

Ts. TRỊNH KIM ĐẠM

Ts. LÊ BÁ HUẾ

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI - 2006

60 - 601

КНКТ - 06 179 - 06

Lời nói đầu

Khung nhà một tầng bằng bê tông cốt thép lắp ghép là dạng kết cấu rất hay gặp trong thực tế như nhà công nghiệp một tầng có hoặc không có cầu chạy, nhà kho, nhà dân dụng một tầng như hội trường, rạp chiếu bóng...

Khi gặp kết cấu loại này người ta phải thiết kế phần mái lợp, kết cấu đỡ mái, cột, hệ giằng, tường và móng. Cuốn sách này giúp bạn đọc nắm vững cách xác định kích thước mặt cắt ngang của nhà, xác định nội lực trong cột khung do các loại tải trọng khác nhau gây ra và cách tổ hợp chúng, cách tính toán và bố trí cốt thép trong cột. Sách cũng giới thiệu những nét cơ bản về bố trí hệ giằng trong nhà. Để tiện cho việc sử dụng chúng tôi đã đưa vào một số ví dụ tính toán bằng số. Đối với phần thiết kế mái và móng bạn đọc có thể tham khảo các tài liệu khác.

Sách được biên soạn trên cơ sở các tài liệu giảng dạy và hướng dẫn thiết kế từ nhiều năm nay của Bộ môn bê tông cốt thép Trường đại học xây dựng Hà Nội. Các vấn đề về tính toán và cấu tạo được giới thiệu ở đây là dựa vào các tiêu chuẩn thiết kế, quy trình quy phạm đã được nhà nước ban hành.

Sách dùng cho sinh viên các ngành xây dựng cơ bản. Các cán bộ thiết kế cũng có thể tìm được ở đây những điều cần thiết và bổ ích.

Phân công biên soạn như sau : Ts. Trịnh Kim Đàm viết phần thiết kế chung và phần phụ lục đồng thời chịu trách nhiệm chung về bản thảo ; Ts. Lê Bá Huế viết phần ví dụ tính toán và chỉnh lý bản thảo theo tiêu chuẩn tải trọng TCVN 2737 - 1995.

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn Gs. Ngô Thế Phong, Gs. Nguyễn Đình Cống đã góp nhiều ý kiến nhận xét, cảm ơn tập thể cán bộ giảng dạy Bộ môn kết cấu bê tông cốt thép Trường đại học xây dựng Hà Nội đã giúp đỡ chúng tôi rất nhiều trong quá trình biên soạn.

Tuy đã có nhiều cố gắng trong khi biên soạn nhưng khó tránh khỏi thiếu sót, chúng tôi mong nhận được sự góp ý của bạn đọc.

Các tác giả

Phần 1

THIẾT KẾ KHUNG NGANG

1. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC KHUNG NGANG

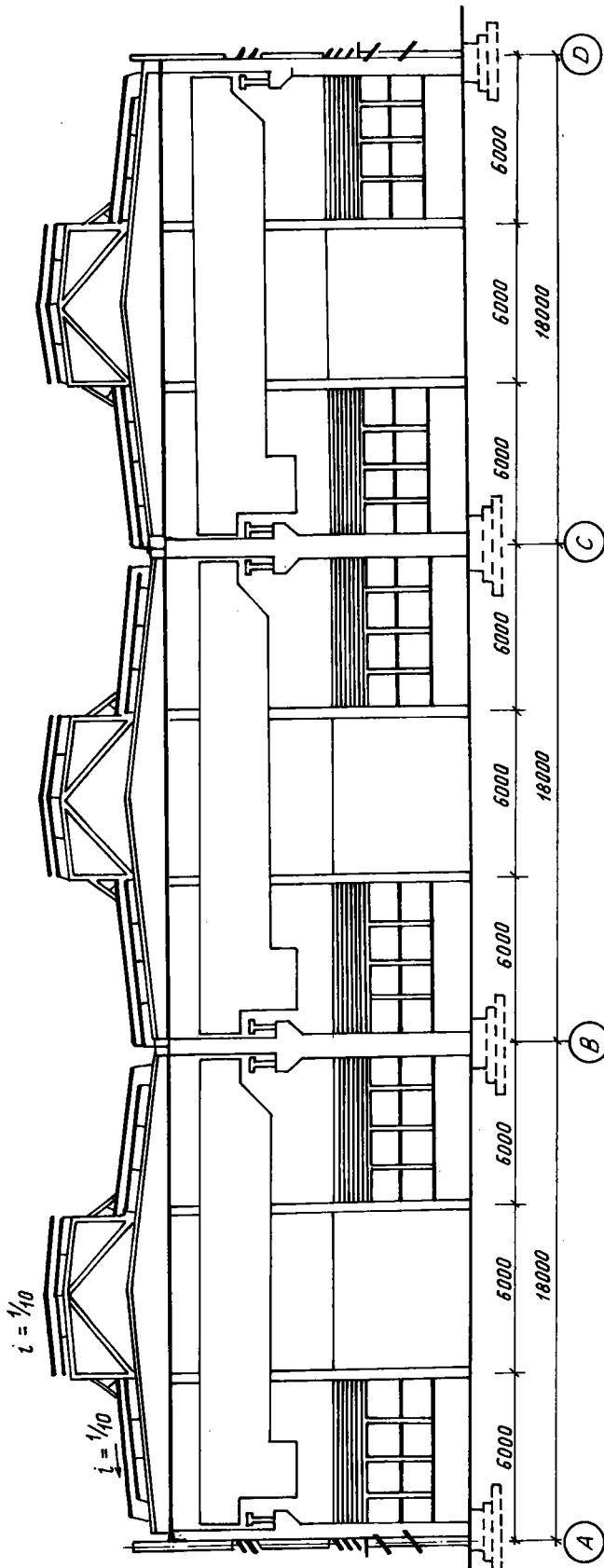
1. Sơ đồ khung ngang

Kết cấu mái, cột, móng tạo thành khung ngang nhà. Phần trên cùng của nhà là mái bao gồm panen mái và các lớp phủ. Kết cấu chịu lực chính của mái là dầm mái, dàn mái hoặc vòm mái, chúng tựa lên cột hoặc lên tường dọc của nhà. Nếu dùng tấm mái cỡ lớn đủ chiều dài gác từ kết cấu chịu lực mái này sang kết cấu chịu lực kia thì không cần xà gồ. Nếu dùng các tấm mái cỡ nhỏ thì phải dùng xà gồ. Xà gồ gác lên kết cấu chịu lực mái, còn tấm mái thì tựa lên xà gồ. Để lấy ánh sáng và thông gió trên mái có thể bố trí cửa mái. Khi kết cấu mái kê trực tiếp lên cột thì tường dọc chỉ đóng vai trò bao che, tường tựa lên móng tường hoặc dầm móng. Cột tựa lên móng (thường là móng đơn hoặc móng cọc). Trong nhà có cầu trục, cột phải có vai để đỡ dầm cầu trục. Trên hình 1.1.1 thể hiện mặt cắt ngang nhà một tầng ba nhịp có cầu trục.

2. Kết cấu mái

Việc chọn hình thức kết cấu mái tùy thuộc chủ yếu vào nhịp nhà. Khi nhịp nhà L từ 18 m trở xuống nên chọn kết cấu mái là dầm. Khi nhịp nhà từ 18 m trở lên nên dùng dàn hoặc vòm. Nếu chọn phương án dầm thì sơ bộ lấy chiều cao giữa dầm bằng $(1/10 \div 1/15) L$. Chiều cao đầu dầm có thể lấy bằng $(1/20 \div 1/35) L$. Tuy vậy để tiện cho định hình hóa tấm panen úp vào mảng tường đầu dầm, thường lấy chiều cao đầu dầm là 800 mm. Độ dốc của dầm phụ thuộc độ dốc thoát nước của mái, thường lấy bằng $1/10 - 1/12$. Nếu chọn phương án dàn, chiều cao giữa dàn thường lấy bằng $(1/7 \div 1/9) L$. Khoảng cách giữa các mắt dàn ở thanh cánh thượng thường lấy bằng 3 m. Khoảng cách giữa các mắt dàn ở thanh cánh hạ thường lấy là 6 m.

Căn cứ vào yêu cầu kiến trúc và yêu cầu sử dụng để quyết định hình dáng kích thước và cấu tạo của mái. Cửa mái được bố trí chạy dọc theo nhà. Chiều rộng của mái thường lấy bằng 6 m khi nhịp nhà nhỏ hơn hoặc bằng 18 m, lấy bằng 12 m khi nhịp nhà lớn hơn 18 m. Chiều cao của mái lấy theo yêu cầu về chiếu sáng.



Hình 1.1.1. Mặt cắt ngang nhà ba nhịp có cầu trục

3. Dầm cầu trục

Trong nhà công nghiệp khi bước cột của nhà từ 12 m trở xuống và sức trục không quá 30 t thì thường dùng dầm cầu trục bằng bê tông cốt thép lắp ghép. Dầm cầu trục gác lên vai cột theo phương dọc nhà. Nhịp dầm cầu trục chính bằng bước cột. Căn cứ vào sức trục và nhịp của dầm để quyết định hình thức và kích thước tiết diện dầm. Thông thường tiết diện ngang của dầm cầu trục là tiết diện chữ T. Cánh của tiết diện chữ T có tác dụng tăng độ cứng theo phương ngang khi chịu lực hãm của xe trục, đồng thời tạo thuận tiện cho việc lắp đường ray và sử dụng cầu trục. Kích thước tiết diện lấy theo yêu cầu về độ cứng và yêu cầu để liên kết với ray. Các dầm cầu trục nhịp 6 m định hình thường có kích thước như sau : chiều cao tiết diện $H_c = (600 \div 1000)$ mm, bề rộng sườn $b = (200 \div 300)$ mm, bề rộng cánh $b_c = (570 \div 700)$ mm. Với sức trục từ 5 đến 30 tấn có thể tham khảo số liệu ở bảng 1.1.1. Dầm cầu trục nhịp 12 m bằng bê tông cốt thép, sức trục đến 30 tấn, tiết diện chữ I được thiết kế định hình cùng một loại kích thước : $H_c = 1400$ mm, $b = 140$ mm, $b_c = 650$ mm, bề rộng cánh dưới 340 mm, chiều cao cánh trên 180 mm, chiều cao cánh dưới 300 mm, trọng lượng một dầm 11,3 t.

Bảng 1.1.1 Số liệu về dầm cầu trục nhịp 6 m

Sức trục Q, t	Nhịp nhà L, m	Kích thước dầm cầu trục, mm				Trọng lượng một dầm, t
		Chiều cao H_c	Bề rộng sườn b	Bề rộng cánh b_c	Chiều cao cán h_c	
5 - 10	12 - 30	800	200	570	120	3,3
15 - 30	12 - 30	1000	200	570	120	4,2

4. Xác định chiều cao nhà

Trong nhà công nghiệp có cầu trục, chiều cao nhà được quyết định bởi cao trình đỉnh ray (ký hiệu là R), là chiều cao tính từ mặt nền đến đỉnh ray. Chiều cao này phụ thuộc vào chiều cao các thiết bị cố định đặt trong nhà máy, vào chiều cao của sản phẩm, vào vị trí cao nhất của móc cầu, v.v... và được quy định bởi nhiệm vụ thiết kế. Các kích thước chính của khung ngang được thể hiện trên hình 1.1.2, trong đó chiều cao cầu trục H_{ct} phụ thuộc vào sức trục tra trong bảng chỉ tiêu về cầu trục (phụ lục I). Các kích thước và ký hiệu ở hình 1.1.2 xác định như sau

H_c - chiều cao dầm cầu trục ;

H_r - chiều cao ray và các lớp đệm ;

a_1 - khe hở giữa mặt trên cầu trục và mặt dưới kết cấu mang lực mái ;

a_2 - khoảng cách từ mặt nền đến mặt trên móng.

Cao trình mặt nền 0.00

Cao trình vai cột V

$$V = R - (H_r + H_c). \quad (1)$$

Cao trình đỉnh cột D

$$D = R + H_{ct} + a_1.$$

Chiều dài phần cột trên H_t

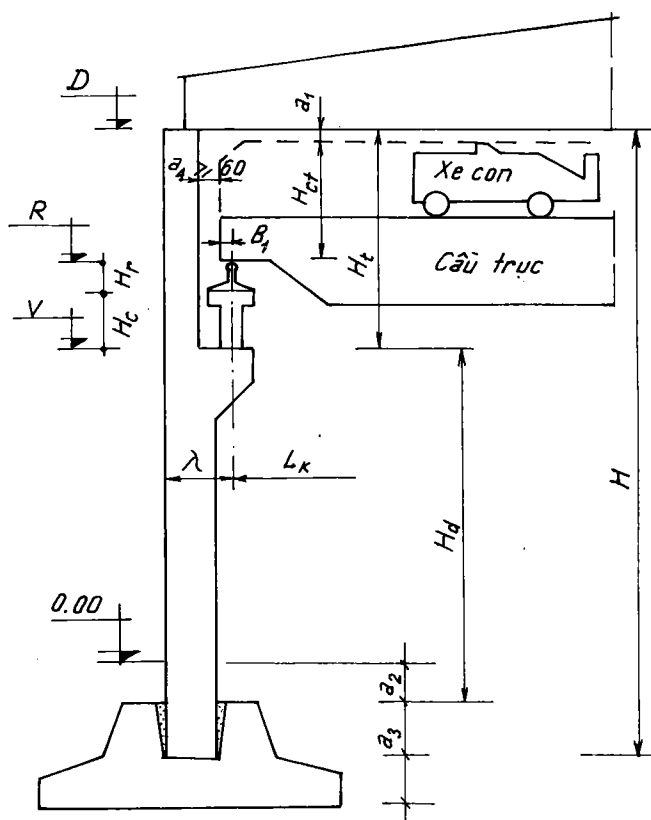
$$H_t = D - V = H_{ct} + a_1 + H_r + H_c.$$

Chiều dài phần cột dưới H_d

$$H_d = V + a_2.$$

Chiều dài toàn bộ cột H

$$H = H_t + H_d + a_3.$$



Hình 1.1.2. Các kích thước chính của khung ngang

Các số liệu kích thước chọn như sau :

Trị số a_2 chọn dựa theo tình hình địa chất, thường lấy $a_2 = 40 \div 80$ cm.

Trị số a_3 không được bé hơn chiều cao tiết diện phần cột dưới. Để xác định a_3 có thể giả thiết trước kích thước tiết diện cột, có thể chọn $a_3 = 60 \div 80$ cm.

Trị số a_1 quy định không bé hơn 10 cm, thường chọn $a_1 = 10 \div 15$ cm.

Chiều cao ray và các lớp đệm H_r lấy phụ thuộc vào loại ray định dùng, có thể lấy $H_r = 15$ cm.

Khi nhà có nhiều nhịp có cầu trục với sức trục khác nhau thì nên chọn kích thước chiều cao cột theo nhịp có sức trục lớn hơn.

Cao trình đỉnh mái M dùng để xác định áp lực gió vào khung ngang (h.1.1.3), xác định như sau :

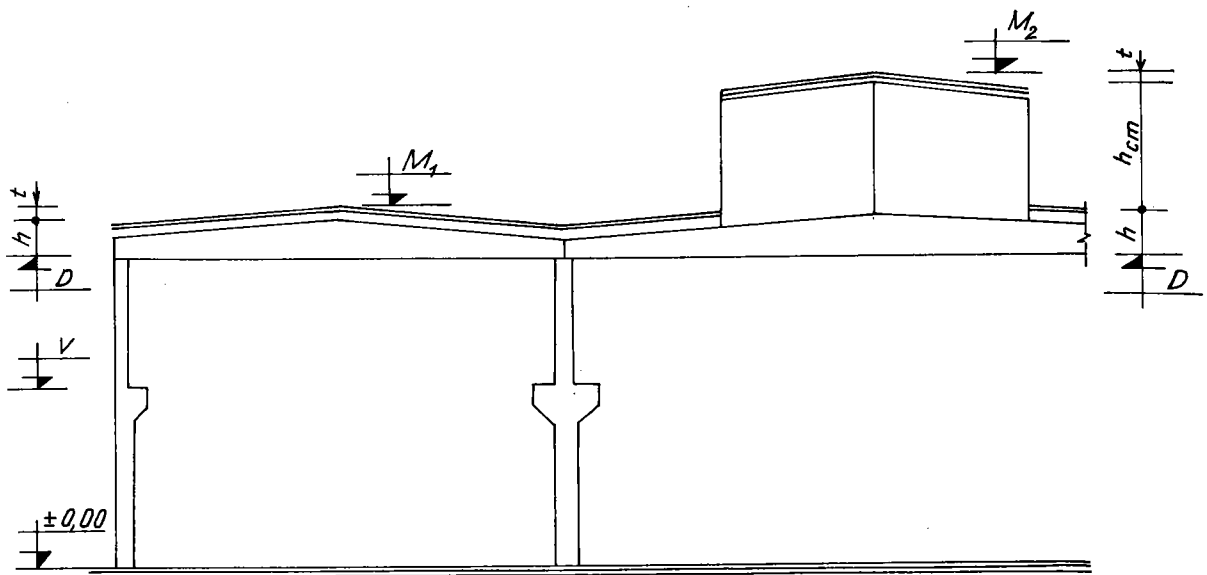
• *Khi không có cửa mái*

$$M_1 = D + h + t,$$

trong đó D - cao trình đỉnh cột ;

h - chiều cao kết cấu mang lực mái kể từ đỉnh cột ;

t - chiều dày các lớp mái.



Hình 1.1.3. Sơ đồ xác định cao trình mái

Trị số h lấy theo cấu tạo kích thước kết cấu mái. Trị số t lấy theo cấu tạo các lớp mái. Cấu tạo các lớp mái chọn theo yêu cầu kiến trúc và yêu cầu sử dụng. Đối với các nhà công nghiệp không có yêu cầu gì đặc biệt có thể chọn các lớp mái như sau :

hai lớp gạch lá nem kể cả vữa dày 5 - 6 cm, trọng lượng riêng $\gamma = 1800 \text{ kG/ m}^3$;

lớp bê tông nhẹ cách nhiệt dày 12 - 15 cm, trọng lượng riêng $\gamma = 1200 \text{ kG/ m}^3$;

lớp bê tông chống thấm dày 4 - 5 cm, trọng lượng riêng $\gamma = 2500 \text{ kG/m}^3$;

lớp panen chịu lực.

