thiệt hại về người và thiết bị quý giá. 	Không yêu cầu tính toán kháng chấn

*Chi tiết của bảng phân cấp, phân loại công trình xem cụ thể ở phụ lục G TCXDVN 375:2006.

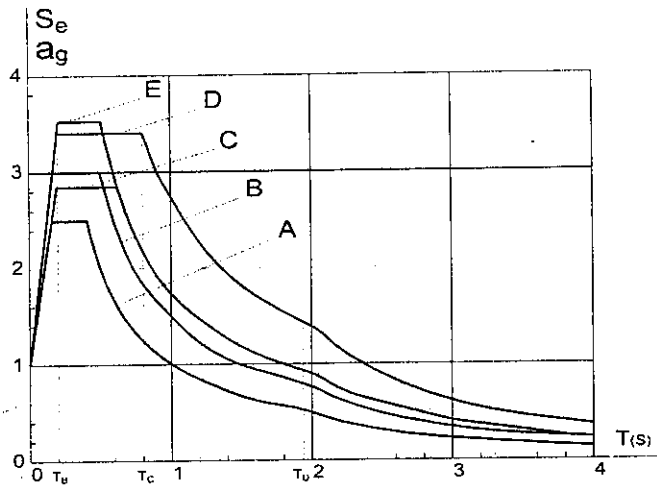


4.3. Phổ đàn hồi và phổ thiết kế

Đặc trưng chuyển động của nền đất tại một địa điểm nào đó biểu thị tác động của động đất lên công trình và được dùng để thiết kế công trình chịu động đất. Tác động này có thể biểu diễn theo nhiều dạng khác nhau: theo phổ phản ứng hoặc theo gia tốc đều. Tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006 sử dụng phương pháp phổ phản ứng theo dạng dao động (phương pháp phổ phản ứng) để xác định phản ứng lớn nhất của công trình chịu động đất theo cách tổ hợp các phản ứng lớn nhất của các dạng dao động chính.

Hình 3.20 biểu diễn dạng của phổ phản ứng đàn hồi theo phương ngang đã được chuẩn hoá qua gia tốc nền α_g (với hệ số cản $\xi = 5\%$) của năm loại nền đất A, B, C, D, E.

Giá trị các tham số S , T_B , T_C , T_D mô tả dạng phổ phản ứng đàn hồi theo phương ngang. Với các loại nền đất A, B, C, D, E, chúng được cho theo hình 3.20 và bảng 3.5 sau đây; với các nền loại đặc biệt S_1 và S_2 cần thực hiện các nghiên cứu riêng để xác định cụ thể các hệ số này.



Hình 3.20. Phổ phản ứng đàn hồi tương ứng với các loại nền đất A, B, C, D, E ($\xi = 5\%$)

Bảng 3.5. Giá trị các tham số biểu diễn phổ phản ứng đàn hồi

Loại nền đất	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,2	0,6	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,1	0,5	2,0

Để tránh phải thực hiện việc phân tích kết cấu trên hệ không đàn hồi với các phổ phản ứng đàn hồi $S_e(T)$, người ta phân tích kết cấu trên hệ đàn hồi với phổ thiết kế $S_d(T)$.

Phổ thiết kế $S_d(T)$ là phổ phản ứng đàn hồi $S_e(T)$ được thu nhỏ lại thông qua hệ số ứng xử q của kết cấu, nên còn gọi là phổ đàn hồi thu nhỏ.

Lưu ý rằng sử dụng phương pháp phân tích tuyến tính không có nghĩa là phản ứng của kết cấu chịu động đất là đàn hồi tuyến tính. Đây chỉ là thủ thuật nhằm đơn giản hoá việc tính toán trong thực tế bằng cách thay thế việc tính toán hệ phi tuyến phức tạp bằng tính toán hệ đàn hồi tuyến tính.

Ứng với thành phần nằm ngang của tác động động đất, tung độ của phổ thiết kế $S_d(T)$ được xác định theo các biểu thức sau:

- Khi $0 \leq T \leq T_B$;
$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right];$$
- Khi $T_B \leq T \leq T_C$;
$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}; \tag{3.31}$$
- Khi $T_C \leq T \leq T_D$;
$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]; \text{ và } S_d(T) \geq \beta a_g;$$
- Khi $T_D \leq T$;
$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \text{ và } S_d(T) \geq \beta a_g;$$

Trong đó: S – hệ số nền, lấy tùy thuộc loại nền đất;

T_B – giới hạn dưới của chu kỳ dao động, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc nền;

T_C – giới hạn trên của chu kỳ dao động, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc nền;

T_D – giá trị xác định điểm bắt đầu của phần phản ứng chuyển vị không đổi trong phổ phản ứng;

Giá trị S , T_B , T_C , T_D phụ thuộc từng loại nền đất (tra theo bảng 3.5 ở trên);

β – hệ số, ứng với cận dưới của phổ thiết kế theo phương ngang, $\beta = 0,2$;

a_g – gia tốc nền thiết kế trên nền loại A, tính theo biểu thức (3.30) trên đây;

q – hệ số ứng xử (xem phần 4.4 dưới đây).

4.4. Hệ số ứng xử q

Theo quan niệm thiết kế hiện đại, mọi công trình (trừ các công trình đặc biệt) phải được thiết kế để làm việc trong miền không đàn hồi khi động đất. Cũng có nghĩa là các hệ kết cấu được phép chịu tải trọng động đất trong miền không đàn hồi. Các quan niệm hấp thụ năng lượng và phân bố lại biến dạng dẻo cho phép giảm lực tác động của động đất rất nhiều so với giả thiết đàn hồi. Khả năng biến dạng dẻo của hệ biểu thị qua hệ số dẻo μ hoặc qua hệ số ứng xử q (hoặc hệ số làm việc R).

Hệ số ứng xử q xét tới khả năng phân tán năng lượng của kết cấu, biểu thị một cách gần đúng tỷ số giữa lực động đất mà kết cấu phải chịu khi giả thiết phản ứng của nó là hoàn toàn đàn hồi (với độ cản nhớt $\xi = 5\%$) và lực động đất được dùng để thiết kế kết cấu theo mô hình phân tích đàn hồi quy ước.

a) Với công trình nhà bê tông cốt thép (BTCT)

Khi tính toán tác động theo phương ngang của động đất lên nhà BTCT với các cấp độ dẻo khác nhau (có xét đến ảnh hưởng của độ cản nhớt ξ khác 5%), thì giá trị giới hạn trên của hệ số ứng xử q , xác định theo mỗi hướng thiết kế theo công thức:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \tag{3.32}$$

trong đó: q_0 – giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc loại kết cấu và tính đều đặn theo chiều cao của công trình. Đối với nhà có tính đều đặn theo chiều cao, q_0 xác định tương ứng với cấp dẻo trung bình (DCM) hoặc cao (DCH) của công trình, lấy theo bảng 3.6 dưới đây.

k_w – hệ số phản ánh dạng phá hoại thường gặp trong kết cấu có tường chịu lực, được lấy như sau:

$k_w = 1,00$ với hệ khung và hệ hỗn hợp tương đương khung;

$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$ nhưng không bé hơn 0,5 với hệ tường chịu lực, hệ tương đương tường và hệ dễ xoắn;

α_0 – tỷ số hình dạng (h_w/l_w) thường gặp của các tường chịu lực. Nếu tỷ số này của các tường thứ i không khác nhau nhiều, có thể xác định:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \tag{3.33}$$

Bảng 3.6. Giá trị cơ bản của hệ số ứng xử q_0
(của các hệ kết cấu BTCT đều đặn theo chiều cao)

Loại kết cấu	DCM	DCH
Hệ khung, hệ hỗn hợp, hệ tường ghép	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Hệ tường chịu lực không ghép	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Hệ dễ xoắn (hệ lõi)	2,0	3,0
Hệ con lắc ngược	1,5	2,0



Lưu ý:

- Với các nhà không đều đặn theo chiều cao, q_0 cần giảm bớt 20%.
- Tỷ số α_u/α_1 biểu thị sự vượt độ bền của hệ kết cấu do dư thừa liên kết (do hệ siêu tĩnh). Đây là tỷ số giữa tác động động đất gây ra cơ cấu phá hoại dẻo đầy đủ và tác động tạo ra khớp dẻo đầu tiên (với tác động đồng thời của cả tải trọng thẳng đứng và tải trọng động đất). Các giá trị α_u và α_1 được xác định bằng tính toán theo cách lấy lực cắt đáy ở cơ cấu phá hoại tổng thể (hoặc lực cắt đáy lúc xuất hiện khớp dẻo đầu tiên) xác định theo phân tích đẩy dần, chia cho lực cắt đáy do động đất thiết kế gây ra.

Khi hệ số α_u/α_1 không được xác định bằng tính toán, với các nhà đều đặn trong mặt bằng có thể sử dụng các giá trị gần đúng như sau:

- Hệ khung hoặc hệ hỗn hợp tương đương :
 - nhà một tầng: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - các hệ khung một nhịp nhiều tầng: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
 - các hệ khung nhiều nhịp, nhiều tầng hoặc các kết cấu hỗn hợp tương đương khung: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.
- Các hệ tường chịu lực hoặc hệ hỗn hợp tương đương tường chịu lực :
 - các hệ tường chỉ có hai tường không ghép theo phương ngang: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
 - các hệ tường không ghép khác: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
 - các hệ hỗn hợp tương đương tường hoặc hệ tường không ghép: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.

Đối với các nhà không đều đặn trên mặt bằng, khi không thực hiện việc tính toán các giá trị α_u/α_1 , có thể lấy gần đúng α_u/α_1 là trung bình cộng của 1,0 và giá trị cho trên đây. Giá trị α_u/α_1 lớn nhất là 1,5.

b) Với kết cấu, công trình bằng thép

• Các quan niệm thiết kế, cấp dẻo kết cấu

Khi chịu động đất thì tùy theo cấp dẻo của kết cấu (quy định ở bảng 3.7 dưới đây) mà các nhà bằng thép được thiết kế theo một trong hai quan niệm:

- kết cấu có khả năng tiêu tán năng lượng thấp;
- kết cấu có khả năng tiêu tán năng lượng.



Bảng 3.7. Các quan niệm thiết kế, cấp dẻo kết cấu và giới hạn trên của hệ số ứng xử

Quan niệm thiết kế	Cấp dẻo kết cấu	Phạm vi giá trị của hệ số ứng xử
Quan niệm a	DCL (thấp)	$\leq 1,5 \div 2$
Quan niệm b	DCM (trung bình)	≤ 4 ; và không vượt quá giá trị giới hạn cho trong bảng 3.8
	DCH (cao)	Lấy theo giá trị giới hạn trong bảng 3.8

Theo quan niệm a) nội lực được tính toán theo phân tích đàn hồi tổng thể mà không xét đến sự làm việc phi tuyến của vật liệu. Khi sử dụng phổ thiết kế, cận trên của hệ số ứng xử lấy bằng 0,5. Trường hợp công trình có dạng không đều theo mặt đứng, hệ số ứng xử được nhân với 0,8, và không nhất thiết phải nhỏ hơn 1,5.

Nếu lấy giá trị cận trên của hệ số ứng xử lớn hơn 1,5 thì các cấu kiện kháng chấn chính của kết cấu phải có tiết diện thuộc lớp 1, 2, 3 (dẻo, đặc chắc, không đặc chắc).

Theo quan niệm b) khả năng chịu tác động động đất của các bộ phận (vùng tiêu tán năng lượng) của kết cấu phải tính đến sự làm việc ngoài giới hạn đàn hồi. Khi sử dụng phổ thiết kế, giá trị hệ số ứng xử q có thể lấy lớn hơn giá trị giới hạn nêu trong bảng trên. Giá trị giới hạn trên của q phụ thuộc vào cấp dẻo kết cấu và dạng kết cấu. Vật liệu thép ở vùng tiêu tán năng lượng phải bị chảy dẻo trước khi các vùng khác vượt quá giới hạn đàn hồi; ví dụ thép S235 có thêm chảy, dùng cho các cấu kiện tiêu tán năng lượng, thép S355 dùng cho các cấu kiện có khả năng tiêu tán năng lượng thấp.

• **Dạng kết cấu**

Tuỳ theo mức độ ứng xử của kết cấu chịu lực chính, dưới tác động của động đất mà mỗi nhà thép đều thuộc vào một trong các dạng kết cấu sau đây:

- ♦ khung chịu mô men (khung nút cứng), lực ngang được chịu chủ yếu bởi các cấu kiện làm việc chịu uốn là chính, vùng tiêu tán năng lượng bố trí tại các khớp dẻo trong dầm, nút cột-dầm, ở chân khung, đỉnh cột tầng trên cùng.
- ♦ khung với hệ giằng đúng tâm, hội tụ đúng vào nút khung (dạng chéo chữ X, chữ V, tam giác chồng), lực ngang được chịu chủ yếu bởi các cấu kiện chịu lực dọc trục, vùng tiêu tán năng lượng chỉ nằm trong các thanh giằng chịu kéo (nếu giằng chéo dạng chữ X), hoặc có thể nằm trong cả thanh giằng chịu kéo và chịu nén (nếu hệ giằng dạng chữ V, dạng tam giác chồng);
- ♦ khung với hệ giằng lệch tâm (thanh giằng không tụ vào nút khung mà chống vào dầm), lực ngang được chịu chủ yếu bởi các thanh chịu tải trọng dọc trục, nhưng sự bố trí lệch tâm phải sao cho năng lượng có thể bị tiêu tán tại đoạn nối kháng chấn bởi sự uốn hoặc cắt theo chu kỳ; tỷ số $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$.