Khi không có những số liệu cụ thể về cấu tạo các lớp mái thì có thể chọn :

$$t = 40 \div 50 \text{ cm.}$$

$$h = 80 + 1/20 L \quad \text{khi dùng dầm mái, cm;}$$

$$h = 220 + 1/20 L \quad \text{khi dùng dàn mái, cm;}$$

với L là nhịp của nhà tính bằng cm.

• Khi có cửa mái

Với nhà có cửa mái thì phải xác định cao trình đỉnh mái M_2 tại đỉnh cửa mái.

Trường hợp nhà có cao trình các nhịp cao thấp khác nhau cần xác định cao trình của từng nhịp chênh lệch để xác định áp lực gió cho chính xác.

5. Kích thước tiết diện cột và vai cột

Trong nhà không có cầu trục, cột thường có tiết diện không đổi. Khi chiều cao nhà (tính từ mặt nền đến mép dưới của kết cấu mái) không quá 7 m thì cột thường có tiết diện chữ nhật. Khi chiều cao nhà vượt quá 7 m thì dùng cột tiết diện chữ I để giảm nhẹ trọng lượng cột. Ở vị trí đầu cột có thể mở rộng để đủ diện tích gối tựa cho dầm hoặc dàn. Trên hình 1.1.4 giới thiệu một số loại cột nhà một tầng.

Trong nhà có cầu trục, cột phải có vai để đỡ dầm cầu trục, như vậy cột chia thành hai đoạn : *đoạn cột trên* và *đoạn cột dưới* vai cột. Với nhà có cầu trục dưới 30t thường chọn loại cột đặc (cột một nhánh), loại này có tiết diện chữ nhật hoặc chữ I. Tiết diện chữ I tuy có làm giảm trọng lượng cột nhưng chế tạo phức tạp cho nên trong thực tế thường dùng tiết diện chữ nhật. Khi sức trục vượt quá 30t, cao trình đỉnh ray vượt quá 10 m hoặc nhịp nhà từ 30 m trở lên thì dùng loại cột rỗng (cột hai nhánh) sẽ kinh tế hơn (h.1.1.4c). Loại cột này gồm có hai nhánh dọc và nhiều nhánh ngang.

Kích thước tiết diện cột trong mọi trường hợp phải đảm bảo về độ mảnh theo cả hai phương.

Đối với tiết diện bất kỳ

$$\lambda_r = l_o / r \leq 139.$$

Đối với tiết diện chữ nhật

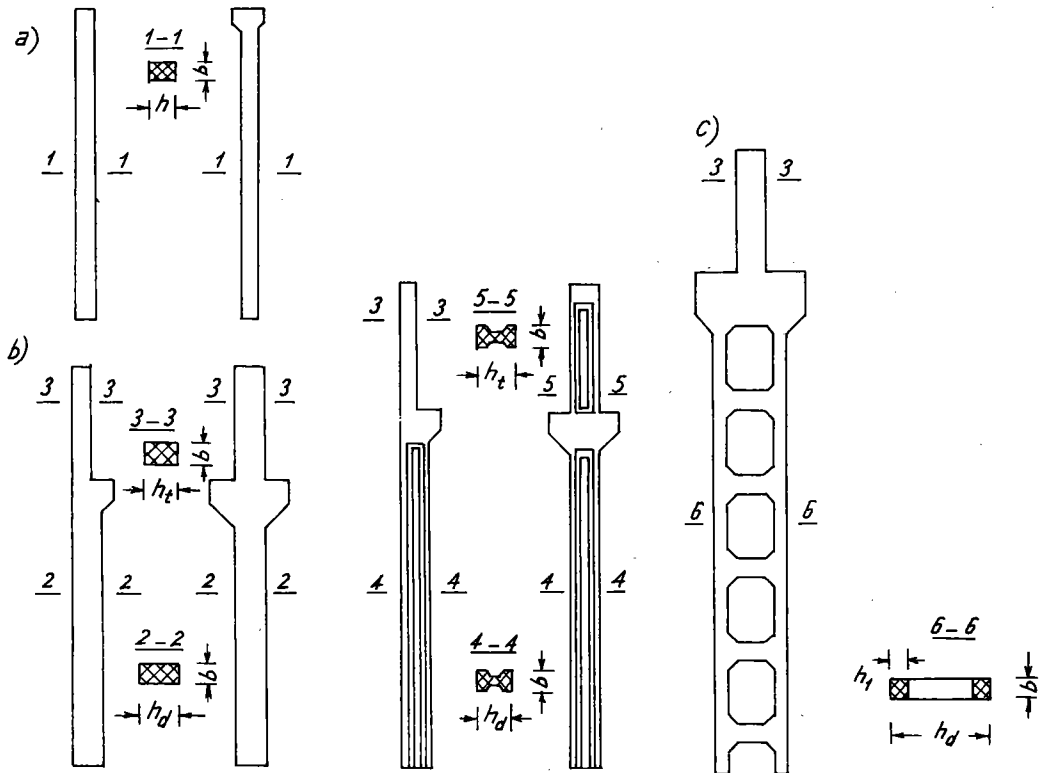
$$\lambda_b = l_o / b \leq 30,$$

trong đó r - bán kính quán tính nhỏ nhất ;

b - cạnh nhỏ của tiết diện.

Chiều rộng b của cột thường lấy $b = (\frac{1}{20} \div \frac{1}{25})H_d$. Khi thiết kế có thể tham khảo các số liệu thiết kế định hình sau :

Khi bước cột là 6m thì $b = 40\text{cm}$ nếu sức trục $Q \leq 30\text{t}$; $b = 50\text{cm}$ nếu sức trục $Q > 30\text{t}$. Khi bước cột là 12m thì $b = 50\text{cm}$.



Hình 1.1.4. Các loại cột nhà một tầng

a) cột nhà không có cầu trục ; b) cột một nhánh ; c) cột hai nhánh.

Chiều cao tiết diện phần cột trên h_t chọn theo yêu cầu về chịu lực đồng thời phải đủ diện tích tựa cho kết cấu mái mà không cần mở rộng đầu cột. Ngoài ra, khi chọn h_t phải chú ý đảm bảo khe hở cần thiết giữa mép cột và mép cầu trục. Khe hở a_4 giữa mép cột và mép cầu trục phải lớn hơn 60mm và được lấy như sau:

với cột biên khi trục phân chia đi qua mép ngoài cột (khi $Q \leq 30\text{t}$),

$$a_4 = \lambda - B_1 - h_t$$

với cột giữa, $a_4 = \lambda - B_1 - 0,5h_t$,

trong đó λ - khoảng cách từ dầm cầu trục đến trục phân chia,

khi sức trục $Q \leq 30\text{ t}$ thường lấy $\lambda = 750\text{ mm}$;

B_1 - khoảng cách từ trục dầm cầu trục đến mép ngoài của cầu trục,

B_1 lấy theo phụ lục I.

Theo thiết kế định hình, khi nhà có bước cột 6m thường chọn $h_t = 40\text{cm}$ đối với cột biên, $h_t = 60\text{cm}$ đối với cột giữa.

Chiều cao tiết diện phần cột dưới h_d chọn chủ yếu theo điều kiện chịu lực, đồng thời phải đảm bảo cột đủ độ cứng để biến dạng của khung ngang không ảnh hưởng tới sự làm việc của cầu trục. Theo kinh nghiệm thường lấy :

$$h_d \geq \frac{1}{16} H_d \quad \text{khi sức trục } Q \leq 10\text{t} ;$$

$$h_d \geq \frac{1}{14} H_d \quad \text{khi sức trục } Q > 10\text{t}.$$

theo thiết kế định hình thường chọn $h_d = 60\text{cm}$ hoặc 80cm khi dùng cột đặc đối với nhà có bước cột 6m.

Trong cột hai nhánh (h.1.1.4c), khoảng cách giữa trục hai nhánh phụ thuộc vào sức trục của cầu trục, thường lấy trong khoảng 70 - 150 cm. Kích thước tiết diện có thể tham khảo những số liệu định hình sau :

với sức trục từ 10t đến 30t thì $h_d = 100\text{cm}$ khi bước cột là 6 m ;

$$h_d = 140 \text{ cm khi bước cột là 12m.}$$

với sức trục $\geq 30\text{t}$ thì $h_d = 120 \text{ cm}$ khi bước cột là 6m;

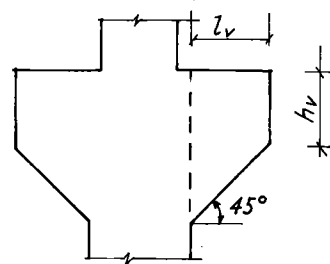
$$h_d = 160\text{cm khi bước cột là 12m.}$$

Gọi h_1 là chiều cao tiết diện nhánh ($h_1 = 20 \div 30 \text{ cm}$) thì khoảng cách giữa các thanh ngang lấy bằng $(8 \div 10)h_1$, chiều cao tiết diện thanh ngang lấy bằng $(1,5 \div 2)h_1$. Chiều rộng tiết diện thanh ngang nên lấy bằng chiều rộng tiết diện nhánh dọc.

Vai cột thuộc loại côngxon ngắn (h1.1.5), các kích thước chính của nó được quy định như sau :

Độ vượn của vai ra ngoài mép cột dưới l_v không nhỏ hơn 200mm và là bội số của 50mm khi độ vượn nhỏ hơn 400mm ; là bội số của 100mm khi độ vượn từ 400mm trở lên.

Chiều cao mép ngoài của vai cột h_v không nhỏ hơn 200mm và là bội số của 100mm .



Hình 1.1.5. Quy định kích thước vai cột

Đồng thời h_v không được nhỏ hơn $1/3$ chiều cao tiết diện tại chỗ tiếp giáp với cột, thường chọn :

$$h_v \geq 300\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \leq 5 \text{ t} ;$$

$$h_v \geq 400\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \text{ từ 5 đến } 10 \text{ t} ;$$

$$h_v \geq 500\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \geq 15 \text{ t}.$$

Góc nghiêng dưới vai cột so với phương ngang không được vượt quá 45° . Bề rộng vai cột lấy bằng bề rộng cột.

Đối với các vai cột trong nhà có cầu trục đặc biệt chế độ làm việc nặng thì mép dưới vai cột nên làm lượn tròn hoặc làm thêm nách.

§2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

Khung ngang nhà công nghiệp một tầng chịu các loại tải trọng sau : các tải trọng tĩnh (trọng lượng kết cấu mái, trọng lượng các lớp mái, cửa mái, trọng lượng tường, cửa, dầm giằng, v.v...) ; hoạt tải mái do người và các thiết bị sửa chữa ; tải trọng gió và tải trọng do cầu trục.

1. Tĩnh tải mái

Tĩnh tải mái do một kết cấu mái truyền vào đỉnh cột, ký hiệu là G_m

Khi trong nhịp không có cửa mái

$$G_m = 0,5 (G_1 + g a L). \quad (1.2.1)$$

Khi trong nhịp có cửa mái

$$G_m = 0,5 (G_1 + g a L + G_2 + 2 g_k a), \quad (1.2.2)$$

trong đó G_1 - trọng lượng một kết cấu mái (dầm hoặc dàn mái) ;

g - trọng lượng một mét vuông các lớp mái ;

a - bước cột ;

L - nhịp nhà ;

G_2 - trọng lượng khung cửa mái ;

g_k - trọng lượng kính, khung cửa lắp ở mặt bên cửa mái tính trên mỗi mét dọc nhà.

Trị số G_1 tính theo số liệu thực tế của kết cấu mái đã chọn, có thể tham khảo bảng 1.2.1

Bảng 1.2.1. Trọng lượng kết cấu mái

Loại kết cấu mái	Dầm mái			Dàn mái	
	Nhịp, m	12	15	18	24
Trọng lượng, t		4,1	5,9	7,7	9,6

Để xác định trị số g phải căn cứ vào cấu tạo các lớp mái.

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \dots \text{ (tính trên } 1\text{m}^2 \text{)},$$

trong đó g_1 - trọng lượng tấm mái kể cả bê tông chèn tính ra trên 1 m^2 mái.

Khi dùng panen kích thước $6 \times 1,5\text{m}$ thì tải trọng tiêu chuẩn $g_1 = 189\text{ kG/m}^2$, panen $3 \times 6\text{ m}$ thì $g_1 = 145\text{ kG/m}^2$;

$g_2, g_3, g_4, \dots$ - trọng lượng các lớp gạch lá nem, bê tông cách nhiệt, bê tông chống thấm v.v... tính toán theo cấu tạo thực tế.

Trị số G_2 lấy theo cấu tạo khung cửa mái, khi chưa có số liệu thực tế có thể lấy

$G_2 = (1,2 \div 1,5)\text{t}$ với cửa mái rộng 6 m,

$G_2 = (2,2 \div 2,8)\text{t}$ với cửa mái rộng 12 m.

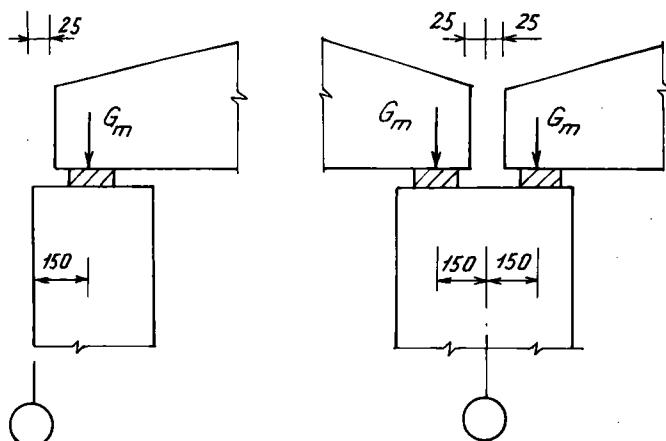
Trị số g_k tính theo số liệu thực tế. Khi chưa có số liệu thực tế có thể lấy $g_k = (400 \div 500)\text{ kG/m}$.

Khi xác định tải trọng tính toán cần nhân tính tải với hệ số vượt tải n (hệ số độ tin cậy γ theo TCVN 2737 -1995).

Đối với trọng lượng bản thân kết cấu mái, panen, lớp bê tông chống thấm, $n = 1,1$; đối với các lớp gạch lá nem kể cả vữa, lớp cách âm, cách nhiệt... $n = 1,3$.

Khi tính toán cần xác định chính xác điểm đặt của G_m . Tùy theo cách liên kết mà xác định điểm đặt của nó. Điểm đặt của G_m tại trung tâm bản thép ở đầu kết cấu mái (thường trùng với trục đi qua bulông liên kết đầu cột).

Theo thiết kế định hình, trung tâm tấm thép cách trục phân chia một đoạn 150 mm (h.1.2.1). Khi tính toán cần phải xác định G_m ở nhịp biên và ở nhịp giữa, nếu các nhịp đó khác nhau hoặc có cấu tạo mái khác nhau.



Hình 1.2.1. Sơ đồ xác định điểm đặt tải trọng mái

2. Tính tải dầm cầu trục

Tính tải do trọng lượng bản thân dầm cầu trục, trọng lượng của ray và các bản đệm hợp thành lực tập trung đặt lên vai cột ký hiệu là G_d

$$G_d = G_1 + ag_r. \quad (1.2.3)$$

trong đó G_1 - trọng lượng một dầm cầu trục (xem bảng 1.1.1) ;

g_r - trọng lượng của ray, đếm tính trên mỗi mét dài và được lấy theo số liệu cấu tạo cụ thể, khi chưa có số liệu cụ thể lấy $g_r = (150 \div 200)$ kG/m ;

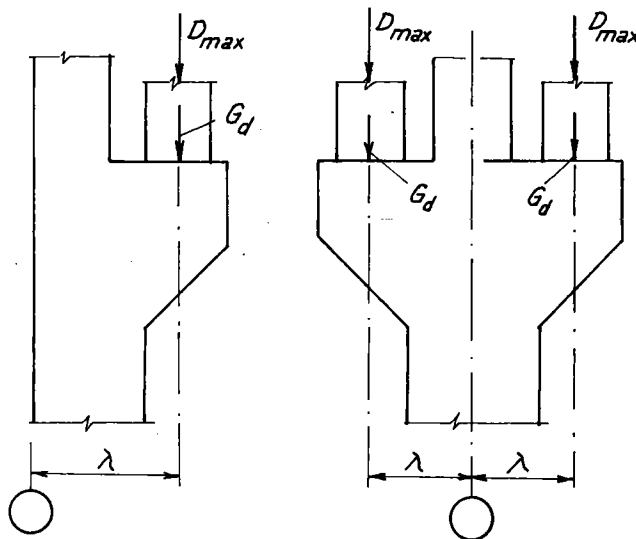
a - bước cột, tức là nhịp của dầm cầu trục.

Khi tính G_d lấy hệ số vượt tải $n = 1,1$.

Điểm đặt của G_d trùng với tâm tiết diện dầm cầu trục và cách trục phân chia một đoạn λ (h.1.2.2)

3. Trọng lượng bản thân cột

Trọng lượng bản thân cột được tính toán theo kích thước cột đã chọn. Lấy thể tích các đoạn cột nhân với trọng lượng riêng γ của bê tông cốt thép (lấy $\gamma = 2500$ kG/m³). Khi tính toán cần tính riêng ra hai phần, phần cột trên G_{ct} , phần cột dưới G_{cd} . Trọng lượng phần cột dưới phải kể cả trọng lượng vại cột.