- ♦ kết cấu kiểu con lắc ngược (tháp nước hoặc nhà một tầng một nhịp), vùng tiêu tán năng lượng bố trí tại chân cột (có thể ở cả đầu cột với nhà 1 tầng 1 nhịp). Tỷ số α_u/α_1 lấy = 1,0 với hệ con lắc ngược; = 1,1 với nhà 1 tầng 1 nhịp.
 - ♦ kết cấu bao gồm các khung thép, đồng thời có cả vách dạng tường (hoặc lõi) bê tông cốt thép, lực ngang được chịu chủ yếu bởi các vách, lõi bê tông cốt thép.
 - ♦ khung có nút cứng kết hợp với khung có hệ giằng đúng tâm (sơ đồ kết hợp khung–giằng); vùng tiêu tán năng lượng nằm trong khung cứng và cả trong các thanh chéo chịu kéo của khung giằng. Tỷ số $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
 - ♦ khung có nút cứng kết hợp với tường chèn khung;
 - ♦ không sử dụng hệ giằng chữ K mà nút giao của các thanh giằng chéo nằm trên chiều cao cột.
- **Hệ số ứng xử của kết cấu nhà bằng thép**

Hệ số ứng xử q là để xét đến khả năng tiêu tán năng lượng của hệ kết cấu. Đối với các nhà kết cấu thép thoả mãn tính đều đặn theo chiều cao, thì q lấy theo giới hạn trên của giá trị tham chiếu cho trong bảng 3.8. Trong trường hợp không đều đặn, giá trị trong bảng cần giảm đi 20%.

Bảng 3.8. Giá trị giới hạn trên của hệ số ứng xử cho các hệ kết cấu thông dụng

Dạng kết cấu	Phân loại cấp dẻo kết cấu	
	DCM	DCH
a) Khung chịu mômen	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
b) Khung với hệ giằng đúng tâm: giằng chéo chữ X giằng chữ V, tam giác chống	4	4
	2	2,5
c) Khung với hệ giằng lệch tâm	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$
d) Kết cấu kiểu con lắc ngược	2	$2 \alpha_u/\alpha_1$
e) Kết cấu có lõi, vách BTCT	(theo quy định cho kết cấu BTCT)	
f) Khung chịu mômen kết hợp với hệ giằng đúng tâm	4	$4 \alpha_u/\alpha_1$
g) Khung chịu mômen kết hợp với tường chèn – Tường chèn khối xây hoặc chỉ tiếp giáp với khung – Tường chèn BTCT có liên kết với khung – Tường chèn phân cách với khung chịu mômen	2	2
	(theo quy định cho kết cấu hỗn hợp)	
	4	$5 \alpha_u/\alpha_1$

Tỷ số α_u/α_1 biểu thị mức độ siêu tĩnh của hệ kết cấu. Đối với nhà có mặt bằng đều đặn, giá trị α_u/α_1 được lấy tương ứng với dạng kết cấu đã nêu trên. Trong đó α_1 là hệ số nhân với tải trọng ngang động đất thiết kế để xuất hiện một cấu kiện bất kỳ đầu tiên đạt đến độ dẻo, trong khi các tải trọng thiết kế khác không đổi.

Tương tự như vậy, α_u là giá trị được nhân với tải trọng động đất thiết kế để hình thành các khớp dẻo, đủ để xuất hiện trạng thái mất ổn định tổng thể kết cấu, trong khi các tải trọng thiết kế khác không đổi.

Với các công trình không đều đặn theo mặt bằng, nếu không tính toán để xác định α_u/α_1 , có thể sử dụng giá trị trung bình của 1,0 và các giá trị quy định, tương ứng với mỗi dạng kết cấu đã nêu trên.

Tùy thuộc vào việc phân loại tiết diện của cấu kiện thép và khả năng tiêu tán năng lượng (tương ứng với cấp dẻo thiết kế), hệ số ứng xử q lấy theo bảng 3.9 sau đây:

Bảng 3.9. Yêu cầu về phân loại tiết diện thép

Cấp dẻo kết cấu	Hệ số ứng xử q	Phân loại tiết diện thép
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Loại 1, 2, hoặc 3
	$2 < q \leq 4$	Loại 1 hoặc 2
DCH	$q > 4$	Loại 1

4.5. Tác động của động đất lên công trình

Dao động của nền đất sinh ra lực quán tính tác dụng tại chân công trình (mặt trên của móng), gọi là lực cắt đáy. Tùy theo đặc trưng dao động riêng của nhà, có thể sử dụng một trong hai phương pháp sau đây để xác định lực cắt đáy.

a) Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

Sử dụng cho những ngôi nhà mà phản ứng của nó chỉ bị ảnh hưởng đáng kể bởi dạng dao động cơ bản thứ nhất; ảnh hưởng của các dạng dao động bậc cao hơn là không đáng kể. Những ngôi nhà như vậy, cần thoả mãn cả hai điều kiện sau đây:

- Có các chu kỳ dao động cơ bản T_1 theo hai hướng chính thoả mãn điều kiện:

$$T_1 \leq 4T_C \text{ và } T_1 \leq 2 \text{ giây;}$$

- Thoả mãn tính đều đặn theo chiều cao.



Theo mỗi hướng ngang chính, lực cắt đáy F_{b1} xác định theo biểu thức sau:

$$F_{b1} = S_d(T_1) M \lambda \quad (3.34)$$

Trong đó: $S_d(T_1)$ – tung độ của phổ thiết kế, tại chu kỳ dao động thứ nhất T_1 , xác định theo các công thức (3.31);

T_1 – chu kỳ dao động cơ bản thứ nhất của nhà, ở hướng đang xét;

M – tổng khối lượng của nhà (công trình) bên trên đỉnh móng (hoặc trên đỉnh của phần rất cứng bên dưới);

λ – hệ số hiệu chỉnh, lấy như sau:

$\lambda = 0,85$ nếu $T_1 \leq 2T_C$ với nhà có trên hai tầng; $\lambda = 1,0$ với các trường hợp khác.

Chu kỳ dao động cơ bản T_1 (s) là nghịch đảo của tần số dao động riêng f_1 (Hz), lấy từ kết quả bài toán dao động riêng của nhà, $T_1 = 1/f_1$.

Phân phối lực ngang do tác động động đất ở dạng dao động thứ nhất, lên tầng thứ k , tương ứng với mỗi hướng xét là:

Lực ngang đặt tại trọng tâm tầng thứ k , theo hướng đang xét (ví dụ hướng y) là:

$$F_{k1} = F_{b1} \frac{s_{k1} M_k}{\sum_{j=1}^n s_{j1} M_j} \quad (3.35)$$

Trong đó: F_{k1} – lực ngang tác dụng tại tầng thứ k , khi nhà dao động ở dạng thứ nhất;

F_{b1} – lực cắt đáy đặt tại đỉnh móng, theo hướng xét, xác định theo công thức (3.34);

s_{k1}, s_{j1} – chuyển vị ngang theo hướng đang xét (y hoặc x), ở dạng dao động cơ bản thứ nhất, của trọng tâm tầng thứ k , thứ j ; tổng j lấy với toàn bộ các tầng nhà ($j = 1 \div n$);

M_k, M_j – khối lượng của tầng thứ k , thứ j .

b) Phương pháp phân tích phổ phản ứng

Phương pháp phân tích phổ phản ứng sử dụng cho tất cả các nhà và công trình không thể áp dụng được phương pháp tĩnh lực ngang tương đương. Với phương pháp này, phải xét đến tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà, nghĩa là cần phải đáp ứng được một trong hai điều kiện sau:

- Tổng các khối lượng hữu hiệu tham gia các dao động được xét đến phải chiếm ít nhất 90% tổng khối lượng toàn nhà.
- Tất cả các kiểu (mode) dao động có khối lượng hữu hiệu lớn hơn 5% tổng khối lượng toàn nhà, đều được xét đến.

Với những nhà mà các dao động xoắn góp phần đáng kể, thì số kiểu dao động s cần được xét đến trong các phép phân tích không gian, cần thoả mãn cả hai điều kiện:

$$s \geq 3\sqrt{n}, \text{ với } n \text{ là số tầng nhà;}$$

và chu kỳ dao động riêng thứ s : $T_s \leq 0,2$ giây.

Việc tính toán tiến hành riêng biệt theo từng phương, ví dụ theo phương trục y , với trình tự sau:

- (1) Sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu thông dụng như SAP2000, STAADIII, ETABS... tính toán xác định chu kỳ và các thông số cần thiết của một số dạng dao động riêng đầu tiên (theo phương y);
- (2) Xác định các phổ thiết kế $S_d(T_i)$ của nhà, tương ứng với dạng dao động riêng thứ i theo phương xét (ví dụ phương y).
- (3) Xác định tổng lực cắt đáy tại chân nhà, tương ứng với dạng dao động thứ i theo phương xét (y):

$$F_{bi}^y = S_d(T_i)M_{yi} \quad (3.36)$$

Trong đó: $S_d(T_i)$ – phổ thiết kế, xác định ở bước (2) trên đây;

M_{yi} – Khối lượng hữu hiệu (khi công trình dao động theo hướng y), tương ứng với dạng dao động thứ i . Có thể xác định M_{yi} theo kết quả bài toán dao động riêng mà máy tính đưa ra, hoặc theo công thức:

$$M_{yi} = \frac{(\sum_{j=1}^n y_{ji}M_j)^2}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2M_j} \quad (3.37)$$

Với: n – tổng số bậc tự do (số tầng nhà);

M_j – khối lượng tập trung của tầng thứ j ;

y_{ji} – giá trị chuyển vị theo phương y , tại điểm đặt trọng lượng tầng thứ j , thuộc dạng dao động thứ i .

- (4) Phân phối lực ngang lên các tầng thứ k , theo hướng y , ở dạng dao động i , như sau:

$$F_{ki}^y = F_{bi}^y \frac{y_{ki}M_k}{\sum_{j=1}^n y_{ji}M_j} \quad (3.38)$$

Với: y_{ki}, y_{ji} – chuyển vị theo hướng trục y , ở dạng dao động i , của tầng thứ k , tầng thứ j ;

M_k, M_j – khối lượng tập trung của tầng thứ k , thứ j của nhà.

(5) Tổ hợp hệ quả của các dạng dao động cần xét.

Khi các dạng dao động cần xét theo phương y là s_1 được coi là độc lập thì hệ quả (nội lực, chuyển vị...) do động đất gây ra theo phương y , được tính theo:

$$E_{Ey} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{s_1} (E_{iEy})^2} \quad (3.39)$$

c) Tính toán theo phương ngang x

Tiến hành như với phương y , bằng phương pháp tĩnh lực ngang tương đương hoặc phương pháp phân tích phổ phản ứng; thay các chỉ số, tọa độ y là x , cũng có thể thay s_1 là s_2 ta có hệ quả tác dụng theo phương x là:

$$E_{Ex} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{s_2} (E_{iEx})^2} \quad (3.40)$$

4.6. Tổ hợp hệ quả các thành phần tác động của động đất

Động đất là tải trọng đặc biệt, có thể xuất hiện theo hướng bất kỳ trong không gian, việc xác định theo hướng các trục chính của nhà chỉ mang tính quy ước. Vì vậy phải tổ hợp các hệ quả do tác động ngang (nội lực, chuyển vị) được xác định độc lập theo hai phương vuông góc với nhau. Tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006 cho phép lấy 100% hệ quả tác động theo một phương, kết hợp với 30% hệ quả tác động theo phương vuông góc, nghĩa là xét đến các tổ hợp:

$$\begin{aligned} E_E &= \pm (E_{Ex} \text{ "+" } 0,30 E_{Ey}) \\ E_E &= \pm (0,30 E_{Ex} \text{ "+" } E_{Ey}) \end{aligned} \quad (3.41)$$

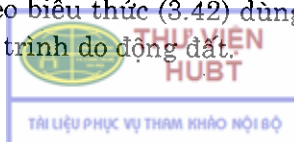
Trong đó: E_{Ex} là các lực và biến dạng do tác động theo phương x ; và E_{Ey} là các lực và biến dạng do tác động theo phương y .

Giá trị hệ quả xác định theo biểu thức (3.39), (3.40), (3.41) dùng kết hợp với hệ quả của các tác động khác để xác định tổ hợp nội lực, biến dạng bất lợi nhất cho tiết diện cấu kiện.

Cần lưu ý rằng: Nội lực do tác động động đất gây ra được lấy từ phân tích tuyến tính, nhưng do giả thiết cân bằng chuyển vị của hệ đàn hồi và hệ đàn dẻo và do việc sử dụng hệ số ứng xử q , nên chuyển vị của hệ do tác động động đất gây ra theo một phương nào đó Δ (hoặc d_s) được lấy bằng cách nhân giá trị của hệ số ứng xử q với chuyển vị xác định từ phân tích tuyến tính d_c (gây bởi giá trị tiêu chuẩn của các lực cắt tầng F_{ki} của phương đó), nghĩa là:

$$\Delta = d_s = q \cdot d_c \quad (3.42)$$

Giá trị chuyển vị tính được theo biểu thức (3.42) dùng để kiểm tra điều kiện chuyển vị, biến dạng của kết cấu, công trình do động đất.



§3.5. TÍNH TOÁN NHÀ CAO TẦNG

1. MÔ HÌNH VÀ GIẢ THIẾT TÍNH TOÁN

Kết cấu nhà cao tầng được tính toán để thoả 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. Thông thường, 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 liên hợp các thanh và các phần tử khác nữa (gọi chung là các phần tử); 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 kết cấu thẳng đứng là rời rạc, còn liên kết giữa các kết cấu thẳng đứng lại phân bố đều liên tục trên suốt 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 giàn) côngxon ngầm vào móng, 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 điệu. 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 hoá quá trình tính toán. Có hai phương pháp tính toán chính:

- ♦ **Phương pháp chính xác:** dựa vào máy tính điện tử và các chương trình lập sẵn. Sơ đồ tính là tập hợp các phần tử kết cấu rời rạc trong không gian, được liên kết với nhau.
- ♦ **Phương pháp tính gần đúng:** tùy theo từng sơ đồ, chấp nhận một số giả thiết nhằm đơn giản hoá tính toán, nhằm đưa ra các kết quả sơ bộ, để có thể định ra tiết diện ban đầu cho các phần tử hoặc để kiểm tra, so sánh 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, 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... 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 quy định của Tiêu chuẩn thiết kế để quyết định số dạng dao động cần xét đến.
- Xác định cụ thể từng trường hợp tác dụng của tải trọng lên công trình (trị số, điểm đặt, phương, chiều) kể cả thành phần tĩnh và thành phần động.
- Lần lượt giải bài toán nội lực, chuyển vị 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 đều được tiến hành bằng máy tính và các chương trình tính toán đủ mạnh: có thể tính hệ không gian nhiều về số lượng và chủng loại phần tử, có thể giải được các bài toán động học công trình. Các chương trình thông dụng nhất hiện nay là: SAP2000, ETABS, STAADIII,... 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

3.1. 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 các biến dạng khác nhau; cách tính gần đúng dựa trên cơ sở đặc điểm về sơ đồ biến dạng tương ứng với các tác dụng này.

a) Tính toán gần đúng kết cấu khung chịu tải trọng đứng

Chia hệ khung không gian thành các khung phẳng độc lập chịu tác dụng tương ứng với diện tích truyền tải của mỗi khung. Sơ đồ biến dạng của khung nút cứng



chịu tải trọng đứng phân bố đều q được giới thiệu trên hình 3.21. Lực dọc tròng dầm rất bé, coi như bằng 0. Điểm bằng không của mômen cách đầu dầm một đoạn bằng $0,1L$.

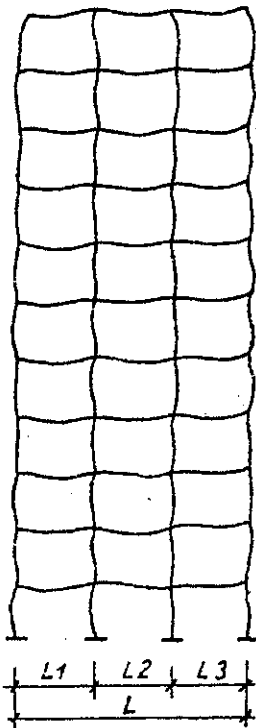
♦ Sơ đồ tính toán gân đúng dầm trong khung được giới thiệu trên hình 3.22.

– Mômen dương lớn nhất tại điểm giữa nhịp dầm:

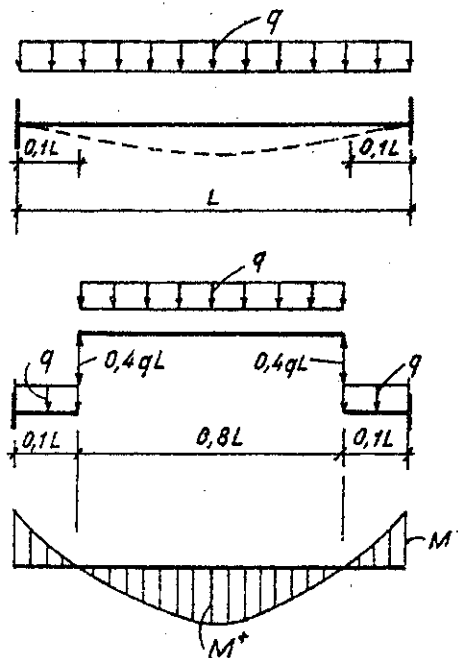
$$M = \frac{q(0,8L)^2}{8} = 0,08qL^2 \tag{3.43}$$

– Mômen âm lớn nhất tại đầu dầm:

$$M = - \left[0,4qL \times 0,1L + \frac{q(0,1L)^2}{2} \right] = -0,045qL^2 \tag{3.44}$$



Hình 3.21. Biến dạng của khung cứng khi chịu tải trọng đứng



Hình 3.22. Tính toán dầm trong khung cứng chịu tải trọng đứng

♦ Đối với cột: Bỏ qua sự lệch tâm do chênh nhau về nhịp hoặc do tải trọng q ở hai phía cột có thể khác nhau; cột giữa chủ yếu chịu nén.

Cột biên chỉ liên kết với dầm ở một phía, nút khung sẽ bị lệch tâm do mômen ở đầu dầm M_G truyền sang hai đầu của hai đoạn cột cùng tụ vào nút.

Phân phối mômen M_G cho các đầu cột theo độ cứng đơn vị của từng đoạn cột cùng tụ vào nút (hình 3.23):

$$M_{\text{trên}} = M_G \frac{i_{tr}}{i_{tr} + i_d}; \quad (3.45)$$

$$M_{\text{dưới}} = M_G \frac{i_d}{i_{tr} + i_d}; \quad (3.46)$$

trong đó: i_{tr} , i_d – độ cứng đơn vị của đoạn cột trên, đoạn cột dưới:

$$i_{tr} = I_{tr}/H_{tr}; \quad i_d = I_d/H_d$$

$$M_{tr} + M_d = M_G \quad (3.47)$$

Từ (3.45), (3.46) có được giá trị mômen ở hai đầu của mỗi đoạn cột, kiểm tra bằng điều kiện (3.47). Với các kết quả trên, dễ dàng vẽ được biểu đồ mômen cho toàn khung.

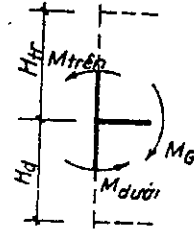
b) Tính toán gần đúng kết cấu khung cao tầng chịu tải trọng ngang

Coi các khung phẳng làm việc độc lập; khi chịu tải trọng ngang, điểm bằng không của mômen gần trùng với điểm giữa của các dầm, điểm giữa các cột tầng trên; riêng ở tầng trệt, điểm có mômen bằng không cách mặt móng 0,6 chiều cao cột tầng trệt (hình 3.24).

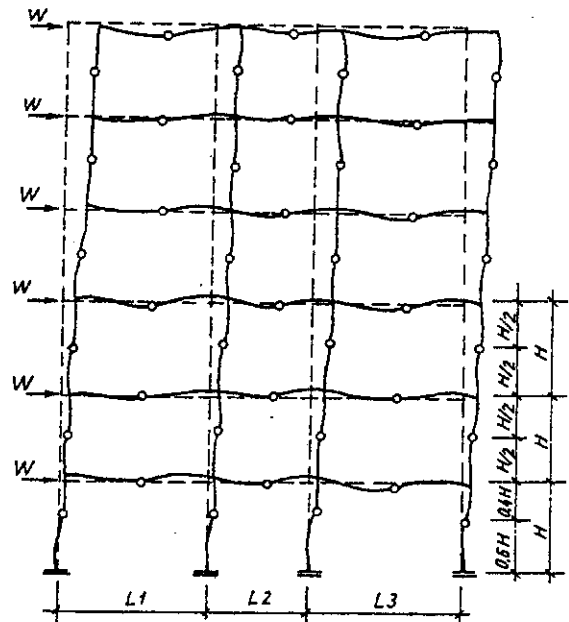
Khung cứng làm việc theo kiểu một hệ thống các khung khớp độc lập, đặt bên cạnh nhau và chồng lên nhau (hình 3.25).

Hình 3.26a 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:

$$\frac{W_1}{L_1} = \frac{W_2}{L_2} = \frac{W_3}{L_3} = \dots = \frac{W}{L} \quad (3.48)$$



Hình 3.23. Phân phối mômen tại nút biên của khung



Hình 3.24. Biến dạng của khung khi chịu tải trọng ngang

Hoặc
$$\begin{cases} W_1 = W \frac{L_1}{L} \\ W_2 = W \frac{L_2}{L} \\ W_3 = W \frac{L_3}{L} \end{cases} \quad (3.49)$$

Xét một khung biên độc lập, lấy mômen đối với chân cột phải:

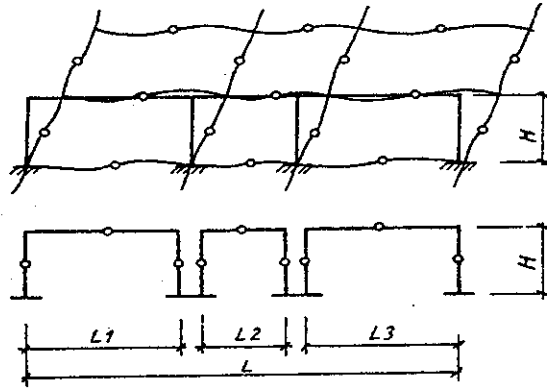
$$W_1 \times \frac{h}{2} = N_1 L_1 \quad (3.50)$$

Suy ra lực dọc lớn nhất trong cột biên:

$$N_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} = \frac{Wh}{2L} \quad (3.51)$$

Tương tự với các cột còn lại:

$$N_2 = \frac{W_2 h}{2L_2} = \frac{Wh}{2L} \quad (3.52)$$



Hình 3.25. Sơ đồ gần đúng để tính khung

Lực cắt trong cột xác định bằng cách lập phương trình mômen với khớp giữa dầm:

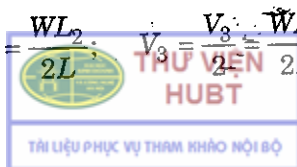
$$N_1 \frac{L_1}{2} = V_1 \frac{h}{2}; \quad V_1 = \frac{N_1 L_1}{h} \quad (3.53)$$

Kết hợp (3.51), (3.52) và (3.53) ta có:

$$V_1 = \frac{W_1 h}{2L_1} \cdot \frac{L_1}{h} = \frac{W_1}{2} = \frac{WL_1}{2L} \quad (3.54)$$

Tương tự:

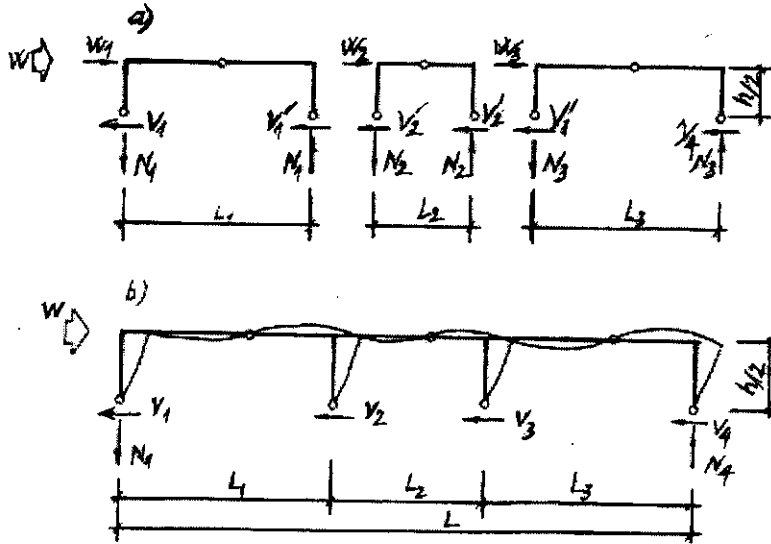
$$V_2 = \frac{W_2}{2} = \frac{WL_2}{2L}; \quad V_3 = \frac{W_3}{2} = \frac{WL_3}{2L} \quad (3.55)$$



Do đó, lực cắt ở giữa chiều cao tầng (hình 3.26b) xác định theo công thức:

$$V_1 = \frac{WL_1}{2L}; V_2 = V_1 + V_2' = \frac{W(L_1 + L_2)}{2L}$$

$$V_4 = \frac{WL_3}{2L}; V_3 = V_2 + V_3' = \frac{W(L_2 + L_3)}{2L} \tag{3.56}$$



Hình 3.26. Xác định lực cắt trong cột khung và lực cắt ngang

Khi các nhịp khung bằng nhau: $L_1 = L_2 = \dots = L_0$ thì lực cắt ở các cột biên bằng nửa lực cắt các cột giữa:

$$V_1 = V_4 = \frac{WL_0}{2L}; V_2 = V_3 = \frac{WL_0}{L}$$

Lực cắt ở dầm xác định theo điều kiện cân bằng với lực đứng tại nút khung.

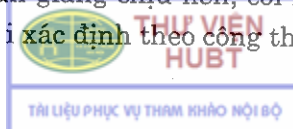
Mômen uốn tại đầu cột xác định bằng cách nhân lực cắt ở mỗi đoạn cột với 1/2 chiều cao tầng. Mômen uốn ở đầu dầm xác định bằng cách nhân lực cắt dầm với 1/2 nhịp dầm.