Hình 1.2.2. Điểm đặt của tải trọng cầu trục

4. Hoạt tải mái

Hoạt tải mái truyền qua kết cấu mái vào đỉnh cột thành lực tập trung P_m . Điểm đặt của P_m trùng với điểm đặt của G_m . Khi trên mái không có người đi lại mà chỉ có người sửa chữa, hoạt tải lấy bằng 75 kG / m² với hệ số vượt tải $n = 1,3$

$$P_m = 1,3 \times 75 \times a \times L / 2, \quad (1.2.4)$$

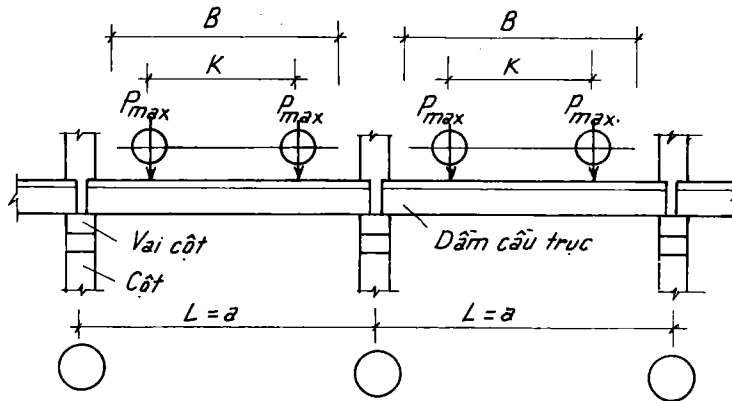
trong đó a - bước cột ;

L - nhịp của khung.

5. Hoạt tải do cầu trục

Khi cầu trục hoạt động, mỗi bánh xe của cầu trục đè lên ray một lực tập trung. Lúc cầu trục chở đủ nặng và xe con đi sát về phía dầm đang xét thì áp lực mỗi bánh xe đè lên ray ở phía ấy là lớn nhất, ký hiệu là $P_{\max}$ và ở phía đường ray bên kia ký hiệu là $P_{\min}$.

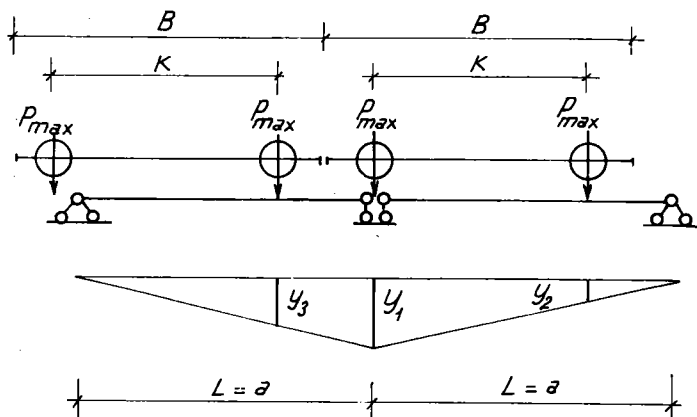
Hoạt tải do áp lực của cầu trục $P_{\max}$, $P_{\min}$ truyền lên vai cột là các lực tập trung ký hiệu là $D_{\max}$ và $D_{\min}$.



Hình 1.2.3. Sơ đồ cầu trục

Thân cầu trục thường có bốn bánh xe lên ray, mỗi bên hai bánh. Khoảng cách giữa hai bánh xe ký hiệu là K , bề rộng thân cầu trục ký hiệu là B . Các trị số $P_{\max}$, $P_{\min}$, K , B cho trong bảng chỉ tiêu về cầu trục (phụ lục I).

Trong mỗi nhịp nhà có một số cầu trục hoạt động tùy theo yêu cầu của công nghệ. Nếu mỗi nhịp có từ hai cầu trục trở lên thì khi tính toán cần xét trường hợp hai cầu trục làm việc cạnh nhau như trên hình 1.2.3 nếu chỉ có một cầu trục hoạt động thì chỉ tính với một cầu trục đó.



Hình 1.2.4. Đường ảnh hưởng phản lực gối tựa và cách xếp tải

Lực $D_{\max}$ tính bằng tổng phản lực ở gối tựa đặt lên vai cột do các lực $P_{\max}$ gây ra. Vì $P_{\max}$ là lực di động cho nên để tìm $D_{\max}$ phải dùng đường ảnh hưởng phản lực gối tựa của dầm. Đường ảnh hưởng này có dạng đường thẳng, có tung độ bằng một ở

gối đang tính và bằng không ở gối kia. Để có $D_{\max}$ phải xếp một lực $P_{\max}$ nằm ngay trên đỉnh của đường ảnh hưởng (h.1.2.4)

$$D_{\max} = P_{\max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.2.5)$$

trong đó $y_1 = 1$ - tung độ tại gối tựa đang tính ;

y_2, y_3, y_4 - tung độ của đường ảnh hưởng phản lực gối tựa tại các tiết diện có đặt lực $P_{\max}$.

Nếu khi xếp các lực $P_{\max}$ mà có những lực đặt ra ngoài phạm vi đường ảnh hưởng thì lấy tung độ ứng với nó bằng không (thường $y_4 = 0$). Tính toán các giá trị y_i theo tam giác đồng dạng.

Điểm đặt của $D_{\max}$ ở vai cột trùng với điểm đặt của G_d (h.1.2.2)

Cũng tương tự ta tính được áp lực $D_{\min}$

$$D_{\min} = P_{\min} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.2.6)$$

Khi tính toán với $D_{\max}$ và $D_{\min}$, lấy hệ số vượt tải $n = 1.1$, như vậy áp lực tính toán của cầu trục lên vai cột sẽ là :

$$D_{\max} = 1.1P_{\max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4); \quad (1.2.7)$$

$$D_{\min} = 1.1P_{\min} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4). \quad (1.2.8)$$

6. Lực hãm của cầu trục

Xe con chở vật nặng chạy trên cầu trục theo phương ngang nhà. Vật nặng được treo bằng móc mềm hoặc móc cứng. Khi xe con hãm, do quán tính sẽ sinh ra lực xô ngang gọi là lực hãm ngang. Thông qua ma sát giữa bánh xe cầu trục và ray mà lực hãm này truyền từ ray qua dầm cầu trục và truyền vào cột thông qua liên kết giữa cánh dầm cầu trục với cột.

Với móc mềm lực hãm ngang tính theo công thức

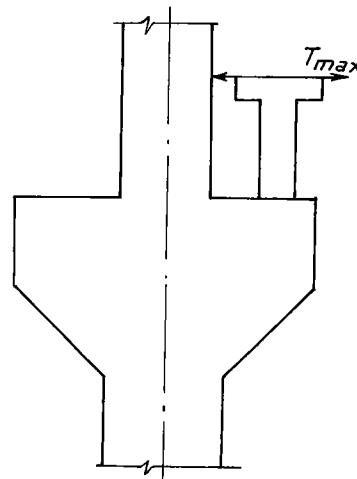
$$T = \frac{Q + G}{20}. \quad (1.2.9)$$

Với móc cứng

$$T = \frac{Q + G}{10}. \quad (1.2.10)$$

Lực hãm này coi như truyền tất cả sang một phía đường ray và chia đều cho hai bánh xe cầu trục, mỗi bánh truyền một lực

$$T_1 = 0.5 T. \quad (1.2.11)$$



Hình 1.2.5. Điểm đặt của $T_{\max}$

Cũng tương tự như khi tính $D_{\max}$, lực hãm ngang lớn nhất $T_{\max}$ do hai cầu trục cùng làm việc cạnh nhau truyền vào cột xác định theo nguyên tắc dùng đường ảnh hưởng của phản lực gối tựa của dầm cầu trục

$$T_{\max} = T_1 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.1.12)$$

Khi tính toán với $T_{\max}$ cũng lấy hệ số vượt tải $n = 1,1$, như vậy lực hãm tính toán sẽ là

$$T_{\max} = 1,1T_1 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.1.13)$$

Lực hãm $T_{\max}$ có thể hướng vào cột hoặc hướng ra khỏi cột. Điểm đặt của lực $T_{\max}$ lấy ngang với mặt trên dầm cầu trục (ở vị trí đó có thép liên kết dầm cầu trục với cột) (h.1.2.5).

7. Tải trọng gió

Tải trọng gió gồm hai thành phần, tĩnh và động.

Khi xác định tải trọng gió cho công trình nhà công nghiệp một tầng cao dưới 36m với tỷ số chiều cao trên nhịp nhỏ hơn 1,5 thì không cần tính đến thành phần động của tải trọng gió.

Giá trị tính toán của thành phần tĩnh của tải trọng gió W ở độ cao Z so với mốc chuẩn, tác dụng lên một mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình xác định theo công thức

$$W = nW_0 k C, \quad (1.2.14)$$

trong đó W_0 - giá trị của áp lực gió ở độ cao 10 m so với cốt chuẩn của mặt đất lấy theo bản đồ phân vùng gió của TCVN 2737 - 1995 ;

k - hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình;

C - hệ số khí động lấy phụ thuộc vào hình dáng của công trình, vào phía gió đẩy hoặc phía gió hút.

Các trị số W_0 , k , C lấy theo các số liệu của phụ lục II.

Hệ số vượt tải n của tải trọng gió lấy bằng 1,2 tương ứng với nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm. Khi thời gian sử dụng giả định khác đi thì giá trị tính toán của tải trọng gió phải thay đổi bằng cách nhân với hệ số điều chỉnh (bảng 3, phụ lục II).

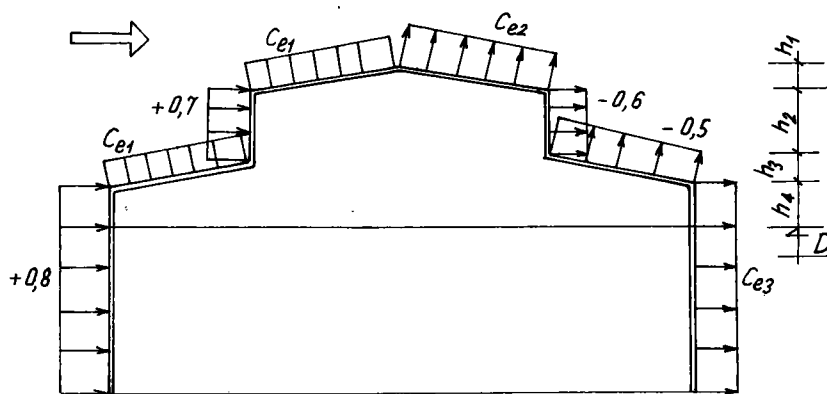
Áp lực gió lên tường dọc sẽ truyền vào cột của khung ngang thành tải trọng phân bố trên suốt chiều dài đoạn cột nằm trên mặt đất với cường độ tải trọng gió là p

$$p = W a, \quad (1.2.15)$$

trong đó W - áp lực gió lên một mét vuông bề mặt đứng.

a - bước cột .

Cần phải tính riêng tải trọng phía gió đẩy là p_1 và phía gió hút là p_2 với các hệ số khí động tương ứng.



Hình 1.2.6. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Áp lực gió tác dụng vào kết cấu mái (từ phần đỉnh cột trở lên) được đưa về thành lực tập trung S đặt trên đầu cột.

Giá trị của lực tập trung ở phía gió đẩy là S_1 , ở phía gió hút là S_2 , phụ thuộc vào dạng mái. Trường hợp mái đơn giản

$$S = W a H_m \quad (1.2.16)$$

trong đó H_m - chiều cao từ đỉnh cột đến đỉnh mái.

Đối với sơ đồ trên hình 1.2.6 ta có áp lực gió lên cột là :

$$\text{phía gió đẩy} \quad p_1 = 1,2 \times W_o \times 0,8 \times k \times a ,$$

$$\text{phía gió hút} \quad p_2 = 1,2 \times W_o \times C_{e3} \times k \times a .$$

Gió lên mái quy về lực tập trung :

$$\text{phía gió đẩy} \quad S_1 = 1,2 (0,8 h_4 + C_{e1} h_3 + 0,7 h_2 + C_{e1} h_1) a \times W_o ;$$

$$\text{phía gió hút} \quad S_2 = 1,2 (C_{e3} h_4 + 0,5 h_3 + 0,6 h_2 + C_{e2} h_1) a \times W_o ;$$

Các trường hợp mái có hình dáng phức tạp tham khảo các sơ đồ trong phụ lục II hoặc trong tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737 - 1995.

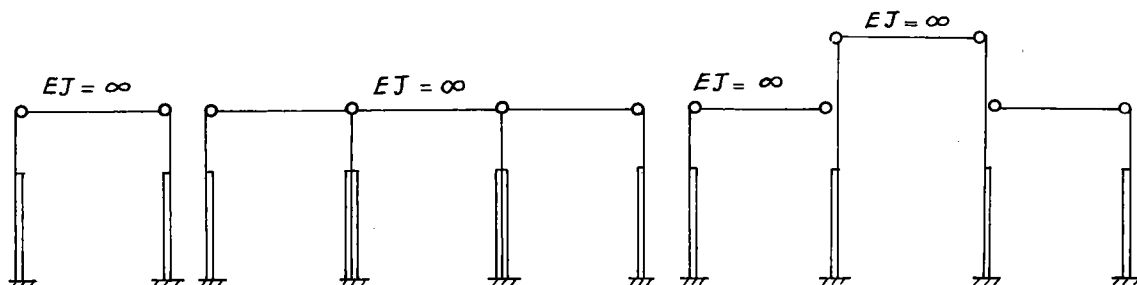
Cần lưu ý rằng gió tác dụng vào cột chỉ tính từ mặt đất trở lên nhưng vì đoạn chôn dưới đất khá bé cho nên có thể xem như gió tác dụng từ tiết diện ngàm (tiết diện mặt móng trở lên).

§3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRONG CỘT

Mỗi một nhà công nghiệp bao gồm một hay nhiều khối, phân cách nhau bằng các khe nhiệt độ. Trong mỗi khối nhiệt độ các khung ngang được liên kết với nhau nhờ hệ mái, hệ giằng, dầm cầu trục,... tạo thành hệ không gian. Việc tính toán nội lực hệ không gian khá phức tạp nên trong thực tế thường đưa về tính các hệ phẳng là các khung ngang độc lập. Trong những trường hợp cần thiết cần xét đến sự làm việc không gian thì phải tính hệ không gian đó hoặc đơn giản hơn là điều chỉnh nội lực hoặc chuyển vị trong hệ phẳng độc lập cho phù hợp với hệ thực bằng các hệ số.

Khi tách ra từng khung phẳng độc lập để tính toán nội lực trong cột thì sơ đồ tính của khung ngang có dạng như trên hình 1.3.1

- Xà ngang được coi là thẳng, tuyệt đối cứng, liên kết khớp với cột ở mức đỉnh cột.
- Cột ngàm vào móng ở mức mặt trên của móng hoặc đài của móng cọc.



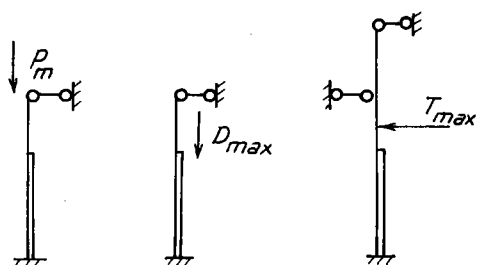
Hình 1.3.1. Sơ đồ tính toán khung ngang

Dưới tác dụng của tải trọng đứng, các công trình nói chung đều có chuyển vị ngang bé và khi công trình càng nhiều nhịp thì chuyển vị ngang này càng nhỏ. Vì vậy để đơn giản cho tính toán nội lực, cho phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột khi nhà có cùng cao trình, có số nhịp từ ba trở lên dưới tác dụng của tải trọng đứng và lực hãm ngang.

A. Xác định nội lực khi nhà có từ ba nhịp trở lên, cùng cao trình chịu tải trọng đứng và lực hãm ngang

1. Nguyên tắc chung

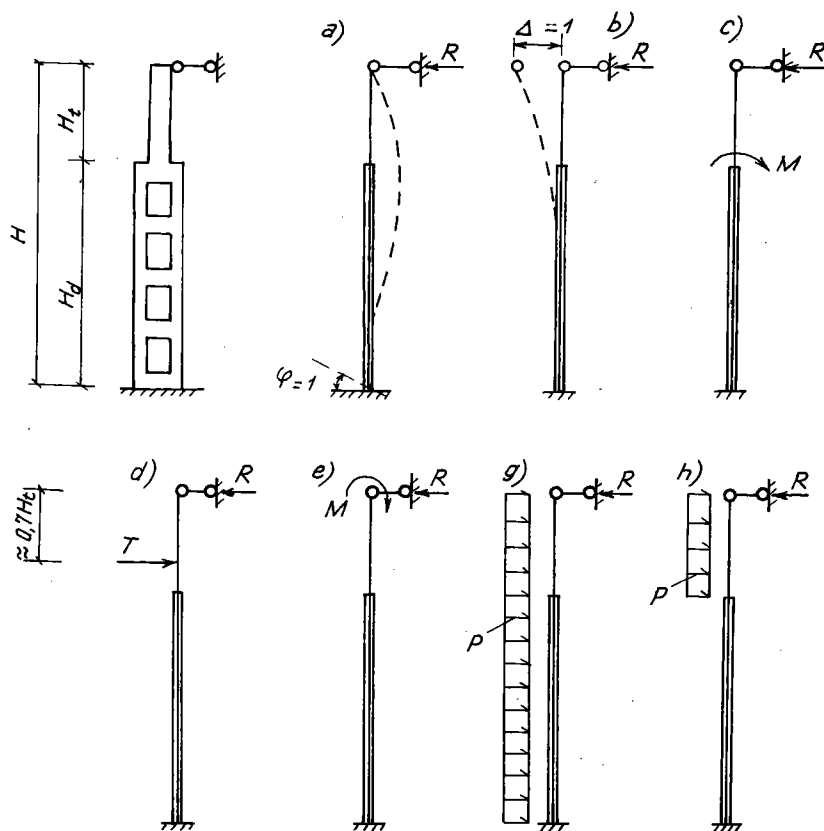
Trong trường hợp này được phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột, như vậy các cột làm việc hoàn toàn độc lập và được đưa về tính từng loại cột riêng theo sơ đồ như trên hình 1.3.2.



Hình 1.3.2. Sơ đồ tính toán cột khi bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột

Đây là kết cấu siêu tĩnh, có thể giải bằng phương pháp lực hoặc phương pháp chuyển vị. Cũng có thể dùng các bảng lập sẵn để tính toán. Với mỗi loại tải trọng tra bảng ứng với các hệ số cần thiết $n = J_t/J_d$; $\lambda = H_t/H_d$ rồi dùng công thức tính ra trị số phản lực đầu cột R và sau đó vẽ biểu đồ nội lực trong cột một cách bình thường. Trong các sổ tay thiết kế có cho đầy đủ các bảng tính toán.

Dưới đây trình bày cách áp dụng các công thức lập sẵn để tìm phản lực R trong các liên kết ngang của cột khi chịu các trường hợp tải trọng khác nhau (h.1.3.3). Các công thức này thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh và cũng có thể áp dụng cho cột đặc và cột có tiết diện không đổi.



Hình 1.3.3. Các sơ đồ tính toán phản lực đầu cột

Trường hợp a : khi chân cột xoay một góc $\varphi = 1$

$$R = \frac{3EJ_d}{H^2(1 + K + K_1)} \quad (1.3.1)$$

Trường hợp b : khi đỉnh cột có chuyển vị ngang $\Delta = 1$

$$R = \frac{3EJ_d}{H^3(1 + K + K_1)} \quad (1.3.2)$$

Trường hợp c : khi có mômen $M = De_d$ đặt ở vai cột do lực tập trung D đặt cách trục cột dưới một đoạn e_d gây ra

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1 + K + K_1)} \quad (1.3.3)$$

Trường hợp d : khi có lực xô ngang T đặt cách đỉnh cột một đoạn xấp xỉ $0,7H_t$

$$R = \frac{T(1-t + K_1)}{1 + K + K_1} \quad (1.3.4)$$

Trường hợp e : khi có mômen $M = Pe_t$ đặt ở đỉnh cột do lực tập trung P đặt cách trục cột trên một đoạn e_t gây ra

$$R = \frac{3M(1 + \frac{K}{t})}{2H(1 + K + K_1)} \quad (1.3.5)$$

Công thức (1.3.5) chỉ đúng cho trường hợp trục phần cột trên và trục phần cột dưới trùng nhau. Khi cột có trục phần cột trên và trục phần cột dưới lệch nhau một đoạn a thì :

$$R = R_1 \pm R_2 \quad (1.3.6)$$

trong đó R_1 - tính theo công thức (1.3.5) với $M = Pe_t$;

R_2 - tính theo công thức (1.3.3) với $M = Pa$.

Lấy dấu cộng hay trừ trước R_2 tùy theo biểu đồ mômen do lực P gây ra trong hệ cơ bản (đã cắt bỏ liên kết khớp ở đỉnh) là tăng hay giảm khi từ phần cột trên xuống phần cột dưới. Nếu lấy trục phần cột trên làm chuẩn thì lấy dấu cộng khi e_t và a ngược dấu nhau.

Trường hợp g : khi có tải trọng p phân bố đều toàn bộ cột

$$R = \frac{3pH[1 + tK + 1,33(1+t)K_1]}{8(1 + K + K_1)} \quad (1.3.7)$$

Trường hợp h: khi có tải trọng p phân bố đều ở đoạn cột trên

$$R = \frac{pH[3(1+tK) - (3+t)(1-t)^3 + K_1]}{8(1 + K + K_1)} \quad (1.3.8)$$

Trong các công thức trên :

$$t = \frac{H_t}{H} ; \quad K = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) ; \quad K_1 = \frac{(1-t)^3 J_d}{8J_o n^2} , \quad (1.3.9)$$

ở đây J_o - mômen quán tính của tiết diện một nhánh ;

J_t - mômen quán tính của tiết diện phần cột trên ;

$J_d = \frac{F_o c^2}{2}$ - mômen quán tính tương đương của tiết diện phần cột dưới hai nhánh ;

F_o - diện tích một nhánh ;

c - khoảng cách giữa hai trục nhánh ;

n - số lượng các ô khung trong phần cột dưới hai nhánh ;

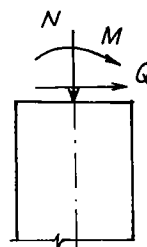
H_t - chiều dài đoạn cột trên.

Các công thức (1.3.1) đến (1.3.5) thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh cũng có thể dùng để tính phản lực của cột một nhánh (cột đặc) khi đó $K_1 = 0$, còn với cột đặc tiết diện không đổi thì $K = K_1 = 0$.

Biết phản lực ở đầu cột, việc tính toán nội lực trong các tiết diện cột được tiến hành như đối với côngxon thẳng đứng.

Đối với nhà không có cầu trục, cần phải xác định nội lực tại các tiết diện đỉnh cột và chân cột (sát với mặt móng).

Đối với nhà có cầu trục, cột được chia thành hai phần : phần trên và phần dưới vai cột. Cần phải xác định nội lực tại các tiết diện sau : tiết diện I-I sát đỉnh cột, tiết diện II-II ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột trên, tiết diện III-III ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột dưới, tiết diện IV-IV sát chân cột. Khi tính toán nội lực cần tính riêng đối với từng loại tải trọng. Đối với các tiết diện I-I, II-II, III-III chỉ cần tính mômen M và lực dọc N . Riêng tiết diện IV-IV cần phải xác định cả mômen M , lực dọc N và lực cắt Q để có số liệu tính móng sau này.



Hình 1.3.4. Quy định chiều của nội lực

Khi tính toán cần phải quy định chiều dương của nội lực để tránh nhầm lẫn khi tổ hợp. Ví dụ chiều dương của M , N , Q có thể chọn như trên hình 1.3.4.

2. Nội lực do tĩnh tải mái

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái G_m cho trên hình 1.3.5, với cột giữa nếu $G_{m1} = G_{m2}$ và $e_1 = e_2$ thì tổng hợp lực của chúng đặt đúng vào trục cột do đó không gây ra mômen uốn trong cột mà chỉ gây ra lực nén bằng chính hợp lực đó. Nếu G_{m1} khác G_{m2} hoặc e_1 khác e_2 thì phải tìm tổng hợp lực $G_m = G_{m1} + G_{m2}$ và vị trí điểm đặt của chúng

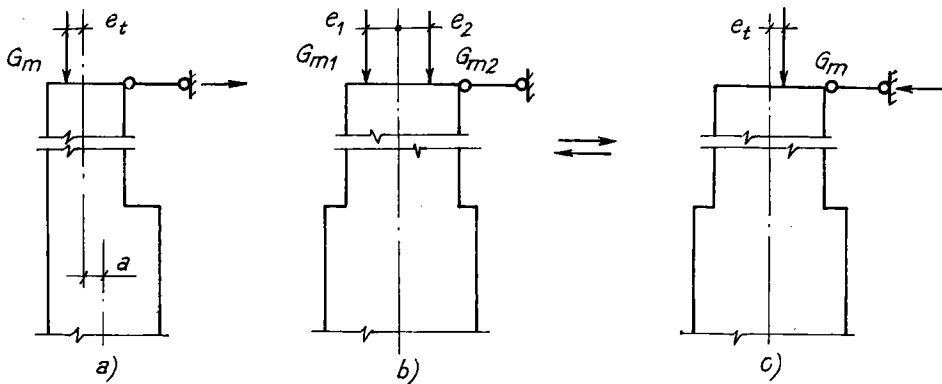
$$e_t = \frac{e_1 G_{m1} + e_2 G_{m2}}{H_m} \quad (1.3.10)$$

Trong công thức (1.3.10) lấy e_1, e_2 ngược dấu nhau nếu G_{m1}, G_{m2} ở hai phía so với trục cột.

Với cột biên cần phải xác định độ lệch tâm giữa trục phần cột trên và trục phần cột dưới

$$a = \frac{h_d - h_t}{2} \quad (1.3.11)$$

Đối với cột giữa $a = 0$.



Hình 1.3.5. Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái

Trước hết cần phải xác định phản lực R ở liên kết đầu cột. Ở cột biên, nếu G_m đặt sang bên trái trục cột như hình 1.3.5a, khi áp dụng công thức (1.3.6) lấy dấu cộng trước R_2 và chiều của R như trên hình là chiều thật của phản lực.

Sau khi có R dùng phương pháp mặt cắt để xác định nội lực M, N, Q trong các tiết diện cột.

3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

Sơ đồ tính toán nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục như trên hình 1.3.6. Đối với cột biên chỉ áp dụng các công thức (1.3.3) để tìm phản lực R . Cột giữa chịu lực do dầm cầu trục đặt hai bên vai cột là G_{d1} và G_{d2} . Nếu $G_{d1} = G_{d2}$ và $e_1 = e_2$ thì hợp lực của chúng đặt đúng trục cột, lúc đó trong cột không có mômen, phản lực tại liên kết đầu cột $R = 0$. Nếu G_{d1} khác G_{d2} hoặc e_1 khác e_2 thì phải tính hợp lực $G_d = G_{d1} + G_{d2}$ và vị trí điểm đặt của chúng

$$e_d = \frac{e_1 G_{d1} + e_2 G_{d2}}{G_d} \quad (1.3.12)$$

Lấy e_1 và e_2 ngược dấu nhau khi G_{d1} và G_{d2} ở hai phía của trục cột dưới.

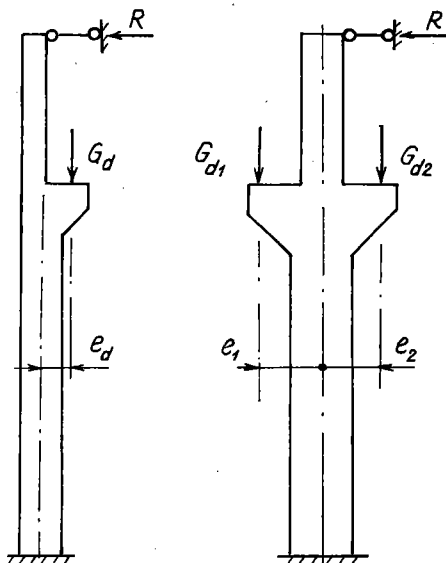
4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Sau khi tính được nội lực trong trong cột do tĩnh tải mái G_m và nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục G_d gây ra, ta tiến hành cộng hai biểu đồ để tìm tổng nội lực do tĩnh tải gây ra. Cần chú ý là khi tính tổng lực dọc N phải cộng thêm trọng lượng bản thân cột (thực ra trọng lượng bản thân phần trên cột biên có gây ra mômen trong cột do trục cột trên và trục cột dưới lệch nhau nhưng mômen này thường là nhỏ nên có thể bỏ qua).

5. Nội lực do hoạt tải mái

Ở cột biên, nội lực do hoạt tải mái có thể suy ra được bằng cách nhân giá trị nội lực do tĩnh tải G_m gây ra với tỷ số P_m/G_m vì hoạt tải P_m có điểm đặt và chiều tác dụng giống như của G_m .

Ở cột giữa, nội lực do hoạt tải mái được tính toán với P_{m1} và P_{m2} do hoạt tải mái ở nhịp biên và hoạt tải ở mái nhịp giữa gây ra. Nếu điểm đặt của P_{m1} và P_{m2} đối xứng với trục giữa ($e_1 = e_2$) thì chỉ cần tính toán nội lực do P_{m1} , còn nội lực do P_{m2} gây ra xác định bằng cách nhân nội lực do P_{m1} gây ra với tỷ số P_{m2} / P_{m1} và lấy dấu ngược lại.



Hình 1.3.6. Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải dầm cầu trục

6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

Nội lực do hoạt tải cầu trục D_{max} gây ra cho cột biên xác định bằng cách nhân nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục G_d gây ra với tỷ số D_{max} / G_d .

Nội lực do hoạt tải cầu trục gây ra cho cột giữa được tính riêng với D_{max1} và D_{max2} đặt ở hai bên vai cột gây ra. Nếu khoảng cách từ điểm đặt lực D_{max1} và D_{max2} đến trục cột là bằng nhau ($e_1 = e_2$) thì chỉ cần tính nội lực do D_{max1} gây ra, còn nội lực do D_{max2} được suy ra bằng cách nhân nội lực do D_{max1} gây ra với tỷ số D_{max2}/D_{max1} và lấy dấu ngược lại. Cách tính nội lực do D_{max1} gây ra cũng giống như tính với tĩnh tải dầm cầu trục G_d .

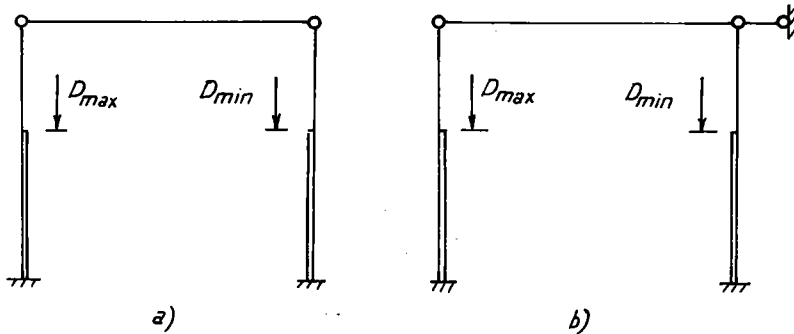
7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Lực hãm T_{max} có thể hướng vào hoặc hướng ra khỏi cột. Vì vậy cần phải tính nội lực cho cả hai trường hợp ấy. Cột giữa có thể chịu tác dụng của T_{max} ở cả hai bên cột, do đó cần phải xét cả bốn trường hợp. Nếu T_{max} ở hai bên cột cùng đặt vào một cao trình thì khi đó chỉ cần tính nội lực cho một trường hợp rồi dùng kết quả đó suy ra cho các trường hợp còn lại.

Để xác định nội lực trong cột do $T_{\max}$ gây ra trước tiên cần phải xác định phản lực R tại liên kết đầu cột bằng cách sử dụng công thức (1.3.4) và sơ đồ tính ở hình 1.3.3d. Khi đã có phản lực R tiến hành xác định nội lực trong cột theo phương pháp mặt cắt.

B. Xác định nội lực khi nhà có một, hai nhịp cùng cao trình

Đối với những khung nhà có một hoặc hai nhịp cùng cao trình, dưới tác dụng của các loại tải trọng thẳng đứng và lực hãm ngang của cầu trục, khi tính toán nội lực không được bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột. Để tìm nội lực trong hệ nên dùng phương pháp chuyển vị để giải, hệ cơ bản như trên hình 1.3.7, ẩn số là chuyển vị ngang ở đầu cột Δ .



Hình 1.3.7. Sơ đồ tính khung một nhịp theo phương pháp chuyển vị

a) sơ đồ tính ; b) hệ cơ bản.

Phương trình chính tắc là :

$$r \Delta + R_p = 0. \quad (1.3.13)$$

Trong trường hợp tải trọng tác dụng cục bộ như tải trọng cầu trục thì các khung bên cạnh khung chịu tải trọng trực tiếp cũng tham gia chịu lực và làm giảm chuyển vị ngang của nó, đó là sự làm việc không gian của khối khung. Để kể đến điều này người ta đưa vào trong phương trình (1.3.13) hệ số không gian ký hiệu là C_{kg}

$$r C_{kg} \Delta + R_p = 0, \quad (1.3.13a)$$

trong đó C_{kg} - hệ số xét đến sự làm việc không gian,

khi chiều dài mỗi khối nhiệt độ bằng 60 m với bước cột $a = 12$ m lấy

$C_{kg} = 3,4$; với bước cột $a = 6$ m lấy $C_{kg} = 4,0$.

r - phản lực tại liên kết ngang thêm vào do liên kết này chuyển vị một đoạn $\Delta = 1$ gây ra trong hệ cơ bản ;

$r = \sum r_i$, với r_i là phản lực trong liên kết thêm vào của các cột khung do liên kết chuyển vị ngang một đoạn bằng 1, xác định theo công thức (1.3.2).

R_p - phản lực tại liên kết do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản;

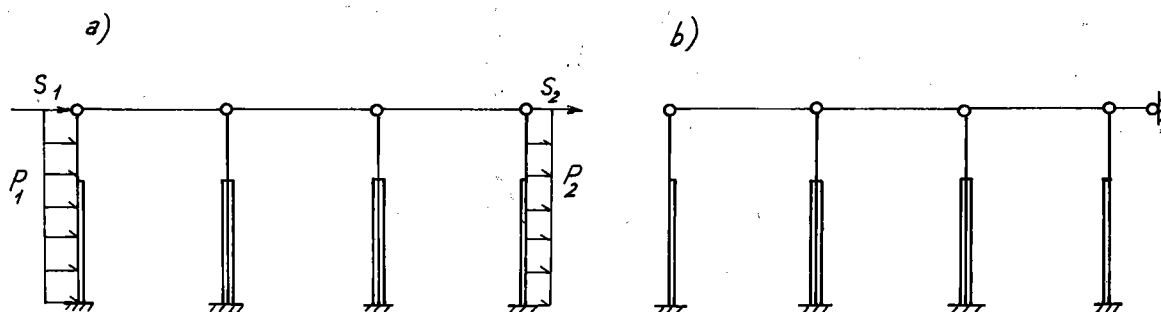
$R_p = \sum R_{ip}$, với R_{ip} là phản lực trong liên kết thêm vào của các cột khung do tải trọng gây ra, các phản lực R_{ip} tính theo công thức (1.3.4)-(1.3.8) hoặc theo bảng tính sẵn trong các sổ tay thiết kế.

Sau khi xác định được Δ từ (1.3.13) hoặc (1.3.13a) tiến hành xác định phản lực từng đầu cột khung trong hệ thực theo công thức $R_i = R_{ip} + r_i \Delta$ và tính toán nội lực trong từng mặt cắt của các cột như bình thường.

Do không được phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột nên khi tính với một loại hoạt tải phải xét nhiều trường hợp tác dụng của loại hoạt tải đó, bạn đọc có thể tham khảo chi tiết thêm trong phần ví dụ tính toán (ví dụ 2).