3.2. Tính toán gần đúng nhà cao tầng có sơ đồ giằng

Với nhà có sơ đồ kết cấu kiểu giằng chịu lực, chấp nhận sự phân chia tải trọng cho các cấu kiện chịu tải là: tải trọng đứng phân phối cho các cột khớp và các cột là cánh đứng của các giằng giằng theo diện tích chịu tải của mỗi cấu kiện; tải trọng ngang chỉ do các giằng đứng chịu.

a) Tính toán với tải trọng đứng

Các cột khớp và cột của giằng giằng chịu nén, coi như nén đúng tâm. Lực nén tác dụng lên đoạn cột tầng thứ i xác định theo công thức:



$$N_1 = \sum_{i=1}^n q_i A_i \tag{3.57}$$

trong đó: q_i, A_i – giá trị tải trọng đứng và diện tích truyền tải đứng ở tầng thứ i , tương ứng với cột khảo sát;
 n – tổng số sàn (kể cả mái) bên trên đoạn cột khảo sát.

b) Tính toán với tải trọng ngang

Coi các sàn tầng là cứng vô cùng và được tựa đơn giản lên các giàn giằng hoặc vách cứng đứng. Bản sàn phân phối tải trọng ngang cho các giàn giằng đứng tương ứng với diện tích truyền tải trên mặt đứng của mỗi giàn.

Hình 3.27a,b,c giới thiệu một số cách phân phối tải trọng ngang đến các giàn giằng ở mỗi mức sàn. Giàn giằng đứng được tính như một giàn côngxon độc lập ngàm vào móng, chịu tác dụng của các lực ngang tập trung đặt tại mức các sàn.

Với các cột là cánh của giàn giằng, lực nén do tải trọng ngang sẽ được cộng thêm với nội lực nén do tải trọng đứng xác định ở phần a trên đây và dùng để quyết định tiết diện của các cột ở ô có giàn giằng đứng.

3.3. Tính toán gần đúng nhà cao tầng có sơ đồ khung – giằng

Trong sơ đồ hỗn hợp 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 hoá.

a) Với tải trọng đứng

Coi mỗi khung cứng, mỗi giàn giằng đứng 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 3.1 và 3.2 trên đây.

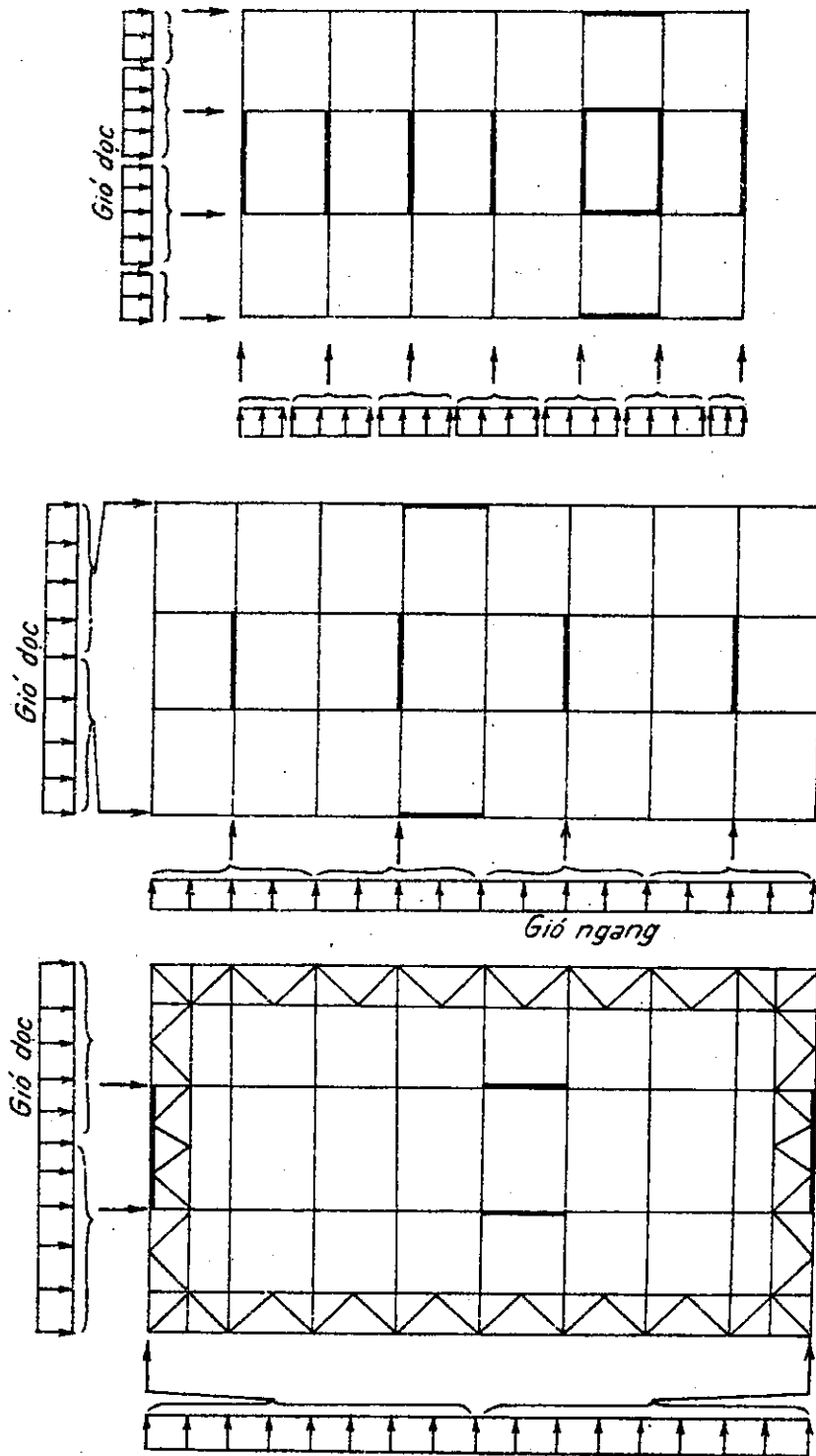
b) Với tải trọng ngang

Tác động qua lại và phân phối tải trọng ngang cho các khung cứng và vách giàn giằng đứng, gần đúng có thể xác định theo trình tự sau:

- Coi vách giằng cũng là khung cứng, tải trọng ngang (ví dụ tải trọng gió) chỉ do các khung cứng này tiếp nhận. Xác định được tải trọng ngang tác dụng tương ứng lên một khung thực (trên một bước khung) là W , (daN).
- Xác định độ võng lớn nhất ∂_k tại đỉnh khung.
- Tính độ cứng chống uốn của khung cứng:

$$k_k = \frac{W}{\partial_k} \tag{3.58}$$





Hình 3.27. Phân phối tải trọng gió lên các giàn giằng đứng

- Coi các cột của khung thực đều là cột khớp, khung không có khả năng truyền tải trọng ngang, mà tải trọng ngang chỉ do các vách giàn giằng đứng chịu. Xác định tổng tải trọng cho một vách giàn giằng là P .
- Tiến hành như với mục 3.2, coi hình dạng giàn giằng đứng không đổi trong quá trình chịu lực, tính độ võng ngang δ_d tại đỉnh giàn côngxon này.
- Tính độ cứng uốn của giàn giằng đứng (giàn côngxon):

$$k_d = \frac{P}{\delta_d} \tag{3.59}$$

- Tỷ lệ phần trăm tải trọng ngang do các giàn giằng đứng tiếp nhận là:

$$\frac{\sum k_d}{\sum k_k + \sum k_d} \times 100\% \tag{3.60}$$

- Tỷ lệ phần trăm tải trọng ngang do các khung cứng tiếp nhận là:

$$\frac{\sum k_k}{\sum k_k + \sum k_d} \times 100\% \tag{3.61}$$

Sau khi phân phối tải trọng ngang, tiến hành giải độc lập mỗi khung cứng, mỗi vách giàn giằng như hướng dẫn ở các phần (3.1) và (3.2) trên đây. Nói chung, vì $\sum k_d$ rất lớn hơn so với $\sum k_k$ nên phần lớn tải trọng ngang đều do các vách giàn giằng đứng 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 chủ yếu là chịu nén; một số trường hợp có thể có 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 cách liên kết các cấu kiện khác với cột nhằm đạt được hiệu quả lớn nhất về chịu lực, về tiết kiệm không gian sử dụng, về tổng giá thành.

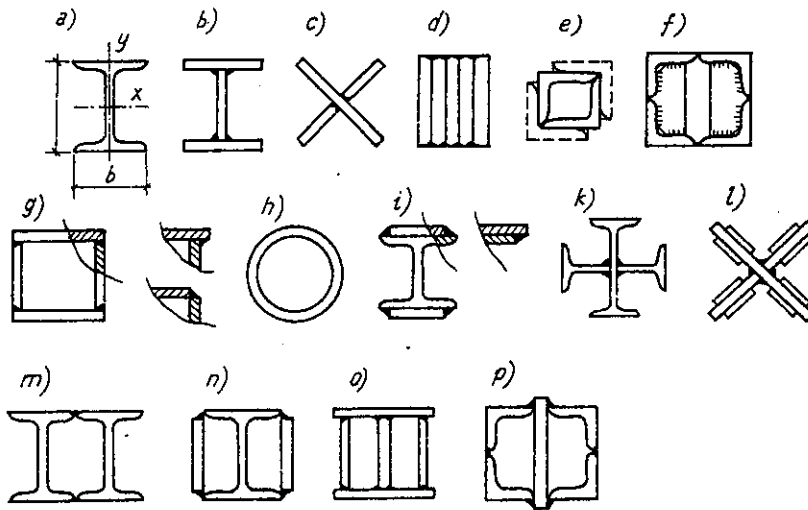
Nhà cao tầng thường dùng cột đặc tổ hợp hàn. Do chế tạo phức tạp, lại chiếm không gian lớn nên cột rỗng thường không được sử dụng.

Việc chọn dạng tiết diện cột phụ thuộc vào khá nhiều tham số: giá trị lực nén N , mômen uốn M , độ lệch tâm M/N , cách liên kết cột với xà ngang, chiều dài tính toán của cột theo các phương và tỷ lệ l_x/l_y .

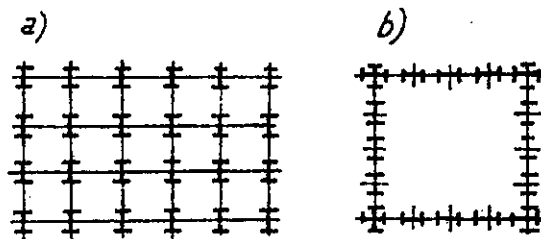


Hình 3.28 giới thiệu một số dạng tiết diện cột. Khi mômen uốn bé, chiều dài cột bằng chiều cao tầng nhà (độ mảnh $\lambda = 30 \div 50$) thì nên chọn tiết diện dạng *b*, *e*. Khi lực nén bé hơn 80 tấn nên chọn dạng *a*, *e*. Trường hợp lực nén lớn (300 ÷ 500 tấn) nên chọn dạng *d*, *o*.

Tiết diện dạng chữ thập từ các thép hình hoặc từ các thép bản như dạng *c*, *k*, *l* thường dùng cho cột góc nhà hoặc chỗ giao nhau của các khung. Thông thường, dạng *a*, *b*, *i* được dùng nhiều nhất. Dạng *d* dùng cho những cột nội lực lớn nhưng chiều dài bé. Dạng *g* dùng cho cột có chiều dài và nội lực đều lớn.



Hình 3.28. Các dạng tiết diện cột



Hình 3.29. Định hướng tiết diện cột trên mặt bằng

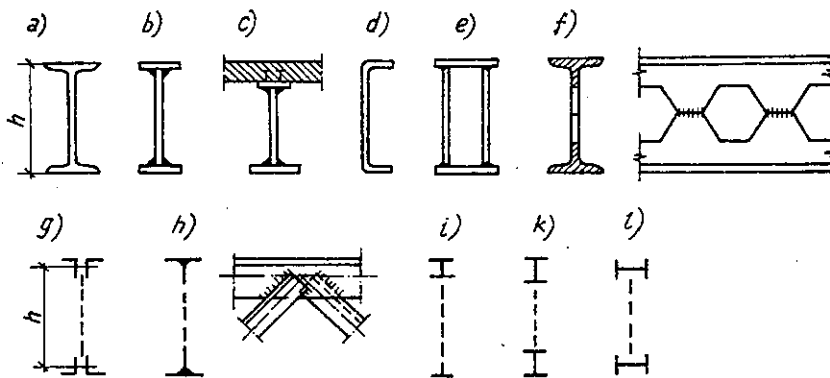
Khi sử dụng tiết diện tổ hợp thì chiều dày thép bản $t \leq 60$ mm. Kích thước b , h của tiết diện cột nên chọn sao cho $(h/l_x) \geq 1/15$ và $(b/l_y) \geq 1/15$ hoặc độ mảnh của cột theo các phương $\lambda = 40 \div 60$.

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 (hình 3.29a), hoặc nằm theo chu vi nhà ở hệ hộp (hình 3.29b).

2. DẦM, XÀ NGANG

Dầm chủ yếu là chịu uốn. Lực dọc chỉ xuất hiện trong dầm khi công trình chịu tác dụng của tải trọng ngang nên thường khá bé. Dầm phải truyền các tác dụng do cả tải trọng đứng và ngang đến các kết cấu thẳng đứng chịu lực (là vách, lõi, cột của khung cứng).