C. Nội lực do tải trọng gió khi nhà có cùng cao trình

Dưới tác dụng của tải trọng gió, khi tính toán không được bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột. Đối với khung có xà ngang cùng một cao trình, vì các xà ngang được coi là cứng vô cùng cho nên chuyển vị các đầu cột là bằng nhau. Dùng phương pháp chuyển vị để tính toán. Chọn hệ cơ bản bằng cách thêm vào đầu cột một liên kết. Đối với nhà ba nhịp, sơ đồ tải trọng và hệ cơ bản như trên hình 1.3.8.



Hình 1.3.8. Sơ đồ tải trọng gió và hệ cơ bản

a) sơ đồ tải trọng ; b) hệ cơ bản.

Phương trình chính tắc của hệ

$$r \Delta + R_g = 0, \quad (1.3.14)$$

trong đó r - phản lực trong liên kết do chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$ gây ra trong hệ cơ bản. Đối với khung ba nhịp :

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4, \quad (1.3.15)$$

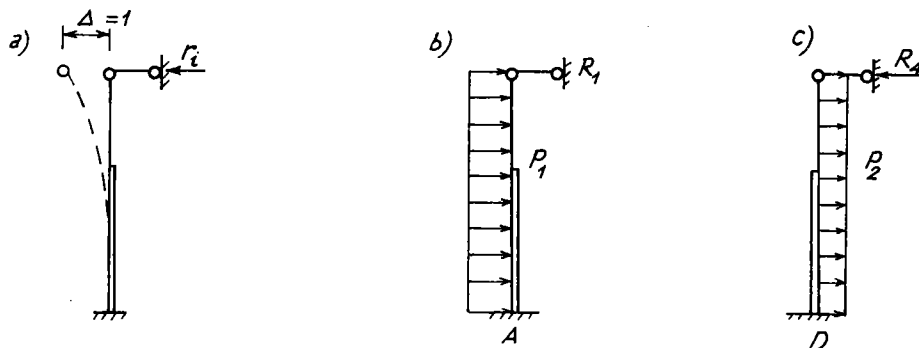
ở đây r_1, r_2, r_3, r_4 là phản lực tại các đầu cột do chuyển vị cưỡng bức $\Delta = 1$ gây ra.

Xác định các r_1, r_2, r_3, r_4 theo công thức (1.3.2) với sơ đồ trên hình 1.3.9a.

R_g - phản lực trong các liên kết do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản

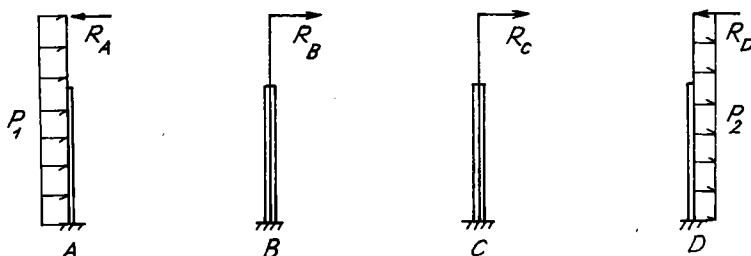
$$R_g = S_1 + S_2 + R_1 + R_4 \quad (1.3.16)$$

R_1 và R_4 là phản lực ở đầu cột thứ nhất và cột thứ tư (đối với khung ba nhịp) do tải trọng gió phân bố gây ra. Xác định R_1 và R_4 theo công thức (1.3.7) với chú ý là khi tính R_1 thì tải trọng là p_1 còn khi tính R_4 thì tải trọng là p_2 như trên hình 1.3.9b,c.



Hình 1.3.9. Sơ đồ tính phản lực gối trong hệ cơ bản

Từ (1.3.14) rút ra $\Delta = -\frac{R_g}{r}$.



Hình 1.3.10. Sơ đồ xác định nội lực trong cột

Sau khi tính được chuyển vị Δ và phản lực trong liên kết, sơ đồ tính nội lực của các cột như trên hình 1.3.10, trong đó :

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta ;$$

$$R_B = r_2 \Delta ;$$

$$R_C = r_3 \Delta ;$$

$$R_D = R_4 + r_4 \Delta .$$

Chú ý rằng chiều của các phản lực trên hình 1.3.10 được lấy phù hợp với dấu của các công thức tính sẵn. Nếu kết quả tính ra được trị số âm thì phải lấy chiều ngược lại. Từ các sơ đồ như trên hình 1.3.10 dễ dàng tính ra mômen và lực cắt trong các tiết diện của từng cột.

Khi tính toán với trường hợp gió thổi theo chiều ngược lại, nếu hai cột biên có kích thước giống nhau thì chỉ việc đổi lật ngược biểu đồ mômen của hai cột biên cho nhau, còn đối với cột giữa thì chỉ cần đổi dấu chính ngay biểu đồ mômen của trường hợp đã giải. Khi hai cột biên không giống nhau thì nội lực của cột biên khi chịu gió theo chiều ngược lại sẽ không suy được trực tiếp như ở trên.

Cần chú ý rằng đối với tải trọng gió không được xét đến sự làm việc không gian giữa các khung ($C_{kg} = 1$).

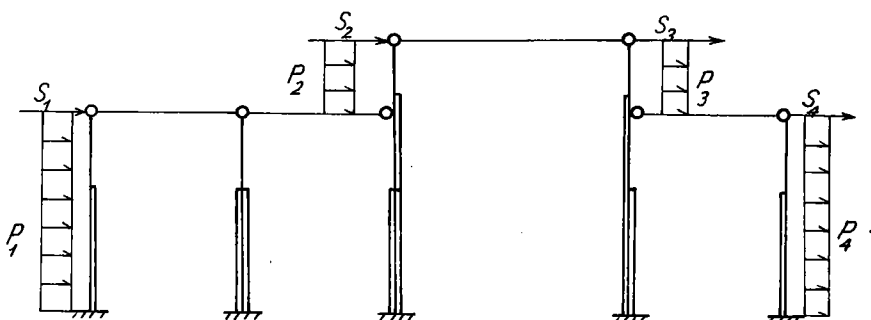
Nhà có số nhịp ít hoặc nhiều hơn cũng được tính toán tương tự với số cột giữa phù hợp.

D. Xác định nội lực khi nhà lệch cao trình

Khi nhà có cao trình đỉnh cột lệch nhau (h.1.3.11) thì xà ngang mái không nằm trên cùng một mức, do đó chuyển vị ngang ở các cao trình đỉnh cột khác nhau sẽ không giống nhau. Việc giải nội lực trong trường hợp này sẽ phức tạp hơn do số ẩn số nhiều hơn.

Để tận dụng các công thức từ (1.3.1) đến (1.3.8) với các phần tử mẫu tương ứng đã biết nên dùng hỗn hợp cả phương pháp lực và phương pháp chuyển vị để giải.

Trong một số trường hợp cụ thể có thể chấp nhận giả thiết gần đúng hoặc tính toán gần đúng theo hệ chính phụ.



Hình 1.3.11. Sơ đồ tính nhà lệch cao trình với tải trọng gió

Ngày nay các chương trình tính toán nội lực của hệ dàn hồi đã phát triển rất mạnh mẽ, việc giải nội lực của khung ngang nhà công nghiệp bất kỳ không mấy khó khăn. Trong ví dụ 3 của cuốn sách này trình bày cách mô hình hóa và tính toán nội lực của khung ngang nhà công nghiệp một tầng, ba nhịp, lệch cao trình.

E. Xác định nội lực cho cột hai nhánh

Đối với cột hai nhánh, nội lực trong các tiết diện được xác định theo hai giai đoạn :

Giai đoạn thứ nhất : tính toán nội lực tổng thể cho cột đặc có độ cứng tương đương một cách bình thường giống như đối với cột một nhánh để xác định nội lực M , N , Q tại các tiết diện.

Giai đoạn thứ hai : xác định nội lực M_{nh} , N_{nh} , Q_{nh} trong từng nhánh và nội lực M_t , Q_t từ các giá trị M , N , Q đã xác định được ở giai đoạn trên.

Lực dọc trong mỗi nhánh xác định theo công thức

$$N_{nh} = \frac{N}{2} \pm \eta \frac{M}{C}, \quad (1.3.17)$$

trong đó η - hệ số uốn dọc xác định theo (1.4.2) với N_{th} tính theo công thức (1.4.3) và phải kể đến ảnh hưởng của độ mảnh trong mỗi nhánh bằng cách thay giá trị J_b bằng biểu thức sau

$$J_b = 2 F_o r^2, \quad (1.3.18)$$

ở đây F_o - diện tích một nhánh ;

r - bán kính quán tính của tiết diện tương đương tính theo công thức

$$r^2 = \frac{C^2}{4(1 + \frac{3C^2}{n_o^2 h_1^2})}; \quad (1.3.19)$$

h_1 - chiều cao tiết diện nhánh ;

C - khoảng cách giữa hai trục nhánh;

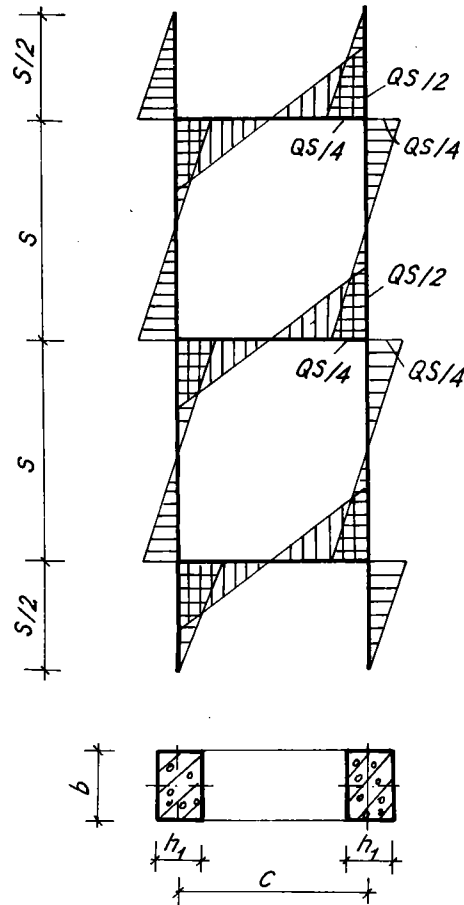
n_o - số lượng các ô khung của cột hai nhánh.

Mômen uốn trong các nhánh và trong thanh ngang của cột hai nhánh được xác định theo phương pháp điểm không khi coi cột là khung một nhịp nhiều tầng.

- Khi cả hai nhánh cùng chịu nén lực cắt trong cột phân đều cho hai nhánh

$$Q_{nh} = 0,5 Q.$$

Mômen uốn trong mỗi nhánh ở vị trí thanh ngang là



Hình 1.3.12. Biểu đồ mômen trong nhánh và thanh ngang

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,25 Q S . \quad (1.3.20)$$

Mômen uốn trong thanh ngang bằng tổng mômen uốn ở tiết diện trên và tiết diện dưới của nhánh kề với thanh ngang

$$M_t = 2 M_{nh} = 0,5 Q S . \quad (1.3.21)$$

Lực cắt trong thanh ngang

$$Q_t = Q S / C . \quad (1.3.22)$$

- Khi có một nhánh chịu nén và một nhánh chịu kéo thì nhánh chịu nén sẽ chịu lực cắt nhiều hơn. Để thiên về an toàn coi nhánh chịu nén chịu 80% lực cắt Q và nhánh chịu kéo chịu 30% Q . Từ đó có :

- Trong nhánh chịu nén

$$Q_{nh} = 0,8 Q$$

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,4 Q S \quad (1.3.20a)$$

- Trong nhánh chịu kéo

$$Q_{nh} = 0,3 Q ;$$

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,15 Q S . \quad (1.3.20b)$$

- Trong thanh ngang

$$M_t = 0,8 Q S \text{ và } M_t = 0,3 Q S ;$$

$$Q_t = Q S / C .$$

f. Tổ hợp nội lực

Ở trên ta đã tính toán và thu được nội lực trong các tiết diện do từng loại tải trọng gây ra. Cần phải tổ hợp tất cả các loại nội lực đó lại để tìm ra nội lực nguy hiểm nhất có thể xuất hiện trong từng tiết diện của mỗi cột. Theo tiêu chuẩn về tải trọng TCVN 2737 - 95 phân ra hai loại tổ hợp : *tổ hợp cơ bản* và *tổ hợp đặc biệt*. Để tổ hợp nên lập thành bảng. Có nhiều cách lập bảng, ở đây giới thiệu một cách lập bảng (xem bảng 5 ở ví dụ 1) áp dụng đối với khung nhà ba nhịp, bảng gồm 18 cột .

Cột 1 ghi tên cột (phần trên ghi cột biên, phần dưới ghi cột giữa).

Cột 2 ghi tiết diện cần tính toán (tiết diện I,II, III,IV) của cột biên và cột giữa.

Cột 3 ghi nội lực M , N , Q kèm theo đơn vị tính toán.

Cột 4 ghi nội lực do tĩnh tải.

Cột 5, 6 ghi nội lực do hoạt tải trên mái (đặt ở bên trái và bên phải trục cột).

Cột 7,8,9, 10 ghi nội lực do hoạt tải cầu trục, trong đó cột 7, 8 là nội lực do $D_{\max}$ và $T_{\max}$ tác dụng bên trái cột, cột 9, 10 là nội lực do $D_{\max}$ và $T_{\max}$ tác dụng bên phải cột.

Cột 11,12 ghi nội lực do tải trọng gió tác dụng từ trái qua phải và ngược lại.

Cột 13, 14, 15 ghi nội lực của tổ hợp cơ bản I.

Cột 16, 17, 18 ghi nội lực của tổ hợp cơ bản II.

Tổ hợp cơ bản I gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của một trong các hoạt tải.

Tổ hợp cơ bản II gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của mọi hoạt tải (hoạt tải mái, hoạt tải cầu trục và hoạt tải gió).

Trong mỗi tổ hợp cần xét ba cặp nội lực nguy hiểm .

- Cặp mômen dương lớn nhất và lực dọc tương ứng ($M_{\max}$ và $N_{\text{tđ}}$).
- Cặp mômen âm nhỏ nhất và lực dọc tương ứng ($M_{\min}$ và $N_{\text{tđ}}$).
- Cặp lực dọc lớn nhất và mômen tương ứng ($N_{\max}$ và $M_{\text{tđ}}$).

Ở các tiết diện I,II,III nói chung chỉ cần tìm mômen M và lực dọc N . Riêng ở tiết diện IV (tiết diện chân cột) cần phải xác định cả mômen M , lực dọc N và lực cắt Q để có số liệu tính toán móng sau này.

Đối với tổ hợp cơ bản I

Để xác định cặp thứ nhất, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị mômen dương lớn nhất trong số các mômen do hoạt tải.

Để xác định cặp thứ hai, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị mômen âm với giá trị tuyệt đối lớn nhất.

Để xác định cặp thứ ba, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị lực dọc lớn nhất.

Đối với tổ hợp cơ bản II

Để xác định cặp thứ nhất, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có giá trị mômen là dương.

Để xác định cặp thứ hai, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có giá trị mômen là âm ;

Để xác định cặp thứ ba, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có gây ra lực dọc. Ngoài ra còn lấy thêm nội lực của hoạt tải dù không gây ra lực dọc nhưng gây ra mômen cùng chiều với mômen tổng cộng đã lấy tương ứng với $N_{\max}$.

Chữ "tương ứng" trong các cặp nội lực có nghĩa là : đối với cặp thứ nhất và cặp thứ hai khi đã lấy mômen do tải trọng nào gây ra thì cũng phải lấy lực dọc tương

ứng với tải trọng ấy, đối với cặp thứ ba khi đã lấy lực dọc ở cột nào của bảng thì cũng phải lấy mômen ở cột ấy của bảng.

Khi tổ hợp cần chú ý các điểm sau đây :

- Dù cho tính với hoạt tải ở một bên cột (đối với cột biên) hoặc cả hai bên cột thì vẫn xem là một hoạt tải.

- Khi đã lấy gió theo chiều này thì không được lấy gió theo chiều kia.

- Khi tính toán tổ hợp cơ bản II, chỉ trừ nội lực do tĩnh tải ra còn mọi nội lực do hoạt tải đều phải nhân với hệ số 0,9.

- Khi kể nội lực do cầu trục vào các tổ hợp thì có thể xét đồng thời cả $D_{\max}$ và $T_{\max}$ hoặc có thể chỉ xét $D_{\max}$ mà không kể $T_{\max}$ nhưng không được chỉ kể $T_{\max}$ mà bỏ qua $D_{\max}$ vì trong thực tế chỉ xảy ra lực hãm $T_{\max}$ tác dụng vào dầm cầu trục khi trên đó có $D_{\max}$. Vì $T_{\max}$ gây ra nội lực cả hai đầu cho nên khi xét nội lực do cầu trục, trước tiên ta chú ý đến nội lực do $D_{\max}$, sau đó lấy nội lực do $T_{\max}$ cho phù hợp dấu với cặp nội lực của tổ hợp cần tìm.

Khi tổ hợp, nếu xét nội lực của cả bốn cầu trục, tức là lấy nội lực của $D_{\max}$ và $T_{\max}$ cả bên trái và bên phải cột thì phải nhân với hệ số tổ hợp $n_{th} = 0,7$ đối với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình, $n_{th} = 0,8$ đối với cầu trục có chế độ làm việc nặng. Nếu xét tác dụng của hai cầu trục thì phải nhân với hệ số tổ hợp $n_{th} = 0,85$ đối với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình, $n_{th} = 0,95$ đối với cầu trục có chế độ làm việc nặng.

Tổ hợp nội lực là công việc phức tạp dễ bị nhầm lẫn cần phải hiểu rõ mục đích, cách làm và tiến hành một cách thận trọng, chính xác. Trong mỗi ô ghi kết quả tổ hợp cần ghi số thứ tự các cột đã được lấy nội lực để đưa vào tổ hợp. Làm như vậy giúp cho việc kiểm tra được dễ dàng (tham khảo bảng 2.1.2, ví dụ 1).

§4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP

Tính toán cốt thép cho cột khung nhà một tầng bao gồm tính toán cốt thép cho cột biên, cốt thép cho cột giữa, cốt thép cho vai cột, ngoài ra còn phải kiểm tra khả năng chịu lực của cột theo phương ngoài mặt phẳng khung, kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp.