Hình 3.30 giới thiệu một số dạng tiết diện dầm thép trong nhà cao tầng. Khi nhịp nhỏ hơn 12 m, có thể dùng tiết diện thép hình dạng chữ I cán nóng hoặc tổ hợp hàn. Cũng có thể kết hợp với bản sàn bê tông cốt thép để tạo thành hệ dầm, sàn liên hợp hai vật liệu thép–bê tông. Các dầm biên thường dùng thép hình C cán nóng hoặc cán nguội. Tiết diện hộp rỗng được dùng khi dầm chịu lực cắt lớn hoặc khi cần tăng độ cứng theo phương ngoài mặt phẳng khung.



Hình 3.30. Tiết diện xà ngang (dầm và giàn) đỡ sàn

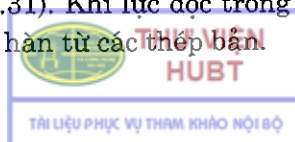
Khi chịu tải trọng đứng nhỏ và nhịp lớn (hơn 12 m) thường dùng các dầm cao thành có khoét lỗ ở bụng dầm hoặc dùng giàn. Thanh cánh giàn dùng tiết diện dạng hai thép góc như giàn thông thường hoặc dạng chữ T không bản mặt; các thanh bụng giàn liên kết trực tiếp với hai phía bụng của thép chữ T.

Với các giàn 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, giàn xác định theo điều kiện chịu lực (điều kiện 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, nên dùng tỷ lệ lớn hơn, có thể bằng 1/3. Các dầm, giàn đỡ tường trên chu vi của nhà hệ hộp thường dùng tỷ lệ lớn này.

3. THANH GIÀNG

Thanh của hệ giằng thép thường dùng tiết diện hai thép góc, hoặc dùng dạng hộp rỗng, dạng ống tròn (hình 3.31). Khi lực dọc trong thanh lớn, dùng tiết diện là thép hình I hoặc dạng hộp tổ hợp hàn từ các thép bản.





Hình 3.31. Dạng tiết diện thanh giằng

4. PHÂN CHIA CÁC CẤU KIỆN CHẾ TẠO, LẮP GHÉP

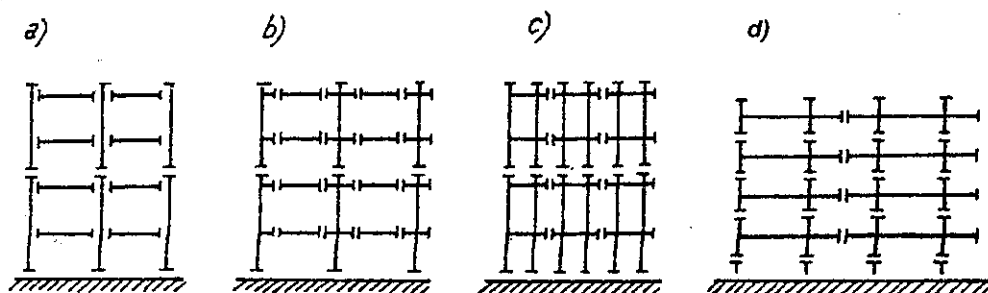
Việc phân chia các cấu kiện lắp ghép hợp lý là nhằm giảm tối đa lao động ngoài công trường, tăng năng suất lao động nhưng vẫn phải đảm bảo chất lượng của liên kết. Vị trí mối nối ở công trường cần thoả mãn điều kiện:

- ♦ Về chịu lực: mỗi nối 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 lao động càng cao. Trọng lượng một đơn vị lắp ghép không được vượt quá khả năng cấu lắp. Số lượng mỗi nối ở công trường, số lượng và chủng loại cấu kiện cần ít nhất.

Hình 3.32 giới thiệu một số cách phân chia cấu kiện lắp ghép. Kiểu a có các cấu kiện thẳng và gọn, thuận lợi cho chuyên chở, đóng gói; nhưng vị trí mối nối ở đầu dầm, ở các nút khung nên chỉ phù hợp với dầm khớp ở đầu (trong sơ đồ giằng). Khi xà ngang liên kết cứng với cột thì đầu dầm có mômen uốn lớn, bố trí mối nối ở đầu dầm sẽ phải đủ chịu mômen này, vì vậy kích thước liên kết phải lớn và cấu tạo phức tạp hơn, sẽ khó khăn cho thi công và không kinh tế.

Giải pháp như ở hình 32b có các mối nối ở cả dầm và cột đều được bố trí tại tiết diện cách nút khung đoạn $0,6 \div 1$ m; không tiện lợi lắm cho lắp ghép, nhưng mối nối ở vị trí có mômen bé, hợp lý về chịu lực nên thường được áp dụng.

Giải pháp như trên hình 3.32.c,d có ít nhất các mối nối công trường, nhưng chuyên chở khá công kênh, chỉ nên sử dụng khi điều kiện chuyên chở cho phép.



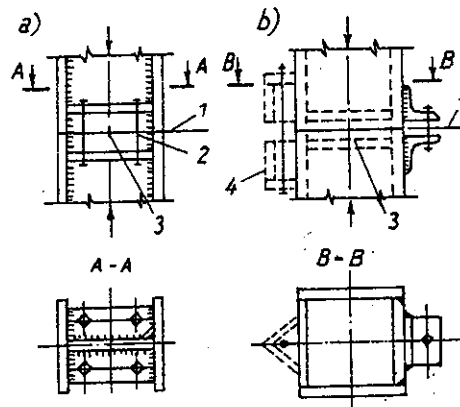
Hình 3.32. Các phương án phân chia cấu kiện để lắp ghép, chuyên chở

§3.7. CÁC CHI TIẾT VÀ LIÊN KẾT

1. NỐI CỘT

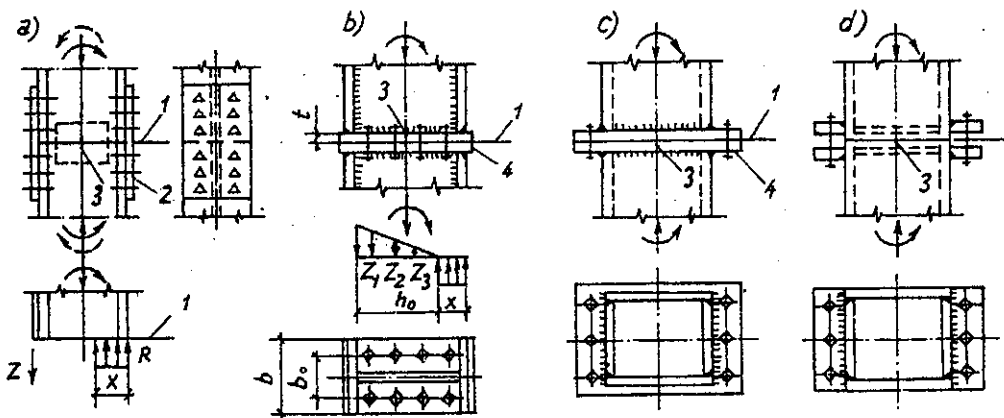
Hình thức mối nối cột được chọn căn cứ vào độ lệch tâm lớn nhất $e = M/N$ (tính từ hai trường hợp M_{max}, N_{tu} và N_{min}, M_{tu}) và bán kính lõi $\rho = W/A$ của tiết diện nối.

Khi $e \leq \rho$, tiết diện cột không tồn tại vùng kéo; mối nối tiến hành như đối với cột chịu nén đúng tâm (hình 3.33a,b). Các đầu tiếp xúc được bào bằng, gọt nhẵn để lực nén được truyền đều qua toàn bộ diện tích tiết diện cột. Bulông trong liên kết kiểu này chỉ dùng để cố định tạm, để chịu các tải trọng thi công hoặc chịu gió trong giai đoạn thi công lắp dựng, vì vậy thường có số lượng ít, tiết diện nhỏ.



Hình 3.33. Mối nối cột khi độ lệch tâm bé

1. Khe liên kết; 2. Bulông cố định;
3. Tâm định vị; 4. Sườn phụ.



Hình 3.34. Mối nối cột dùng bulông (khi độ lệch tâm lớn)

1. Khe liên kết; 2. Bản đệm; 3. Tâm định vị; 4. Bản bích.

Với những cột có độ lệch tâm lớn ($e \geq \rho$), sự uốn là đáng kể, một số bulông hoặc một phần đường hàn sẽ chịu kéo. Giải pháp như ở hình 3.34a dùng cho cột có tiết diện hở. Giải pháp dùng mặt bích như hình 3.34b,c,d khá thông dụng nhưng lại làm bản bụng cột chịu xoắn, biến dạng của mối nối không đều, vì thế làm tăng thêm mômen uốn. Trường hợp này, quan niệm ứng suất nén trong liên kết do mặt bích (hoặc do tiết diện) tỷ 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. Giả thiết rằng trên toàn bộ chiều dài vùng nén x , ứng suất nén đạt đến giới hạn cường độ chịu nén f (hình 3.34b).

Trong mối nối ở hình 3.34c,d, phần mặt bích trong lòng tiết diện ống được coi là rất cứng; chiều dày mặt bích t xác định bằng điều kiện chịu uốn bởi các lực Z của bản côngxon ngàm vào mép tiết diện cột. Với giải pháp như hình 3.34b, mặt bích bịt đầu tiết diện hở; cần chọn trước khoảng cách hai hàng đinh b_o bé nhất, chiều dày t được xác định gần đúng từ điều kiện cân bằng giới hạn của các ô bản của mặt bích khi uốn, lấy giá trị lớn hơn trong các giá trị sau:

$$t \approx 1,1 \sqrt{\frac{b_o Z_1}{2(b + b_o) f}} \quad \text{và} \quad t \approx 1,1 \sqrt{\frac{b_o \sum Z_i}{2(b + h_o) f}} \quad (3.62)$$

trong đó: b, b_o, h_o – xem ký hiệu trên hình vẽ:

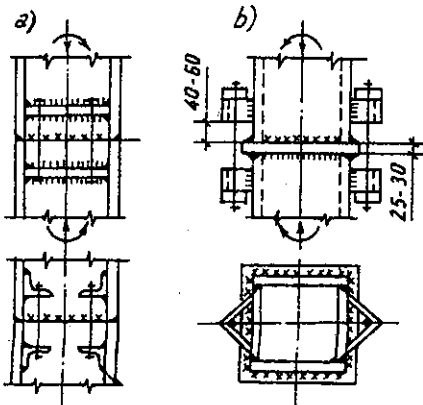
Z_1 – lực kéo lớn nhất trong hàng bulông đầu tiên;

$\sum Z_i$ – tổng lực kéo trong các đinh bulông;

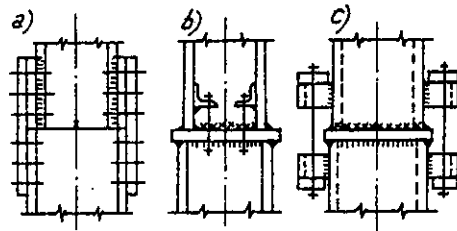
f – cường độ tính toán của vật liệu thép mặt bích.

Để tăng cường độ cứng và thu gọn kích thước liên kết, cần bố trí bulông với khoảng cách nhỏ nhất và chiều dày bản bích không nhỏ hơn $b_o/6$.

Sử dụng mối nối hàn như trên hình 3.35 khi số lượng bulông theo tính toán cần thiết quá nhiều. Khi đó, 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 3.35. Mối cột bằng phương pháp hàn



Hình 3.36. Mối tại vị trí tiết diện thay đổi

Giải pháp như ở hình 3.36, dùng trong trường hợp nối cột tại chỗ đổi tiết diện; theo nguyên tắc là dùng thêm các bản ốp đứng hoặc hàn thông qua các mặt bích ngang.

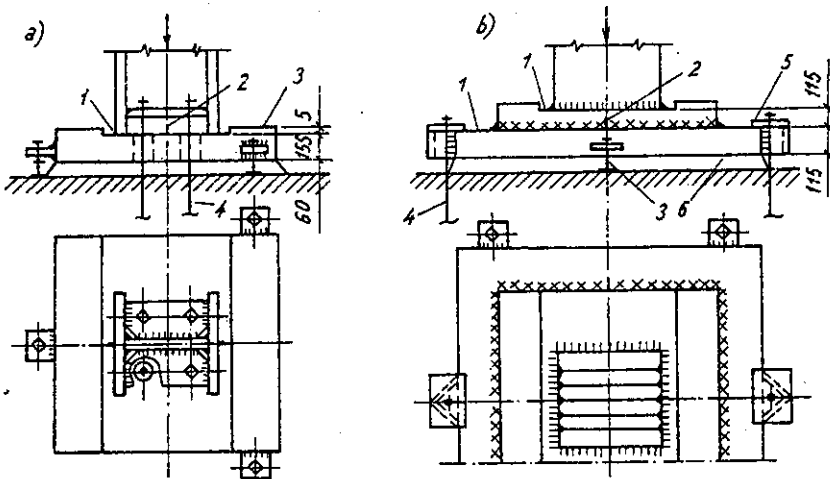
Khi cột đồng thời là thanh cánh đứng của vách giàn giằng thì mối nối có thể chịu kéo; việc kiểm tra cột và mối nối cần đủ khả năng chịu lực khi nén và khi kéo do tổ hợp tải trọng bất lợi gây bởi tải trọng thường xuyên, hoạt tải sử dụng, gió (hoặc động đất)... ở các giai đoạn lắp dựng và sử dụng. Khi kiểm tra mối nối chịu kéo, cần sử dụng tổ hợp nội lực gây bởi tải trọng thường xuyên bé nhất (dùng hệ số tin cậy của tải trọng $\gamma = 0,9$).

2. CHÂN CỘT

Chân cột làm nhiệm vụ định vị, cố định cột với móng và truyền mọi thành phần nội lực từ cột xuống móng. Bản đế của 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 mặt tiếp xúc, thân cột liên kết với bản đế bằng các đường hàn ngang. Chân cột liên kết với móng thông qua các bulông neo.

Khi mômen uốn của tiết diện chân cột bé, lực kéo trong bulông neo nhỏ, dùng giải pháp chân cột như hình 3.37. Bulông neo có thể liên kết với bản đế hoặc với thân cột thông qua các sườn ngang.

Diện tích bản đế được chọn từ điều kiện chịu ép cục bộ của đáy bản đế và bê tông mặt móng. Vì vậy để thu nhỏ kích thước bản đế, cần dùng bê tông mặt móng là bê tông mác cao. Khi chiều dày tính toán của bản đế lớn, có thể dùng giải pháp bản đế có chiều dày thay đổi.

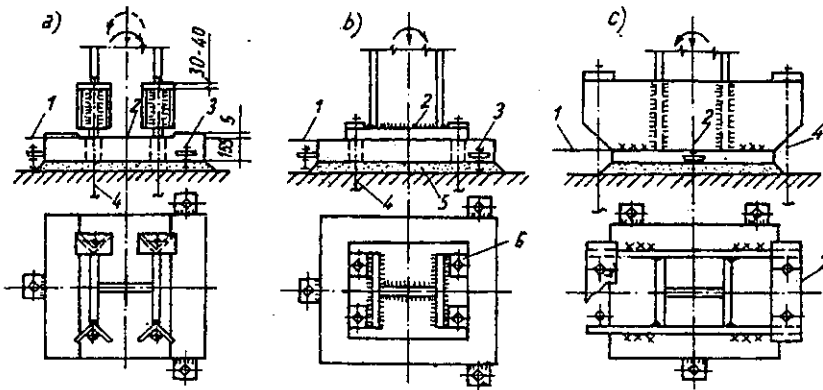


Hình 3.37. Chân cột

1. Đầu tiếp xúc; 2. Tấm định vị; 3. Bulông định vị;
4. Bulông neo; 5. Long đen; 6. Lớp đệm phẳng.

Giải pháp như ở hình 3.38 sử dụng khi mômen uốn ở tiết diện chân cột lớn. Khi lực kéo không lớn lắm, dùng kiểu *a* và *b*: bulông neo liên kết trực tiếp móng với bản đế của chân cột; 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; 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.

Trong hệ kết cấu giằng và khung–giằng, ngoài trường hợp chân cột chịu nén, cần lưu ý đến trường hợp chân cột có thể chịu nhổ và chịu trượt do các trường hợp tải trọng, đặc biệt là các tác dụng ngang gây nên cho liên kết ở các tiết diện này.



Hình 3.38. 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.

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 nhà. Liên kết khớp tương ứng với sơ đồ giằng; liên kết cứng dùng cho sơ đồ khung cứng. Với sơ đồ khung – giằng thì tùy thuộc vào vị trí cụ thể mà sử dụng loại liên kết tương ứng.

a) Dầm liên kết khớp với cột

Hình 3.39 giới thiệu một số giải pháp liên kết khớp dầm với cột thép 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 mà vẫn bảo đảm được sự quay tự do của khớp dầm dầm.

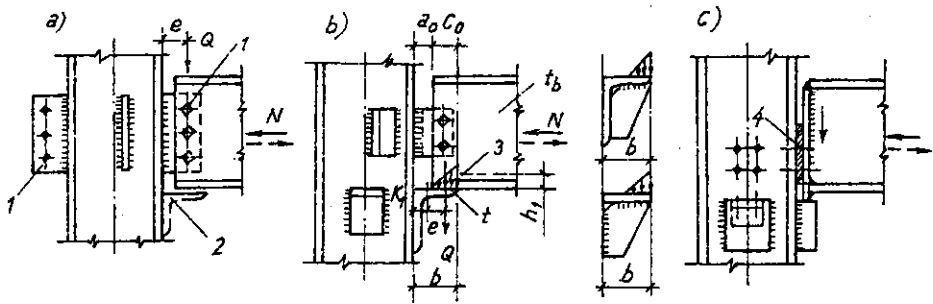
Nội lực cơ bản dùng để tính toán liên kết là lực cắt V của tiết diện đầu dầm và lực dọc N khi dầm làm việc như một thanh của kết cấu giằng. Để kể đến ảnh hưởng của mômen rất bé tại nút, khi tính toán liên kết cần tăng giá trị V lên (1,2 ÷ 1,3) lần.

Trên hình 3.39a, sườn đứng bằng thép bản được hàn sẵn vào bản cánh và cả bản bụng cột, được tính theo lực đứng V , mômen lệch tâm $M = V \cdot e$ và lực dọc N .

Ở hình 3.39b, sử dụng sườn đứng là một đoạn thép góc, độ dày t của cánh thép góc gối phải thoả mãn điều kiện chịu uốn của lực V đặt lệch tâm so với mép một đoạn e . Gần đúng, coi phản lực đầu dầm phân bố theo luật tam giác, khi đó:

$$e = \alpha_0 + \frac{2}{3} c_0 - k_1 \tag{3.63}$$

với: $c_0 \geq \frac{V}{t_b f} - h_1$



Hình 3.39. 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.

Nếu $e \geq \frac{9}{8} \cdot \frac{V}{L_g f}$, chiều dày cánh xác định từ điều kiện bên chịu uốn và:

$$t = \sqrt{\frac{6Ve}{L_f}} \tag{3.64}$$

Khi không thoả mãn bất đẳng thức trên, chiều dày t được xác định theo điều kiện chịu cắt:

$$t = \frac{3V}{2L_g f_v} \tag{3.65}$$

trong đó: L_g – chiều dài thép góc gối;

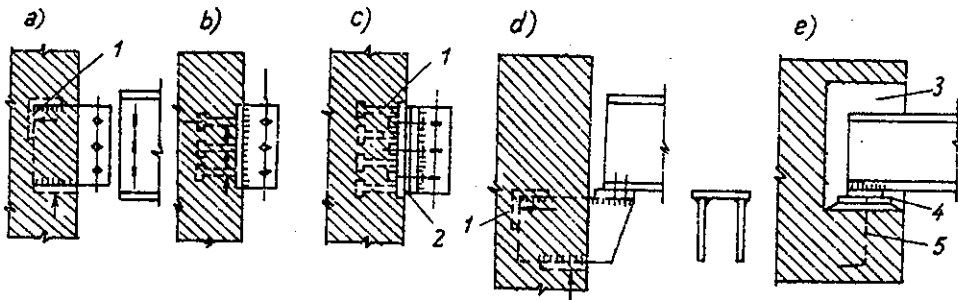
f, f_v – cường độ chịu uốn, chịu cắt của thép góc gối.

Khi phản lực gối tựa lớn hơn 150 kN, cần dùng thêm sườn đứng để gia cố cho cánh ngang của thép góc gối. Gối đỡ kiểu này được kiểm tra theo phản lực đầu dầm V và mômen uốn.

$$M = V(b - \frac{1}{3} c_0) \tag{3.66}$$

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 3.39c đơn giản cho nút khung, nhưng yêu cầu độ chính xác cao khi khoan lỗ bulông ở cánh và bụng cột, cần phải gia cường vùng bụng cột khi có thêm gối tựa cho dầm dọc liên kết với bụng cột.

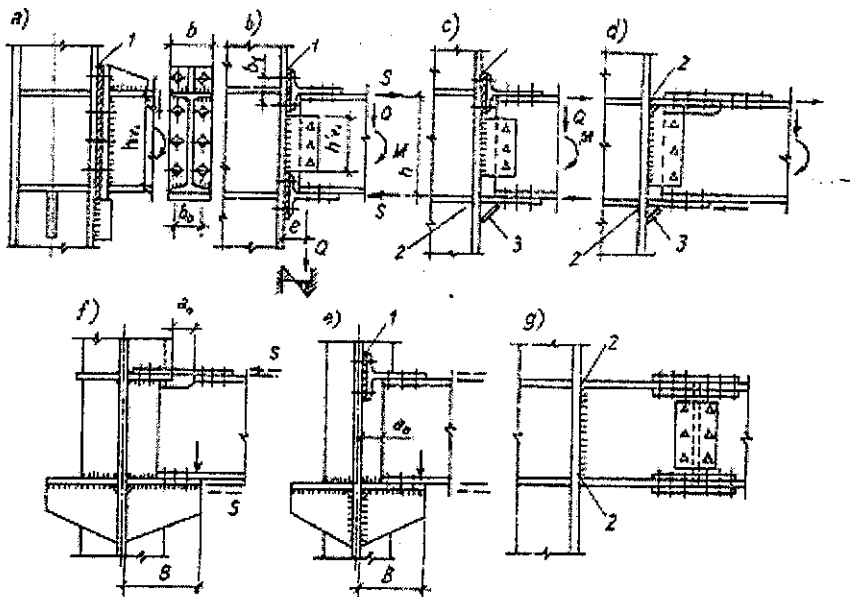


Hình 3.40. Liên kết khớp dầm thép với tường bê tông cốt thép

1. Neo; 2. Bulông hàn sẵn; 3. Lỗ để sẵn; 4. Bản gối; 5. Bulông neo.

Hình 3.40 giới thiệu một số phương án liên kết khớp dầm thép với vách tường bê tông cốt thép. Về nguyên tắc chúng giống như các phương án ở hình 3.39, nhưng cần phải có các chi tiết chôn sẵn trong bê tông và cần có các thép neo, thép chờ để liên kết với các sườn, gối đỡ bằng thép với tường bê tông cốt thép; hoặc để sẵn các lỗ chờ có kích thước lớn trong tường bê tông; sau khi cố định dầm, lỗ này sẽ được hoàn thiện bằng cách chèn, nhồi đầy vữa bê tông mác cao, độ trương nở lớn.

b) Liên kết cứng dầm với cột



Hình 3.41. Liên kết cứng dầm với cột bằng bulông

1. Bản đệm; 2. Đường hàn nhà máy; 3. Gối tựa bằng thép bản.

Dầm có thể liên kết cứng với cột bằng bulông hoặc bằng hàn. Hình 3.41 giới thiệu một số giải pháp liên kết nút cứng dùng bulông: trong đó a, b, c, d – dầm liên kết cứng dầm ngang với cánh cột; e, f – liên kết cứng dầm dọc với bụng cột; g là giải pháp liên kết nút cứng mà mỗi nối nằm trên dầm, cách nút khung một đoạn.

Lực dọc trong dầm thường rất bé, có thể bỏ qua khi tính liên kết. Vì vậy, nội lực cơ bản để tính toán liên kết là lực cắt V và mômen uốn M của tiết diện đầu dầm. Giải pháp nối như ở hình 3.41g có nội lực ở mỗi nối bé hơn ở đầu dầm, nhưng phiền phức cho thi công ở công trường và công kênh khi vận chuyển cấu kiện.

Các liên kết thường 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 đầu dầm truyền lực cắt từ bụng dầm đến cột. Bulông liên kết bản bích sườn đầu dầm với cánh cột hoặc liên kết cánh dầm với các thép ghép (là thép bản ngang (d, f, g) hoặc thép hình T cánh rộng ở giải pháp b, c, e) phải đủ để chịu được mômen đầu dầm.

Trong hình 3.41a đường hàn liên kết gối đỡ vào cánh cột tính theo lực đứng V . Lực kéo lớn nhất trong các bulông biên tính theo mômen gối M với quy ước: tâm quay của liên kết trùng với trục hàng đinh biên phía nén, (trong lòng bụng dầm, cạnh cánh nén); lực kéo của các đinh bulông tỷ lệ với khoảng cách từ nó đến tâm quay.

Chiều dày sườn đầu dầm xác định theo điều kiện chịu uốn của bản bích đầu dầm:

$$t \approx 1,1 \sqrt{\frac{4b_o}{3(2b + h_w)} \cdot \frac{M}{h_w f}} \quad (3.67)$$

nhưng không bé hơn $b_o/6$.

Khi chiều cao sườn bích đầu dầm lớn hơn chiều cao dầm và hàng đinh biên được bố trí cách mép dầm một đoạn bằng $b_o/2$, thì có thể thu nhỏ giá trị chiều dày t tính theo công thức (3.67), bằng cách chia cho hệ số $\sqrt{1 + 4b/h}$.

Bulông liên kết bản bụng dầm với sườn đứng trong hình 3.41b tính để đủ chịu lực cắt V và phần mômen phân phối cho bản bụng dầm:

$$M_{\text{bụng}} = M_w = \frac{M I_w}{I_b} \quad (3.68)$$

Đường hàn liên kết sườn đứng với má cột được kiểm tra theo điều kiện đủ chịu lực cắt V và mômen uốn M .

$$M = \max (M_1; M_2)$$

$$\text{trong đó: } M_1 = V e; M_2 = M \frac{I_w}{I_b} + V \frac{e}{2} \quad (3.69)$$

I_w, I_b – 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:

$$S = \frac{M}{h} \quad (3.70)$$

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 bền của "dầm" hai đầu ngàm nhịp b_1 chịu uốn bởi lực S nhưng không mỏng hơn $b_1/6$.