Cốt thép trong cột được tính toán như cấu kiện chịu nén lệch tâm với các cặp nội lực M và N nguy hiểm nhất lấy trong bảng tổ hợp. Đối với nhà không có cầu trục thường tính toán cốt thép cho tiết diện chân cột. Đối với nhà có cầu trục, ở mỗi cột cần tính riêng cốt thép cho phần cột trên và phần cột dưới vai cột.

Chiều dài tính toán của cột l_0 lấy theo bảng 1.4.1.

Bảng 1.4.1. Chiều dài tính toán l_0 của cột nhà một tầng lắp ghép

Loại cột đặc (trừ các loại cột rỗng)	Chiều dài tính toán l_0 của cột	
	Khi tính trong mặt phẳng khung	Khi tính theo phương ngoài mặt phẳng khung
<i>Nhà có cầu trục</i>		
- Phần cột dưới	$1,5 H_d$	$1,2 H_d$
- Phần cột trên	$2,5 H_t$	$2,0 H_t$
<i>Nhà không có cầu trục</i>		
- Nhà một nhịp	$1,5 H$	$1,2 H$
- Nhà hai nhịp trở lên	$1,2 H$	$1,2 H$

trong bảng 1.4.1 H - chiều dài toàn bộ cột ;

H_d - chiều dài đoạn cột dưới ;

H_t - chiều dài đoạn cột trên.

Nếu khi tính toán nhà có cầu trục mà không xét đến tải trọng cầu trục thì chiều dài tính toán phải lấy như đối với nhà không có cầu trục.

Cột biên có hình dáng bên ngoài không đối xứng, chịu các cặp nội lực có mômen tác dụng theo hai chiều khác nhau do đó nên tính toán cốt thép không đối xứng. Để bố trí cốt thép hợp lý, tiết kiệm, có thể áp dụng phương pháp tính vòng.

Cột giữa nếu hình dáng bề ngoài đối xứng, cần bố trí cốt thép đối xứng để không bị nhầm lẫn khi thi công. Đồng thời cột giữa chịu nội lực có $M_{\max}$ và $M_{\min}$ khác nhau ít nên tính cốt thép đối xứng là hợp lý.

1. Chọn cặp nội lực để tính toán

Mỗi tiết diện chịu nhiều cặp nội lực khác nhau, trong tính toán cần chọn ra một số cặp nguy hiểm. Trong những cặp này sẽ dùng một số cặp để tính toán và chọn ra cốt thép, sau đó dùng các cốt thép đã chọn để kiểm tra khả năng chịu lực đối với các cặp nội lực còn lại. Như vậy nội dung phần tính toán bao gồm cả việc tính toán cốt thép và kiểm tra. Đối với cột bố trí cốt thép đối xứng thì nên dùng bài toán tính cốt thép đối xứng để tính cho tất cả các cặp nguy hiểm sau đó chọn giá trị diện tích cốt thép lớn nhất trong đó để bố trí.

Trước hết căn cứ vào bảng tổ hợp, chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm (ít nhất là ba cặp). Đó là các cặp nội lực có trị tuyệt đối của mômen lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất. Những cặp có độ lệch tâm lớn thường gây nguy hiểm cho vùng kéo, còn những cặp có lực dọc lớn thường gây nguy hiểm cho vùng nén, cặp có mômen lớn gây nguy hiểm cho cả vùng kéo và vùng nén. Khi có

nghe ngờ giữa các cặp nội lực, không biết rõ cặp nào nguy hiểm hơn thì phải tính toán với tất cả các cặp đó.

2. Tóm tắt công thức tính toán tiết diện chịu nén lệch tâm

Chọn từ bảng tổ hợp ra các cặp nội lực nguy hiểm trong đó tách riêng nội lực do tải trọng dài hạn gây ra. Tính độ lệch tâm ban đầu của lực dọc $e_{o1} = M/N$, lấy trị số độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o theo số liệu thực tế (với cột chịu lực nén đặt trực tiếp lên nó, e'_o lấy không nhỏ hơn các trị số sau : 1/600 chiều dài cấu kiện, 1/30 chiều cao tiết diện và 1cm).

Độ lệch tâm của lực dọc trong tính toán sẽ là : $e_o = e_{o1} + e'_o$.

Tra các số liệu (trong các bảng phụ lục) để tính toán gồm : cường độ chịu nén R_n ; cường độ chịu kéo R_k của bê tông ; hệ số uốn dọc φ ; hệ số điều kiện hạn chế A_o , α_o ; cường độ chịu kéo R_a , chịu nén R'_a của cốt thép.

Ghi các kích thước tiết diện b, h, h_o, a, a' .

Xác định chiều dài tính toán l_o của đoạn cột theo bảng 1.4.1.

Tính độ lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o). \quad (1.4.1)$$

Khi $l_o / r > 14$ hoặc $l_o / h > 4$ đối với tiết diện chữ nhật cần phải tính đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ lệch tâm

$$\eta = \frac{1}{1 - (N / N_{th})}, \quad (1.4.2)$$

trong đó N_{th} - lực dọc tới hạn xác định theo công thức

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left(\frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right), \quad (1.4.3)$$

ở đây J_b - mômen quán tính của tiết diện bê tông ;

J_a - mômen quán tính của tiết diện cốt thép lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện.

$$J_a = (F_a + F'_a) (0,5 h - a)^2. \quad (1.4.4)$$

Khi chưa biết F_a và F'_a thì có thể giả thiết trước hàm lượng cốt thép $\mu_t = 0,01 \div 0,02$ và tính

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2; \quad (1.4.5)$$

K_{dh} - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}(0,5h - a)}{M + N(0,5h - a)}. \quad (1.4.6)$$

Khi M_{dh} có chiều tác dụng ngược với M thì nó được mang dấu âm và nếu tính ra $K_{dh} < 1$ thì lấy $K_{dh} = 1$;

S - hệ số xét đến ảnh hưởng độ lệch tâm, tính theo công thức

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 . \quad (1.4.7)$$

Khi $e_o / h < 0,05$ lấy $S = 0,85$ và khi $e_o / h > 5$ lấy $S = 0,122$.

Khoảng cách từ điểm đặt lực N đến trọng tâm cốt thép F_a là $e = \eta e_o + 0,5 h - a$.

Cần dựa vào dấu của mômen mà quy định cốt thép phía chịu kéo là F_a , phía chịu nén là F_a' , sau đó tiến hành tính toán cốt thép theo trường hợp lệch tâm lớn hoặc lệch tâm bé. Trong các bài toán (trừ bài toán tính cả F_a và F_a' không đối xứng) trước tiên cần xác định chiều cao vùng chịu nén x . Nếu $x \leq \alpha_o h_o$ tính theo lệch tâm lớn. Nếu $x > \alpha_o h_o$ tính theo lệch tâm bé.

Đối với bài toán tính cả F_a và F_a' không đối xứng thì không thể tính ngay ra được x . Lúc này phải tính độ lệch tâm giới hạn e_{ogh} theo (1.4.1) và so sánh. Nếu $\eta e_o \geq e_{ogh}$ thì tính cốt thép theo trường hợp lệch tâm lớn. Nếu $\eta e_o < e_{ogh}$ thì tính theo trường hợp lệch tâm bé.

Sau khi chọn cốt thép cần kiểm tra lại các giá trị giả thiết ban đầu như a , a' , h_o , điều kiện μ , $\mu' \geq \mu_{min}$ và tổng hàm lượng thép

$$\mu_t = \mu + \mu' = \frac{F_a + F_a'}{bh_o} 100\% .$$

Nếu $\mu_t > 3\%$ chứng tỏ tiết diện cột chọn bé, cần tăng kích thước tiết diện, tăng số hiệu bê tông hoặc chọn cốt thép có cường độ lớn hơn.

Nếu $\mu_t < 0,5\%$ chứng tỏ tiết diện chọn quá lớn, nên rút bớt kích thước xuống nếu có thể.

Tổng hàm lượng cốt thép μ_t bằng 1% đến 2% là vừa phải.

Tính toán cốt thép cho cột thường gặp các bài toán sau

Bài toán 1. Tính cốt thép không đối xứng F_a và F_a' .

Trước tiên tính e_{ogh} theo (1.4.1) rồi so sánh.

Nếu $\eta e_o \geq e_{ogh}$, tính theo lệch tâm lớn. Trước tiên tính F_a'

$$F_a' = \frac{Ne - A_o R_n b h_o^2}{R_a' (h_o - a')} . \quad (1.4.8)$$

Tính $\mu' = F_a' / b h_o$, nếu $\mu' > \mu_{min}$ thì tính tiếp F_a

$$F_a = \frac{\alpha_o R_n b h_o + R_a' F_a' - N}{R_a} . \quad (1.4.9)$$

$\mu_{\min}$ lấy như sau :

$$\mu_{\min} = 0,0005 \text{ khi } \lambda_b \leq 5 ;$$

$$\mu_{\min} = 0,001 \text{ khi } \lambda_b \leq 10 ;$$

$$\mu_{\min} = 0,002 \text{ khi } \lambda_b \leq 24 .$$

Nếu $\mu' < \mu_{\min}$ (kể cả trường hợp $F_a' < 0$) thì lấy $F_a' = \mu_{\min} b h_o$ và tính F_a theo bài toán đã biết trước F_a' tìm F_a (bài toán 2).

Nếu $\eta e_o < e_{ogh}$, tính theo lệch tâm bé. Lúc này cần xác định x theo các công thức thực nghiệm sau

Khi $e_o \leq 0,2 h_o$

$$x = h - \left(\frac{0,5h}{h_o} + 1,8 - 1,4\alpha_o \right) e_o \quad (1.4.10)$$

Khi $0,2 h_o \leq e_{ogh}$

$$x = 1,8 (e_{ogh} - e_o) + \alpha_o h_o . \quad (1.4.11)$$

Tính F_a' theo công thức

$$F_a' = \frac{Ne - R_n bx(h_o - 0,5x)}{R_a' (h_o - a')} \quad (1.4.12)$$

Tính F_a

Nếu x tính theo (1.4.10), (1.4.11) nhỏ hơn $0,9 h_o$ thì F_a lấy theo cấu tạo bằng $\mu_{\min} b h_o$.

Nếu x lớn hơn hoặc bằng $0,9 h_o$ thì lấy $\sigma_a = 0,8 R_a'$ và tính F_a theo (1.4.13) :

$$F_a = \frac{Ne - R_n bx - R_a' F_a' (h_o - a')}{0,8 R_a'} \quad (1.4.13)$$

Bài toán 2. Tính cốt thép F_a khi đã biết cốt thép F_a' (chỉ dùng trong trường hợp nén lệch tâm lớn).

Từ các công thức của nén lệch tâm lớn, tính A :

$$A = \frac{Ne - R_a' F_a' (h_o - a')}{R_n b h_o^2} \quad (1.4.14)$$

Từ A tra bảng phụ lục VIII ra α , tính $x = \alpha h_o$.

Nếu $x \leq \alpha_o h_o$ và $x \geq 2a'$ tính tiếp F_a theo công thức sau

$$F_a = \frac{R_n bx + R_a' F_a' - N}{R_a} \quad (1.4.15)$$

Nếu $x > \alpha_o h_o$ lúc đó F_a' đã cho là chưa đủ, cần phải tính lại F_a' rồi mới tính F_a như bài toán 1.

Nếu $x < 2a'$, tính F_a theo công thức sau

$$F_a = \frac{Ne'}{R_a(h_0 - a')} \quad (1.4.16)$$

Công thức (1.4.16) áp dụng cho cả trường hợp A có giá trị âm, trong đó

$$e = \eta e_0 + 0,5 h - a; \quad (1.4.17)$$

$$e' = e - h_0 + a'. \quad (1.4.18)$$

Bài toán 3. Tính cốt thép đối xứng $F_a = F_a'$

Nếu dùng các loại thép có $R_a = R_a'$ (thép nhóm C-III, A-III trở xuống) tính x

$$x = \frac{N}{R_n b} \quad (1.4.19)$$

Nếu $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$ tiếp tục tính $F_a = F_a'$

$$F_a = F_a' = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_a'(h_0 - a')} \quad (1.4.20)$$

Nếu $x < 2a'$, tính F_a theo (1.4.16) rồi lấy $F_a' = F_a$.

Nếu $x > \alpha_0 h_0$ lúc này cần tính thêm e_{ogh} theo (1.4.15) rồi so sánh với e_0 .

Khi $e_0 > e_{ogh}$, lấy $x = \alpha_0 h_0$ để tính F_a' theo (1.4.8) rồi lấy $F_a = F_a'$;

Khi $e_0 \leq e_{ogh}$, dựa vào e_0 để tính lại x theo (1.4.10) hoặc (1.4.11); thay x vừa tính được vào (1.4.12) để tính F_a' rồi lấy $F_a = F_a'$.

Bài toán 4. Tính toán kiểm tra khi đã biết kích thước cấu kiện và cặp nội lực M, N .

Trước hết tính x

$$x = \frac{N + R_a F_a - R_a' F_a'}{R_n b} \quad (1.4.21)$$

Nếu $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$ thì kiểm tra xem có thỏa mãn điều kiện sau hay không

$$Ne \leq R_n b x (h_0 - 0,5 x) + R_a' F_a' (h_0 - a'). \quad (1.4.22)$$

Nếu thỏa mãn thì cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

Nếu $x \leq 2a'$ (kể cả khi x âm) thì kiểm tra theo công thức

$$Ne' \leq R_a F_a (h_0 - a'). \quad (1.4.23)$$

Nếu $x > \alpha_0 h_0$, tùy theo giá trị e_0 tính toán lại x theo các công thức (1.4.10) (1.4.11) hoặc lấy bằng $\alpha_0 h_0$ (khi $e_0 > e_{ogh}$) rồi kiểm tra theo hai công thức sau

Khi $x \leq 0,9 h_0$

$$Ne \leq R_n b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_a' F_a' (h_0 - a'). \quad (1.4.24)$$

Khi $x > 0,9 h_0$, ngoài việc kiểm tra theo (1.4.11) còn phải kiểm tra thêm điều kiện

$$N \leq R_n b x + R_a' F_a' + 0,8 R_a F_a .$$

Cần chú ý là cách tính toán trong bài toán kiểm tra này là tính riêng về trái và về phải rồi so sánh.

3. Phương pháp tính vòng cốt thép không đối xứng

Có thể dùng phương pháp này cho cột biên nhằm tiết kiệm cốt thép.

Cốt thép trong cột được tính riêng cho phần cột trên và phần cột dưới. Đối với phần cột trên chọn trong bảng tổ hợp một số cặp nội lực nguy hiểm ở các tiết diện I và II. Đối với phần cột dưới chọn trong bảng tổ hợp một số cặp nội lực nguy hiểm ở các tiết diện III và IV. Với mỗi đoạn cột, dùng hai cặp nội lực có mômen khác dấu để tính cốt thép theo phương pháp tính vòng. Sau khi chọn được cốt thép thì thực hiện bài toán kiểm tra với các cặp còn lại.

Phương pháp tính vòng là cách tính đúng dần để tìm ra hàm lượng cốt thép nhỏ nhất đủ chịu hai cặp nội lực có mômen ngược dấu nhau. Cách tính như sau

Chọn trong số các cặp nội lực nguy hiểm lấy hai cặp có mômen ngược chiều gọi là cặp I và cặp II. Cặp I có M_1 và N_1 , cặp II có M_2 và N_2 . Đầu tiên tính cốt thép đối xứng $F_{a1} = F_{a1}'$ cho cặp I, sau đó lấy F_{a1} xem là F_{a2}' của cặp II đã biết để tính F_{a2} cho cặp II.

Sang vòng hai lấy F_{a2} vừa tính ở vòng một làm F_{a1}' cho vòng hai để tính F_{a1} đối với cặp I, lại lấy F_{a1} xem là F_{a2}' đã biết để tính F_{a2} cho cặp II. Cứ tiếp tục tính như vậy với các vòng tiếp theo cho đến khi so sánh thấy F_{a1}' và F_{a2} xấp xỉ bằng nhau thì sẽ lấy theo trị số lớn để cấu tạo cốt thép.

Chú ý :

- Nếu trong các cặp nội lực mà không có các cặp có mômen ngược dấu nhau thì không tính vòng mà chỉ cần chọn cặp lớn nhất để tính thép không đối xứng.
- Nếu có hai cặp nội lực ngược dấu nhau nhưng có trị số tuyệt đối gần bằng nhau thì không cần phải tính vòng mà chỉ cần tính cốt thép đối xứng cho một cặp có giá trị lớn hơn.
- Nếu hai cặp nội lực ngược dấu nhau có trị số chênh lệch nhau nhiều thì có thể không cần tính vòng mà tính cốt thép không đối xứng cho cặp nội lực có trị số lớn hơn rồi dùng cốt thép đó kiểm tra cho cặp còn lại, nếu đạt thì đó là lượng cốt thép hợp lý, nếu không đạt thì cũng phải tính vòng.

4. Tính toán vai cột

Nội dung tính toán gồm kiểm tra chiều cao vai cột, tính toán cốt thép chịu mômen và cốt thép chịu lực cắt.

Vai cột chịu lực tập trung $P = G_d + D_{\max}$

Các kích thước dùng để tính toán như trên hình 1.4.1.

Khi $l_v \leq 0,9h_0$, vai cột thuộc kiểu côngxon ngắn. Kích thước vai cột được kiểm tra theo hai điều kiện sau

$$P \leq 2,5 R_k b h_0 ; \quad (1.4.26)$$

$$P \leq \frac{1,2 K_v R_k b h_0}{a_v} , \quad (1.4.27)$$

trong đó K_v - hệ số ,

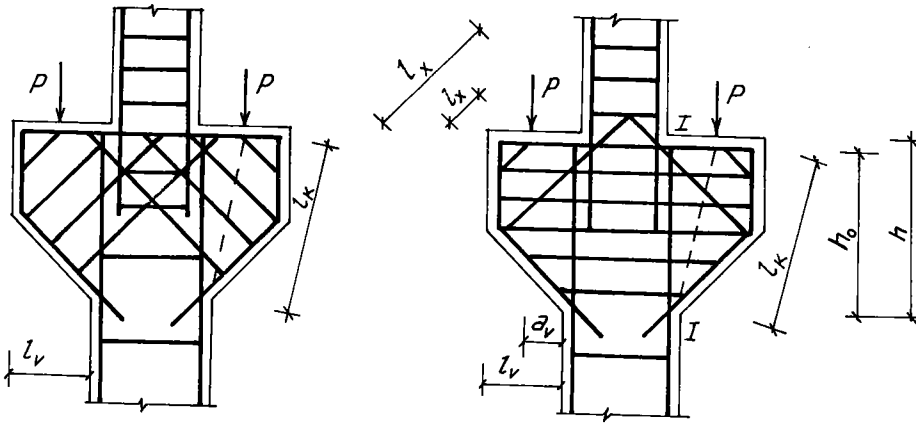
$K_v = 1$ với tải trọng tĩnh và với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình ;

$K_v = 0,75$ khi cầu trục có chế độ làm việc nặng ;

$K_v = 0,5$ khi cầu trục có chế độ làm việc rất nặng ;

b - bề rộng vai cột ;

R_k - cường độ chịu kéo của bê tông.



Hình 1.4.1. Sơ đồ tính toán vai cột

Vai cột được tính toán theo mômen để chọn cốt thép dọc và tính toán theo lực cắt để xác định cốt thép ngang.

Tính toán cốt dọc

Tính mômen tại tiết diện I - I

$$M_1 = P a_v. \quad (1.4.28)$$

Tính A theo công thức

$$A = \frac{1,25 M_1}{R_n b h_0^2} . \quad (1.4.29)$$

Tra bảng phụ lục ra γ và xác định cốt thép dọc chịu kéo trong vai cột

$$F_a = \frac{1,25M_1}{R_a \gamma h_o} \quad (1.4.30)$$

Tính cốt đai và cốt xiên

Cốt chịu cắt trong vai cột được đặt theo quy định sau :

khi $h \leq 2,5 a_v$ dùng cốt đai nằm nghiêng đặt suốt cả chiều cao ;

khi $h > 2,5 a_v$ dùng cốt đai nằm ngang đặt suốt cả chiều cao và các thanh cốt xiên ;

khi $h > 3,5 a_v$ và $P \leq R_k b h_o$ có thể chỉ cần đặt các cốt đai ngang mà không cần cốt xiên.

Trong mọi trường hợp, khoảng cách giữa các cốt đai không được vượt quá $1/4h$ và 150mm. Đường kính của các thanh cốt xiên không lớn quá $1/15$ chiều dài đoạn xiên l_x và không quá 25mm.

Tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt xiên, hoặc của các cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn l_x không bé hơn $0,002bh_o$.

Ngoài việc kiểm tra kích thước và tính toán cốt thép, vai cột cần được kiểm tra ép mặt tại vị trí dầm cầu trục gác lên đoạn vai, nếu điều kiện ép mặt không thỏa mãn thì phải gia cố các lưới thép hoặc các tấm thép ở mặt trên vai cột.

Diện tích truyền lực P là

$$F_1 = b_d l_1 ,$$

trong đó b_d - bề rộng dầm cầu trục ;

l_1 - chiều dài của hai đoạn đầu dầm cầu trục gác vào vai cột (có thể lấy $l_1 = b$)

Ứng suất ép mặt lên vai cột

$$\sigma = \frac{P}{F_1} \quad (1.4.31)$$

Điều kiện kiểm tra

$$\sigma \leq R_n , \quad (1.4.32)$$

trong đó R_n - cường độ chịu nén của bê tông.

5. Tính toán kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng khung

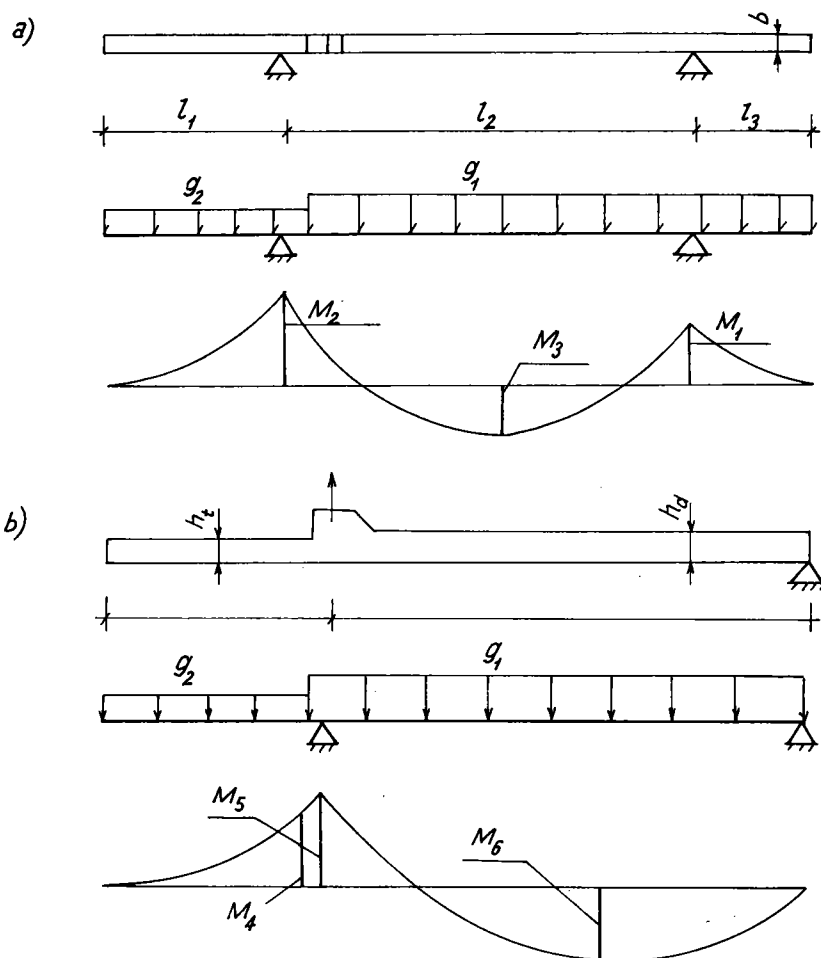
Cột có thể bị uốn theo phương vuông góc với mặt phẳng khung (phương dọc nhà) do lực hãm dọc của cầu trục, do gió thổi từ đầu hồi. Tuy vậy mômen này không đáng kể vì ở đầu hồi đã có cột chống gió, lại có hệ giằng đảm bảo ổn định.

theo phương dọc nhà. Vì thế thông thường, khi kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng khung chỉ kể đến lực nén $N_{\max}$, kiểm tra cột theo trường hợp nén đúng tâm.

6. Tính toán kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp

Khi vận chuyển, cột được đặt nằm ngang, kê tự do lên hai gối tựa hoặc treo lên hai móc (h.1.4.2a). Khi dựng lắp, chân cột tì vào mặt móng còn đầu kia thường treo vào một móc (h.1.4.2b). Sơ đồ tính toán cũng là cột kê lên hai gối tựa nhưng một gối tựa đặt ở nút cột.

Trước hết cần xác định vị trí gối kê và móc cầu (dựa vào các quy định về thi công). Khi thiếu các số liệu tham khảo có thể xác định vị trí móc cầu như sau : móc cầu phía trên đặt ở khoảng vai cột ; móc cầu phía dưới đặt cách nút chân cột một khoảng $0,25 H_d$.



Hình 1.4.2. Sơ đồ tính cột khi vận chuyển, cầu lắp

a) khi vận chuyển ; b) khi cầu lắp .

Tải trọng tác dụng là trọng lượng bản thân phân bố nhân với hệ số động lực 1,5. Khi tiết diện phần cột trên và cột dưới giống nhau ta có tải trọng phân bố đều q còn khi tiết diện phần cột trên và phần cột dưới khác nhau ta có tải trọng phân bố ở hai phần cột khác nhau q_1 và q_2 . Xác định mômen trong các tiết diện cột theo các quy tắc thông thường như khi tính dầm đơn giản. Để có lợi về mặt chịu lực có thể chọn l_1, l_2, l_3 sao cho các mômen âm và dương trong cột là xấp xỉ nhau.

Chọn trong số các mômen dương và mômen âm những giá trị lớn nhất để kiểm tra, có thể kiểm tra riêng cho đoạn cột trên và đoạn cột dưới theo các mômen tương ứng. Cách kiểm tra như cấu kiện chịu uốn. Trong trường hợp vận chuyển cột được đặt nằm ngang, chiều rộng lúc đó là h , chiều cao là b , chiều cao có ích là b_0 .

Tính toán cốt thép theo công thức

$$F_a = \frac{M}{R_a(b - a - a')} \quad (1.4.33)$$

Thông thường $a = a'$ nên

$$F_a = \frac{M}{R_a(b - 2a)} \quad (1.4.34)$$

trong đó M - mômen uốn lấy theo các giá trị M_1, M_2, M_3, M_4 .

So sánh F_a vừa tính được với cốt thép đã cấu tạo sẵn trong tiết diện (cốt thép F_a trong tiết diện chỉ kể những thanh nằm ngoài cùng). Nếu trị số F_a vừa tính được nhỏ hơn F_a có trong cột là được. Nếu ngược lại thì nên tìm cách giảm mômen xuống bằng cách thay đổi vị trí móc câu hoặc tìm các biện pháp gia cố tạm thời khi cấu lắp mà không nên đặt thêm cốt thép trong cột.

§5. MỘT SỐ YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO

1. Cấu tạo cốt thép dọc

Để cấu tạo cốt thép dọc trong cột, cần nắm vững những yêu cầu về cấu tạo của cấu kiện chịu nén. Khi cạnh cột từ 40 cm trở lên, đường kính cốt dọc không nên lấy dưới 16 mm. Khoảng cách giữa hai mép trong của cốt thép không dưới 30 mm nếu đổ bê tông cột theo phương ngang. Cốt thép dọc trong cột có thể đặt kéo dài suốt từ phần cột trên xuống phần cột dưới hoặc có thể tách rời, lúc đó cốt thép phần cột dưới kéo lên ngang mép trên vai cột còn cốt phần cột trên kéo xuống quá mép trên vai cột một đoạn không nhỏ hơn $30d$. Khi cốt thép ở mỗi cạnh có trên hai thanh thì không nên cắt tất cả cốt thép tại một tiết diện mà nên cắt ở hai tiết diện cách nhau khoảng 20 - $30d$ (d - đường kính cốt thép).

3. Lưới thép gia cố đầu cột

Ở đầu trên và đầu dưới cột thường cần phải đặt các lưới ngang gia cố. Lưới này làm bằng dây thép $d = 5 \div 6$ mm, khoảng cách các thanh khoảng 5cm. Mỗi đầu cột đặt ít nhất bốn lưới. Khoảng cách giữa các lưới thường từ 50 đến 100 mm. Các lưới được đặt trong một đoạn cột dài $20d_1$. Các thanh ngoài cùng của lưới phải nằm ngoài các cốt dọc.

4. Các chi tiết đặt sẵn để liên kết

Ở đỉnh cột cần cấu tạo chi tiết đặt sẵn để liên kết với kết cấu mang lực mái. Dùng tấm thép dày 8 - 10mm hàn vào bốn thanh neo bằng thép có gờ, đường kính 14 - 16 mm. Chiều dài thanh neo không bé hơn $15d$. Cần phải đặt sẵn bulông chôn vào chân cột (xuyên qua tấm thép đệm) để liên kết cột với kết cấu mái. Trục bulông cách trục phân chia 150mm.

Trên vai cột đặt tấm thép để liên kết với dầm cầu trục. Tấm thép này cũng được neo vào cột bằng các thanh thép neo. Trên mặt bên cột, ở ngang cánh của dầm cầu trục cần đặt tấm thép để liên kết cánh dầm cầu trục vào cột.

Ở cột biên, khi tường dọc xây bằng gạch thì trong cột cần đặt cốt thép neo tường. Dùng các thanh thép đường kính 6mm chôn vào cột và chừa ra phía ngoài cột một đoạn 10 - 15 cm để neo vào tường gạch. Các thanh này đặt cách nhau khoảng từ năm đến bảy lớp gạch. Trên hình 1.5.1 thể hiện cách cấu tạo và bố trí cốt thép trong cột.

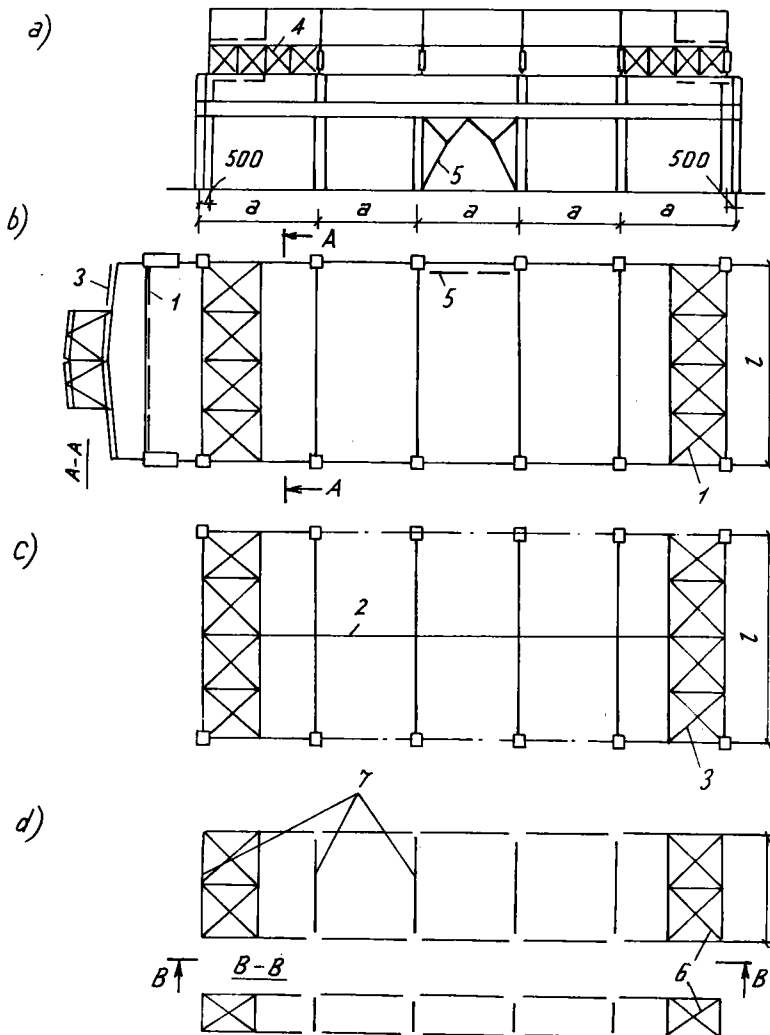
5.6. CẤU TẠO HỆ GIẺNG CỦA NHÀ

Hệ giằng trong nhà một tầng lắp ghép có tác dụng đảm bảo ổn định và bất biến hình của ngôi nhà, truyền lực hãm của cầu trục và tải trọng gió lên các kết cấu chịu lực. Trong nhà một tầng cần cấu tạo các hệ giằng đứng và hệ giằng ngang.

1. Hệ giằng đứng đầu dầm

Dầm mái (hoặc dàn mái) được nối với đầu cột và liên kết với panen mái thông qua các tấm thép đệm, độ cứng của các mối nối này khá nhỏ. Dưới tác dụng của tải trọng gió lên đầu hồi, dầm dàn mái có thể bị đổ ra bên ngoài mặt phẳng của nó. Vì thế cần phải cấu tạo một hệ giằng đứng đặt ở đầu kết cấu mái. Hệ giằng này gồm có hai dàn giằng đặt ở gian đầu hồi và sát khe nhiệt độ. Dàn giằng thường được cấu tạo bằng thép góc nhưng cũng có khi dùng loại dàn bê tông cốt thép. Ở các bước cột giữa dùng các thanh chống liên kết các đầu cột theo phương dọc nhà. Đối với nhà nhiều nhịp, ở hàng cột giữa có thể bố trí một hệ giằng đứng cho cả hai hệ thống đầu

dầm (hoặc dàn) nhưng phải chú ý không được làm cho dầm mái (hoặc dàn mái) trở thành dầm hoặc dàn liên tục.



Hình 1.5.2. Sơ đồ bố trí hệ giằng

- a) hệ giằng đứng đầu dàn ; b) hệ giằng ngang ở cánh hạ ;
 c) hệ giằng ngang ở cánh thượng ; d) hệ giằng cửa mái ;
 1 - giằng cánh hạ ; 2 - thanh chống ; 3 - giằng cánh thượng ;
 4 - giằng đứng đầu dàn ; 5 - giằng cột ; 6 - giằng cửa mái ;
 7 - khung cửa mái.

2. Hệ giằng đứng của cột

Dưới tác dụng của lực hãm dọc của cầu trục và lực gió tác dụng vào đầu hồi, cột có thể có biến dạng lớn. Vì thế cần phải cấu tạo một hệ giằng đứng của cột tạo cho khung dọc một ô cứng để chịu các lực xô theo phương dọc nhà. Hệ giằng này

thường bằng thép và được bố trí ở ô giữa của một khối nhiệt độ. Nó có thể có dạng hai thanh chéo hoặc dạng cổng để thuận tiện giao thông theo phương ngang nhà.

3. Hệ giằng ngang ở thanh cánh hạ của dàn

Hệ giằng cánh hạ của dàn liên kết cánh hạ của hai dàn mái ngoài cùng thành một dàn cứng để làm chỗ tựa cho cột sườn tường đầu hồi. Hệ giằng này thường làm bằng thép, nó có tác dụng truyền lực gió của tường đầu hồi vào hai khung dọc hai bên.