Với cách phân tích tương tự, việc tính toán cho các giải pháp còn lại cũng được tiến hành theo các nguyên tắc nêu trên.

Trường hợp nút ở cột giữa của khung cứng có giá trị mômen ở hai đầu dầm bên trái và bên phải khác nhau, và bụng cột có các sườn ngang (hình 3.42a): $M_1 \neq M_2$ (ví dụ $M_2 > M_1$); khi đó ở bản bụng cột có ứng suất tiếp khá lớn và cần được kiểm tra theo các công thức sau:

$$\tau = \frac{S_2 + S_1 - V}{h_w^c t_w^c} \leq f_v \gamma_c \quad (3.71)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f \gamma_c \quad (3.72)$$

trong đó: $S_2 = M_2/h_2$; $S_1 = M_1/h_1$ (h_1 có thể khác hoặc bằng h_2);

V – lực cắt của tiết diện cột;

σ – ứng suất tại mép bản bụng cột.

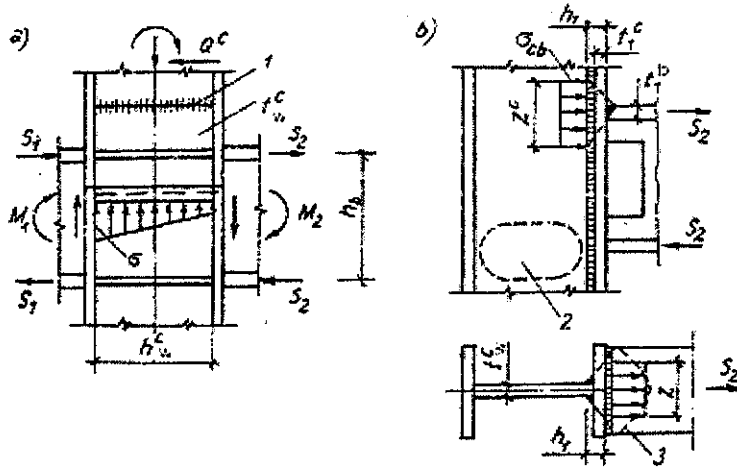
Nếu một hoặc cả hai điều kiện kiểm tra trên đây không thoả mãn, cần tăng chiều dày bụng cột, cách làm này không kinh tế. Do vậy, có thể chỉ cần tăng chiều dày bản bụng cột ở vùng nút và kéo dài thêm một đoạn 100 ÷ 150 mm cao hơn mép trên của dầm (hình 3.41a).

Trường hợp bụng cột không có sườn ngang (hình 3.42b), bản bụng cột cần thoả mãn điều kiện bền có xét đến ứng suất cục bộ σ_c :

$$\sigma_c = \frac{S_2}{t_w^c z^c} \leq f \gamma_c; z^c = t_f^b + 5h_1 \quad (3.73)$$

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3t^2} \leq f\gamma_c \quad (3.74)$$

Trong công thức trên, lấy dấu bản thân của σ và σ_c .



Hình 3.42. Tính toán nút khung cứng

- a) Nút khung có sườn ngang; b) Bụng cột không có sườn ngang;
- 1. Đường hàn ở vị trí chiều dày bụng cột; 2. Vùng chịu nén của bụng cột;
- 3. Biểu đồ phân bố thực tế ứng suất hàn.

Vùng nén của bản bụng cột cần thoả mãn điều kiện ổn định cục bộ; nghĩa là cần thoả mãn tỷ số:

$$\frac{h_w^c}{t_w^c} \leq 30 \sqrt{\frac{2100}{f}} \quad (3.75)$$

Ngoài ra, cần kiểm tra điều kiện bền của đường hàn liên kết cánh dầm (hoặc bản ghép ở cánh dầm) với má cột, có kể đến sự thu nhỏ chiều dài phân tố z so với chiều rộng của cánh dầm:

$$\sigma_w = \frac{S_2}{t_f^b z} \leq \gamma_c f_w t \quad (3.76)$$

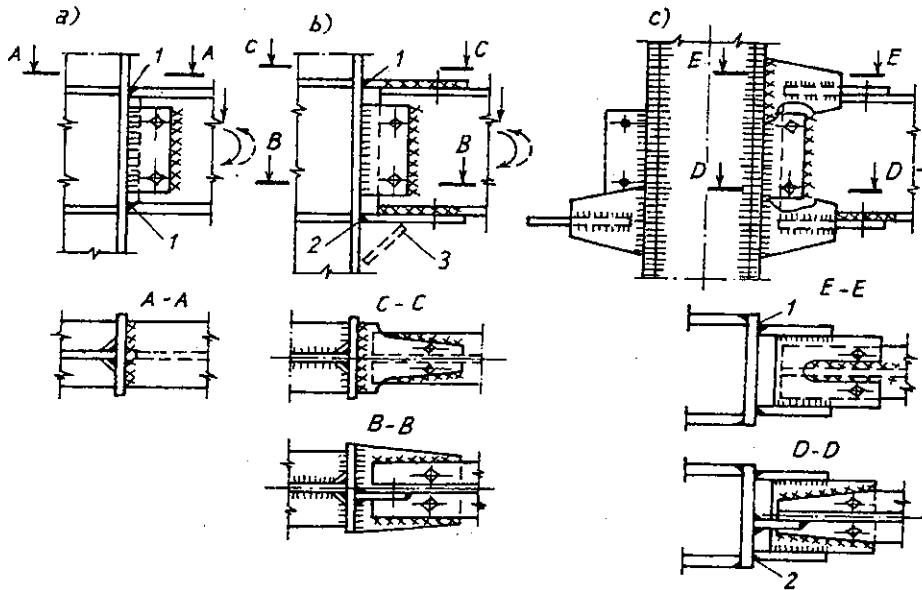
Với $z = t_w^c + 5h_1$.

Chiều dày bản cánh cột cần thoả mãn điều kiện bền khi uốn, theo công thức:

$$t_f^c \geq 0,4 \sqrt{\frac{S_2}{f}} \quad (3.77)$$

Hình 3.43 giới thiệu một số giải pháp liên kết cứng dầm với cột bằng cách hàn. Giải pháp trên hình 3.43a có số lượng chi tiết ít, tổng chiều dài đường hàn nhỏ nhưng 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 để tăng chiều dài đường hàn (hình 3.43b). Giải pháp như ở hình 3.43c 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.



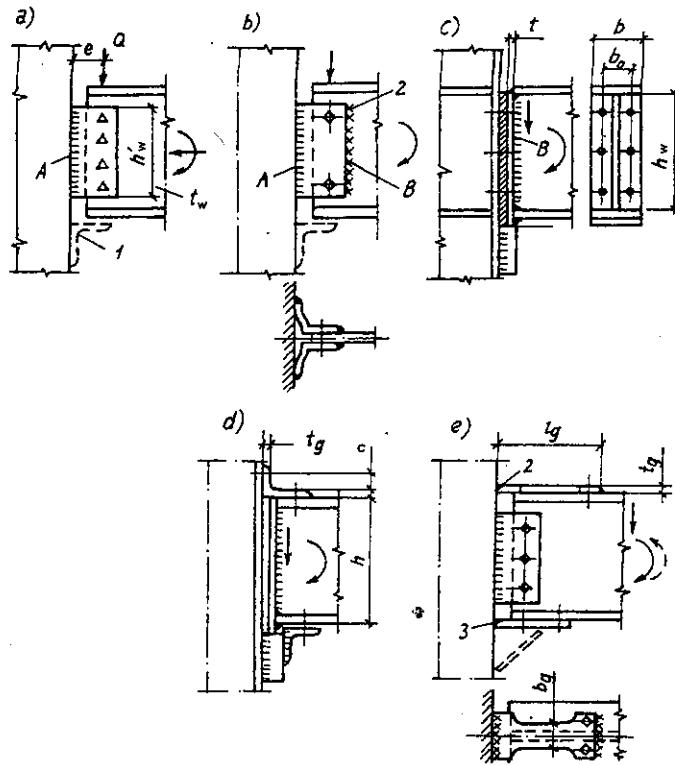
Hình 3.43. Cấu tạo nút khung bằng phương pháp hàn

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 liên kết cứng dùng bulông.

c) Liên kết mềm

Trong các liên kết khớp dầm với cột như hình 3.40 mà các bulông được vặn xiết rất chặt; hoặc trong các liên kết cứng như ở hình 3.41 mà các sườn đứng đầu dầm (bằng thép bản hoặc thép hình) lại mỏng mảnh, thì khi đó liên kết giữa dầm và cột có khả năng truyền không chỉ lực cắt V , mà còn cả mômen M , tuy rằng không lớn.

Hình 3.44 giới thiệu một số nút liên kết mềm; ở hình 3.44a sườn đứng bằng thép bản, đủ khả năng truyền tải trọng thường xuyên. Khi các bulông được xiết chặt, chúng có thể chịu được một lượng mômen uốn, tuy không lớn lắm. Nếu thay sườn đứng dạng bản bằng đôi thép góc và bổ sung thêm đường hàn công trường như ở hình 3.44b thì khả năng chịu mômen sẽ lớn hơn. Giải pháp như ở hình 3.44c, d, e cũng có khả năng chịu mômen gối khá lớn.



Hình 3.44. Các hình thức liên kết mềm của nút khung

Để tính toán liên kết mềm cần biết mômen dẻo giới hạn của nút. Giá trị này xác định rất khó vì phụ thuộc vào khá nhiều yếu tố như độ phức tạp của nút, biến dạng của sườn đầu dầm, độ mảnh của thép góc gối, đường kính và cách bố trí bulông... Vì vậy thường được bổ sung các điều kiện nhằm đơn giản hoá.

Về cấu tạo, với kiểu nút như hình 3.44a, b chiều dày sườn đứng phải lớn hơn chiều dày bụng dầm. Mômen dẻo lấy theo khả năng của phần bản bụng có chiều cao h_w :

$$M_{\text{dẻo}} = \frac{t_w h_w^2}{4} k f \tag{3.78}$$

trong đó $k = k_{\min} = 1$.

Với kiểu nút ở hình 3.44c, chiều dày sườn lấy $\geq (8 \div 14)$ mm. Xuất phát từ sơ đồ gần đúng khi uốn bản sườn này ở trạng thái cân bằng giới hạn, nhận được:

$$M_{\text{dẻo}} = \frac{3}{4} \frac{2b + h_w}{b} t^2 k f \tag{3.79}$$

Với kiểu nút ở h.3.44d, 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:

$$M_{\text{đẻo}} = \frac{l_g h t_g^2}{2c} k f \quad (3.80)$$

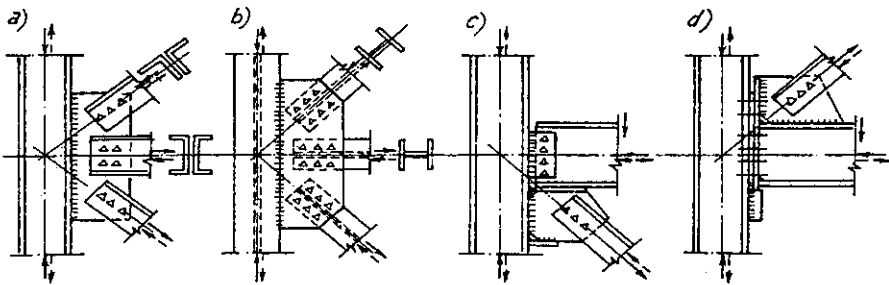
Với nút ở hình 3.44e cần chọn trước kích thước tiết diện bản ghép b_g và t_g , ví dụ như theo điều kiện ổn định cục bộ $t_g > \frac{l_g}{25} \sqrt{\frac{2100}{f}}$, nhận được:

$$M_{\text{đẻo}} = t_g b_g h k f \quad (3.81)$$

Thường thì giá trị mômen dẻo bằng vào 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 trọng đứng, mà còn có thể truyền một lượng mômen nhỏ 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) liên thông 3, 4, 5 tầng rồi mới tiến hành lắp sàn; hoặc là khi các vách, lõi bê tông cốt thép chưa đủ tuổi, chưa 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 GIẺANG ĐỨNG VỚI CỘT VÀ DẦM

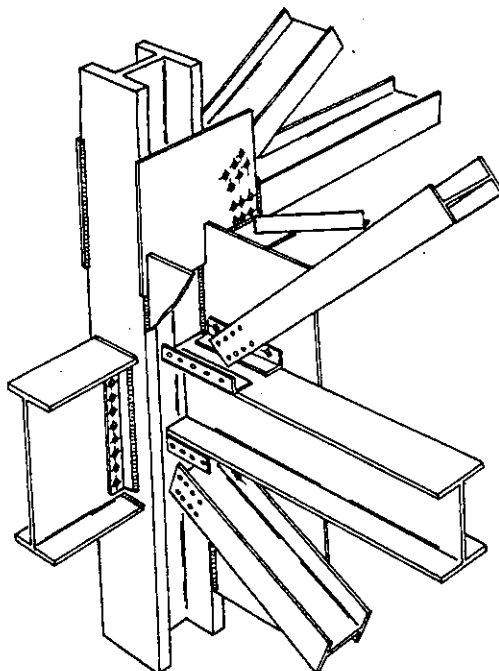
Các giằng thép phẳng hoặc không gian trong hệ kết cấu giằng và khung-giằng được tạo thành từ các cột, dầm và các thanh bụng xiên. Thanh bụng liên kết với nút thông qua các chi tiết trung gian là bản mắt. Độ phức tạp của nút phụ thuộc vào hình dạng nút, dạng và độ lớn của tiết diện các thanh cùng tụ vào nút... Hình 3.45 giới thiệu một số loại nút cơ bản.



Hình 3.45. Liên kết các thanh giằng với cột và dầm

Khi thanh xiên chỉ tồn tại ở một phía, có thể liên kết trước nó với riêng cột hoặc với riêng dầm (hình 3.45c,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 giằng làm việc.



Hình 3.46. Cấu tạo một nút khung không gian

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 $5 \div 6$ mm hoặc dùng các lỗ ô van, nhưng sau khi cố định, xiết các ê-cu 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 3.46 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 trên đây. Trong thi công lắp dựng 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.

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHÍNH

1. **Đỗ Quốc Sam**, Nguyễn Văn Yên, Đoàn Định Kiến. Kết cấu thép. Tập 4. Nxb. Đại học và THCN, Hà Nội, 1968.
2. **Bùi Tâm Trung**, Đoàn Định Kiến, Nguyễn Văn Yên. Kết cấu thép. Tập 2. Nxb. Giáo dục, Hà Nội, 1965.
3. **Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn Tư, Lưu Văn Tường.** Kết cấu thép - Cấu kiện cơ bản. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2009.
4. **Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn Tư, Đoàn Ngọc Tranh, Hoàng Văn Quang.** Kết cấu thép, Công trình dân dụng và công nghiệp. Nxb. Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1998.
5. **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.
6. **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.
7. **Phan Văn Cúc, Nguyễn Lê Ninh.** Tính toán và cấu tạo kháng chấn các công trình nhiều tầng. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1994.
8. **Nguyễn Lê Ninh.** Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2011.
9. **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.
10. Tuyển tập các báo cáo khoa học, Hội thảo công nghệ mới trong xây dựng NTC, Hà Nội, 1995.
11. Tuyển tập các báo cáo khoa học Nhà cao tầng. ĐHXD Hà Nội, 1996.
12. **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.
13. **Hoàng Văn Quang, Trần Mạnh Dũng, Nguyễn Quốc Cường.** Thiết kế khung thép nhà công nghiệp. Nxb. Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 2010.
14. **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.
15. **Mai Hà San.** Nhà cao tầng chịu tác dụng của gió bão và động đất, Nxb. Xây dựng, Hà Nội, 1991.

16. 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.
17. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép - TCXDVN 338:2005.
18. Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép - TCXDVN 356:2005.
19. Tải trọng và tác động - TCVN 2737:1995.
20. Thiết kế công trình chịu động đất - TCXDVN 375:2006.
21. Е.И. Беленя. Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1973.
22. Е.И. Беленя. Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1976.
23. Е.И. Беленя. Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1985.
24. К.К. Муханов. Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1976.
25. А.А. Васильев. Металлические конструкции. Москва, Стройиздат, 1975.
26. Н.С. Стрелецкий, Е.И. Беленя, Г.С. Ведеников, Е.Н. Лессиг, К.К. Муханов. Металлические конструкции (специальный курс). Москва, Стройиздат, 1965.
27. Н.П. Мелников. Металлические конструкции – Справочник проектировщика. Москва, Стройиздат, 1980.
28. Л.Г. Дмитриев, А.В. Касилов. Вантовые покрытия. Киев, Издательство Будивельник, 1974.
29. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство), Стройиздат, 2005
30. G. Magnel. Construction en acier precomprée. "L'ossature Metallique" N° 6, 1950.
31. Csellar Ondon. Magasépítési acélszerkezetek. Muszaki Könyvkiadó. Budapest, 1982.
32. J. Pechar, J. Bures, J. Studnicka, J. Safka. Prvky kovových konstrukcí. SNTL- Praha, 1984.
33. J. Studnicka, I. Karnicova. Konstrukce pozemních staveb. Praha, 1986.
34. Wolfgang Schueller. High – Rise Building Structures. John Wiley & Sons. New York – London – Sydney – Toronto.
35. Samuely F. Struct E. Structural prestressing. "The structural Engineering" N° 2, V.39, 1955.

MỤC LỤC

Trang

LỜI NÓI ĐẦU	3
CÁC KÝ HIỆU CHÍNH SỬ DỤNG TRONG SÁCH	4

Chương 1

KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG

§1.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP	9
1. Đặc điểm chung của kết cấu nhà công nghiệp	9
2. Các yêu cầu cơ bản khi thiết kế khung ngang nhà công nghiệp	10
§1.2. BỐ TRÍ KẾT CẤU NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG	12
1. Các bộ phận chính của kết cấu nhà công nghiệp một tầng	12
2. Bố trí hệ lưới cột	12
§1.3. KHUNG NGANG NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG	14
1. Phân loại khung ngang	14
2. Kích thước chính của khung một nhịp	15
§1.4. HỆ GIẺNG NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG	20
1. Hệ giằng mái	21
2. Hệ giằng cột	22
3. Đặc điểm tính toán hệ giằng	23
4. Bố trí hệ sườn tường	24
§1.5. HỆ MÁI NHÀ CÔNG NGHIỆP	29
1. Cấu tạo mái	29
2. Cấu tạo và tính toán xà gỗ	32
3. Đặc điểm tính toán giàn mái	36
4. Đặc điểm tính toán giàn đỡ kèo và cửa mái	44
§1.6. TÍNH TOÁN KHUNG NGANG	46
1. Sơ đồ tính khung	46
2. Tải trọng tác dụng lên khung	48
3. Tính nội lực khung	54
4. Sự làm việc không gian của nhà	57
5. Thống kê, tổ hợp nội lực	59
6. Kiểm tra độ cứng khung ngang	60
§1.7. CỘT THÉP NHÀ CÔNG NGHIỆP	61
1. Phân loại cột	61
2. Cấu tạo và tính toán cột	62
3. Cấu tạo và tính toán chi tiết cột	67

§1.8. KẾT CẤU ĐỠ CẦU TRỤC	70
1. Đại cương về kết cấu đờ cầu trục	70
2. Dầm cầu trục tiết diện đặc	73
3. Các loại dầm cầu trục khác	84
4. Các chi tiết liên kết của dầm cầu trục	88
§1.9. NHÀ CÔNG NGHIỆP LOẠI NHE	92
1. Khái niệm về khung nhà công nghiệp nhẹ:	92
2. Các hình thức cấu tạo khung ngang và sơ đồ tính	93
3. Tính toán khung ngang	96
4. Thiết kế các chi tiết	100
5. Một số chi tiết cấu tạo khác	103

Chương 2

KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN

§2.1. PHẠM VI SỬ DỤNG VÀ CÁC ĐẶC ĐIỂM CỦA KẾT CẤU THÉP NHÀ NHỊP LỚN	105
1. Phạm vi sử dụng Kết cấu thép nhà nhíp lớn	105
2. Đặc điểm của Kết cấu thép nhà nhíp lớn	105
3. Các loại Kết cấu thép nhíp lớn	106
§2.2. KẾT CẤU PHẪNG NHỊP LỚN	108
1. Kết cấu kiểu dầm	108
2. Kết cấu khung phẳng	112
3. Kết cấu vòm	115
§2.3. KẾT CẤU KHÔNG GIAN NHỊP LỚN	123
1. Khái niệm	123
2. Hệ lưới thanh không gian mái phẳng	124
3. Hệ thanh không gian dạng vỏ cong một chiều	129
4. Kết cấu mái cupôn	133
4.1. Cupôn sườn	133
4.2. Cupôn sườn vòng	140
4.3. Cupôn lưới	141
§2.4. HỆ KẾT CẤU MÁI TREO	143
1. Giới thiệu chung	143
2. Kết cấu mái dây một lớp	143
3. Kết cấu mái dây hai lớp	151
4. Kết cấu giàn dây	154
5. Kết cấu mái dây hình yên ngựa	155
6. Kết cấu hỗn hợp dây và thanh	156
7. Mái treo vỏ mỏng	157

Chương 3

KẾT CẤU THÉP NHÀ CAO TẦNG

§3.1. ĐẠI CƯƠNG.....	159
1. Định nghĩa và phân loại	159
2. Những đặc điểm cơ bản của nhà cao tầng	160
3. Giới thiệu sơ lược một số công trình nhà cao tầng trên thế giới và trong nước	161
§3.2. TỔ HỢP HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG.....	164
1. Các cấu kiện chịu lực, các hệ kết cấu chịu lực cơ bản	164
2. Sơ đồ khung chịu lực	164
3. Sơ đồ giằng.....	165
4. Sơ đồ khung – giằng.....	167
§3.3. MỘT SỐ NGUYÊN LÝ CƠ BẢN TRONG THIẾT KẾ NHÀ CAO TẦNG	169
1. Các nguyên lý cơ bản	169
2. Bố trí kết cấu trên mặt bằng	172
3. Tổ hợp kết cấu theo phương đứng	175
§3.4. TẢI TRỌNG VÀ TÁC DỤNG.....	178
1. Tải trọng thường xuyên.....	178
2. Tải trọng tạm thời.....	179
3. Tải trọng gió.....	181
4. Tải trọng động đất.....	194
§3.5. TÍNH TOÁN NHÀ CAO TẦNG	209
1. Mô hình và giả thiết tính toán	209
2. Trình tự, nguyên lý tính toán nhà cao tầng theo cách tính chính xác	210
3. Phương pháp tính toán gần đúng nhà cao tầng	210
§3.6. CẤU TẠO CÁC CẤU KIỆN CƠ BẢN	217
1. Cột.....	217
2. Dầm, xà ngang	219
3. Thanh giằng.....	219
4. Phân chia các cấu kiện chế tạo, lắp ghép.....	220
§3.7. CÁC CHI TIẾT VÀ LIÊN KẾT	221
1. Nối cột	221
2. Chân cột	223
3. Liên kết dầm với cột.....	224
4. Liên kết thanh bụng của hệ giằng đứng với cột và dầm	232
TÀI LIỆU THAM KHẢO CHÍNH	234

PGS.TS. NGUYỄN QUANG VIÊN (Chủ biên)
ThS. PHẠM VĂN TƯ, ThS. HOÀNG VĂN QUANG

Kết cấu thép

NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

(In lần thứ hai)

Chịu trách nhiệm xuất bản:

Biên tập và sửa bản in:

Trình bày bìa:

Thiết kế sách và chế bản:

PHẠM NGỌC KHÔI

ĐẶNG VĂN SỬ

QUỲNH ANH

THÙY DƯƠNG

THÁI SƠN

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 Trần Hưng Đạo - Hà Nội

In 800 bản khổ 19 x 27 cm, tại Công ty TNHH Trần Công
Số đăng ký kế hoạch XB: 235-2012/CXB/435-13/KHKT, ngày 06/03/2012
Quyết định XB số: 320/QĐXB - NXBKHKT, ngày 28/12/2012
In xong và nộp lưu chiểu Quý I năm 2013

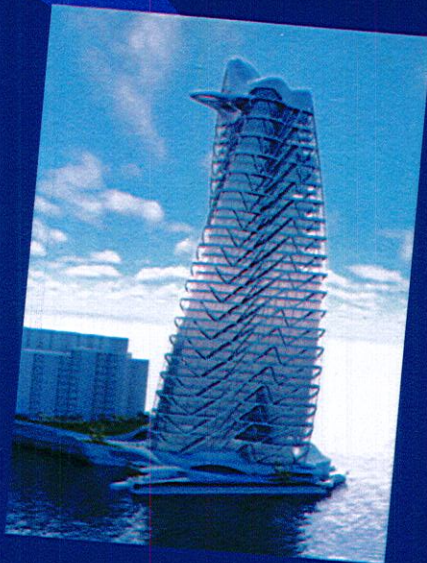
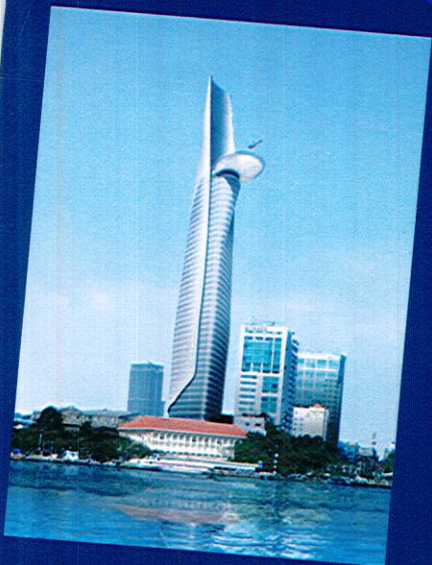




**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

2



KẾT CẤU THÉP - NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Sách đã xuất bản:

1. Kết cấu thép - Cấu kiện cơ bản
2. Kết cấu thép - Công trình dân dụng và công nghiệp
3. Thiết kế kết cấu thép nhà công nghiệp
4. Kết cấu liên hợp thép - bê tông
5. Thiết kế kết cấu thép nhà công nghiệp

KẾT CẤU THÉP - NHÀ DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

TRUNG TÂM PHÁT HÀNH - NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

70 Trần Hưng Đạo - Quận Hoàn Kiếm - Hà Nội

Điện thoại: 04. 38220686 * Fax: 04. 38220686

HÀ NỘI THƯ VIỆN HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

213053 B01



8 935048 912522

Giá: 98.000 đồng