4. Hệ giằng ngang ở cánh thượng của dàn

Hệ giằng này có tác dụng giữ ổn định ngoài mặt phẳng dàn của thanh cánh thượng. Trong nhà không có cửa mái, nếu dùng panen mái cỡ lớn hàn vào dàn mái là một miếng cứng, thì không cần phải bố trí hệ giằng ở thanh cánh thượng. Trong nhà có cửa mái chạy ra tận đầu hồi thì cần phải bố trí hệ giằng ở hai đầu của khối nhiệt độ và các thanh chống nối đỉnh các dàn còn lại với nhau. Nếu cửa mái không chạy ra tới đầu hồi thì hệ panen mái của các gian đầu hồi đã là miếng cứng do đó không cần cấu tạo hệ giằng cứng ở gian đầu mà chỉ cần đặt các thanh chống nối đỉnh của dàn có cửa mái vào hai khối cứng ở hai đầu.

Nếu dùng tấm mái cỡ nhỏ đặt lên xà gồ thì bản thân hệ mái không phải là miếng cứng ngay cả trong trường hợp không có cửa mái, do đó để đảm bảo độ cứng cho mái và cho toàn nhà cần phải bố trí hệ giằng ngang này ở hai gian đầu hồi của khối nhiệt độ và thanh chống đỉnh nóc nối đỉnh các dàn còn lại.

5. Hệ giằng cửa mái

Độ cứng và ổn định của hệ khung cửa mái được đảm bảo nhờ hệ giằng cửa mái. Hệ giằng này gồm có giằng thẳng đứng và giằng nằm ngang ở hai đầu của khối nhiệt độ.

Phần 2

VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 1

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ MỘT TẦNG BA NHỊP

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, ba nhịp đều nhau, $L = 24$ m, cùng cao trình ray $R = 8$ m. ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q = 20 / 5$ t. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m. Địa điểm xây dựng : Hà Nội.

I. Lựa chọn kích thước của các cấu kiện

1. Chọn kết cấu mái

Với nhịp $L = 24$ m, có thể chọn kết cấu dàn bê tông cốt thép dạng hình thang, dàn gẫy khúc hoặc dàn vòm. Ở đây chọn dàn gẫy khúc, chiều cao giữa dàn là 3,2 m.

Chọn cửa mái chỉ đặt ở nhịp giữa, rộng 12 m, cao 4 m.

Các lớp mái được cấu tạo từ trên xuống như sau :

- hai lớp gạch lá nem kê cả vữa lót dày 5 cm ;
- lớp bê tông nhẹ cách nhiệt dày 12 cm ;
- lớp bê tông chống thấm dày 4 cm ;
- panen mái là dạng panen sườn, kích thước $6 \times 1,5$ m, cao 30 cm.

Tổng chiều dày các lớp mái : $t = 5 + 12 + 4 + 30 = 51$ cm.

2. Chọn dầm cầu trục

Với nhịp dầm cầu trục 6 m, sức trục 20 t, chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình ở bảng 1.1.1 có $H_c = 1000$; $b = 200$; $b_c = 570$; $h_c = 120$, trọng lượng 4,2t.

3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Lấy cao trình nền nhà tương ứng với cốt $\pm 0,00$ để xác định các kích thước khác.

Cao trình vai cột $V = R - (H_r + H_c)$,

R - cao trình ray đã cho $R = 8$ m ;

H_r - chiều cao ray và các lớp đệm, $H_r = 0,15$ m ;

H_c - chiều cao dầm cầu trục, $H_c = 1,0$ m,

$$V = 8 - (0,15 + 1) = 6,85 \text{ m} .$$

Cao trình đỉnh cột $D = R + H_{ct} + a_1$,

H_{ct} - chiều cao cầu trục, tra bảng 2 phụ lục I với sức trục 20 t có $H_{ct} = 2,4$ m ;

a_1 - khe hở an toàn từ đỉnh xe con đến mặt dưới kết cấu mang lực mái, chọn

$a_1 = 0,15$ m, đảm bảo $a_1 \geq 0,1$ m.

$$D = 8 + 2,4 + 0,15 = 10,55 \text{ m} .$$

Cao trình đỉnh mái $M = D + h + h_{cm} + t$,

h - chiều cao kết cấu mang lực mái, $h = 3,2$ m ;

h_{cm} - chiều cao cửa mái, $h_{cm} = 4,0$ m ;

t - tổng chiều dày các lớp mái, $t = 0,51$ m.

Cao trình đỉnh mái ở nhịp thứ hai có cửa mái

$$M_2 = 10,55 + 3,2 + 4 + 0,51 = 18,26 \text{ m} .$$

Cao trình mái ở hai nhịp biên không có cửa mái

$$M_1 = 10,55 + 3,2 + 0,51 = 14,26 \text{ m} .$$

4. Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên $H_t = D - V = 10,55 - 6,85 = 3,7$ m.

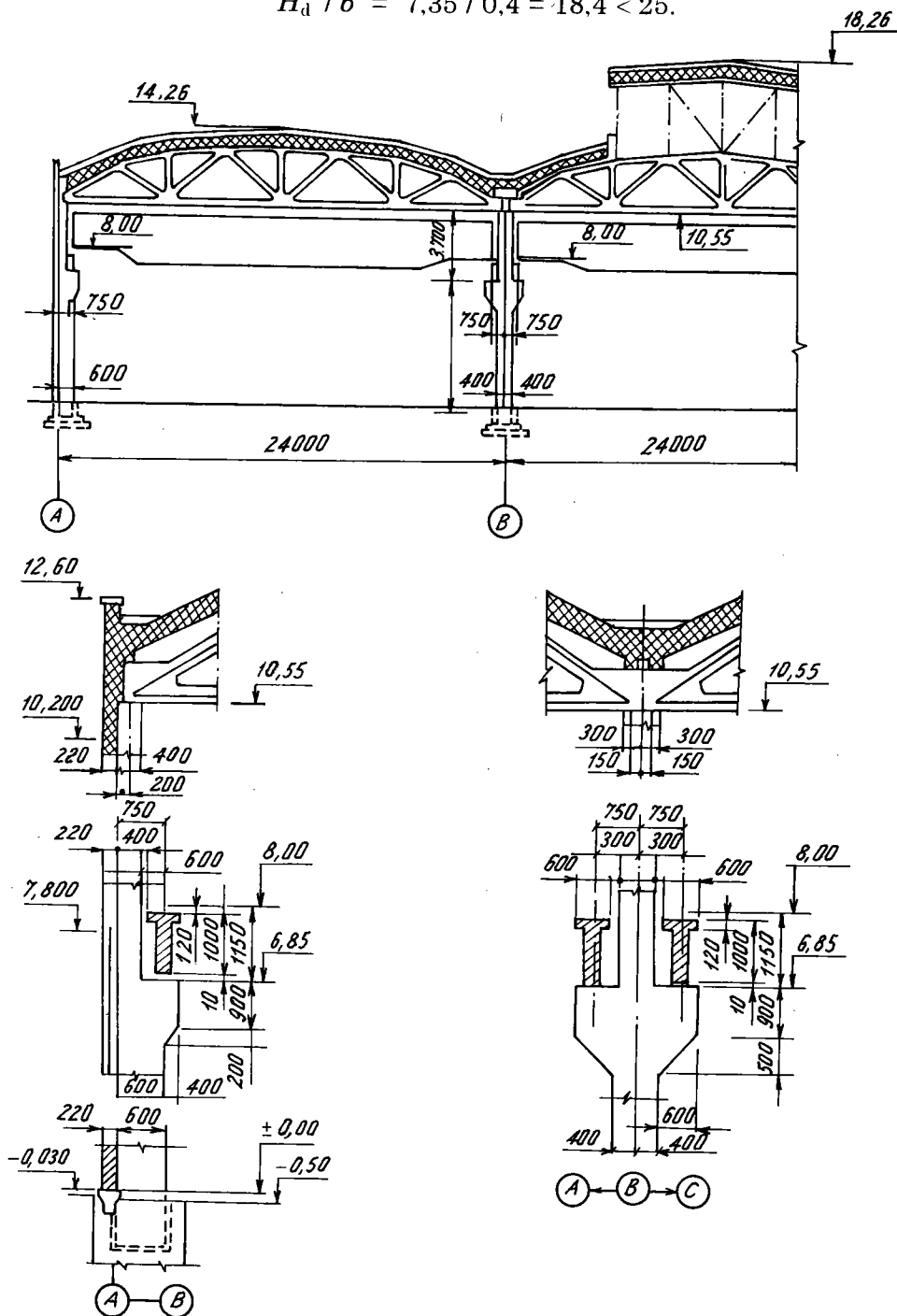
Chiều dài phần cột dưới $H_d = V + a_2 = 6,85 + 0,5 = 7,35$ m.

a_2 là khoảng cách từ mặt nền đến mặt móng, chọn $a_2 = 0,5$ m .

Kích thước tiết diện cột chọn như sau :

- Bề rộng cột b chọn theo thiết kế định hình, thống nhất cho toàn bộ phần cột trên và cột dưới, cho cả cột biên lẫn cột giữa $b = 40$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$H_d / b = 7,35 / 0,4 = 18,4 < 25.$$



Hình 2.1.1. Mặt cắt ngang và chi tiết

- Chiều cao tiết diện phần cột trên cột biên $h_t = 40$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$a_4 = \lambda - h_t - B_l = 75 - 40 - 26 = 9 \text{ cm} > 6 \text{ cm}.$$

ở đây λ - khoảng cách từ trục định vị (mép ngoài cột biên) đến tim dầm cầu trục,
 $\lambda = 75$ cm ;

B_1 - khoảng cách từ tim dầm cầu trục đến mép cầu trục, tra bảng phụ lục I,
 $B_1 = 26$ cm.

- Chiều cao tiết diện phần cột dưới cột biên $h_d = 60$ cm, thỏa mãn điều kiện

$$h_d > H_d / 14 = 7,35 / 14 = 0,525 \text{ m}$$

- Cột giữa chọn $h_t = 60$ cm, $h_d = 80$ cm, các điều kiện tương tự như cột biên đều thỏa mãn.

- Kích thước vai cột sơ bộ chọn $h_v = 60$ cm, khoảng cách từ trục định vị đến mép vai là 100 cm, góc nghiêng 45° .

Hình dáng, kích thước mặt cắt ngang và một số chi tiết cho trên hình 2.1.1.

II. Xác định tải trọng

1. Tính tải mái

Phần tính tải do trọng lượng bản thân các lớp mái tác dụng trên 1m^2 mặt bằng mái xác định theo bảng 2.1.1

Bảng 2.1.1. Cấu tạo và tải trọng của các lớp mái

	Các lớp mái	Tải trọng tiêu chuẩn kG/m^2	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán kG/m^2
1	Hai lớp gạch lá nem kể cả vữa, dày 5cm, $\gamma = 1800 \text{ kG/m}^3$ $0,05 \times 1800$	90,0	1,3	117,0
2	Lớp bê tông nhẹ cách nhiệt, dày 12 cm, $\gamma = 1200 \text{ kG/m}^3$ $0,12 \times 1200$	144,0	1,3	187,2
3	Lớp bê tông chống thấm, dày 4 cm, $\gamma = 2500 \text{ kG/m}^3$ $0,04 \times 2500$	100,0	1,1	110,0
4	Panen $6 \times 1,5$ m, trọng lượng một tấm kể cả bê tông chèn khe 1,7 t $1700 / 9$	189,0	1,1	208,0
5	Tổng cộng	523,0		622,2

Tính tải do trọng lượng bản thân dàn mái nhịp 24m, lấy theo bảng 1.2.1 là 9,6t hệ số vượt tải $n = 1,1$.

$$G_1 = 9,6 \times 1,1 = 10,56 \text{ t.}$$

Trọng lượng khung cửa mái rộng 12 m, cao 4 m lấy 2,8 t ; $n = 1,1$

$$G_2 = 2,8 \times 1,1 = 3,1 \text{ t.}$$

Trọng lượng kính và khung cửa kính lấy 500 kG / m, với $n = 1,2$

$$g_k = 500 \times 1,2 = 600 \text{ kG / m.}$$

Tính tải mái quy về lực tập trung G_{m1} tác dụng ở nhịp biên không có cửa mái

$$G_{m1} = 0,5 (G_1 + g a L) = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24) = 50,08 \text{ t.}$$

Ở nhịp giữa có cửa mái

$$G_{m2} = 0,5 (G_1 + g a L + G_2 + 2g_k a) ;$$

$$G_{m2} = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24 + 3,1 + 2 \times 0,6 \times 6) = 55,23 \text{ t.}$$

Các lực G_{m1} , G_{m2} đặt cách trục định vị 0,15 m.

2. Tính tải do dầm cầu trục

$$G_d = G_c + a g_r,$$

G_c - trọng lượng bản thân dầm cầu trục là 4,2 t ;

g_r - trọng lượng ray và các lớp đệm, lấy 150 kG/m

$$G_d = 1,1 (4,2 + 6 \times 0,15) = 5,61 \text{ t.}$$

Tải trọng G_d đặt cách trục định vị 0,75m.

3. Tính tải do trọng lượng bản thân cột

Tải trọng này tính theo kích thước cấu tạo cho từng phần cột.

Cột biên có :

$$\text{phần cột trên : } G_t = 0,4 \times 0,4 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 1,63 \text{ t ;}$$

$$\text{phần cột dưới: } G_d = (0,4 \times 0,6 \times 7,35 + 0,4 \frac{0,6 + 1}{2} \times 0,4) \times 2,5 \times 1,1 = 5,2 \text{ t.}$$

$$\text{cột giữa có : } G_t = 0,4 \times 0,6 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 2,44 \text{ t ;}$$

$$G_d = (0,4 \times 0,8 \times 7,35 + 2 \times 0,4 \frac{0,6 + 1,2}{2} \times 0,6) \times 2,5 \times 1,1 = 7,7 \text{ t.}$$

Tường xây gạch là tường tự chịu lực nên trọng lượng bản thân của nó không gây ra nội lực cho khung.

4. Hoạt tải mái

Trị số hoạt tải mái tiêu chuẩn phân bố đều trên một mét vuông mặt bằng mái lấy 75 kG/m^2 , $n = 1,3$. Hoạt tải này đưa về thành lực tập trung P_m đặt ở đầu cột.

$$P_m = 0,5 \times n \times p_m \times a \times L = 0,5 \times 1,3 \times 75 \times 6 \times 24 = 7020 \text{ kG} = 7,02 \text{ t}.$$

Vị trí từng P_m đặt trùng với vị trí của từng G_m .

5. Hoạt tải cầu trục

a. Hoạt tải đứng do cầu trục

Với số liệu cầu trục đã cho $Q = 20/5 \text{ t}$.

Nhịp cầu trục $L_k = L - 2\lambda = 24 - 2 \times 0,75 = 22,5 \text{ m}$, chế độ làm việc trung bình, tra bảng 2 phụ lục I có các số liệu về cầu trục như sau :

Bề rộng cầu trục $B = 6,3 \text{ m}$.

Khoảng cách hai bánh xe $K = 4,4 \text{ m}$.

Trọng lượng xe con $G = 8,5 \text{ t}$.

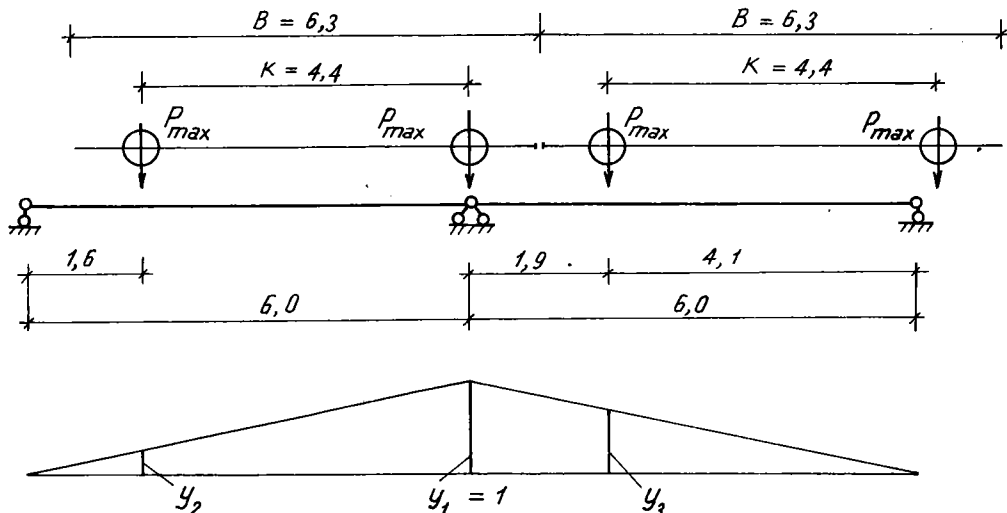
Áp lực tiêu chuẩn lớn nhất lên mỗi bánh xe cầu trục $P_{\max}^c = 22,0 \text{ t}$.

Hệ số vượt tải theo TCVN 2737 - 1995, $n = 1,1$

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột $D_{\max}$ xác định theo đường ảnh hưởng phản lực như hình 2.1.2

$$D_{\max} = n \times P_{\max}^c \times \sum y_i.$$

Các tung độ y_i của đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung $P_{\max}^c$ xác định theo tam giác đồng dạng



Hình 2.1.2. Sơ đồ xác định $D_{\max}$

$$y_1 = 1 ; y_2 = 1,6/6 = 0,267 ; y_3 = 4,1/6 = 0,683 ;$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 47,19 \text{ t}.$$

Điểm đặt của $D_{\max}$ trùng với điểm đặt của G_d .

b. Hoạt tải do lực hãm ngang của xe con

Lực hãm ngang do một bánh xe truyền lên dầm cầu trục trong trường hợp móc mềm xác định theo công thức

$$T_1^c = (Q + G) / 40 = (20 + 8,5) / 40 = 0,71 \text{ t}.$$

Lực hãm ngang $T_{\max}$ truyền lên cột được xác định theo đường ảnh hưởng như đối với $D_{\max}$

$$T_{\max} = n \times T_1^c \times \sum y_i = 1,1 \times 0,71 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 1,52 \text{ t}.$$

Xem lực $T_{\max}$ đặt lên cột ở mức mặt trên dầm cầu trục, cách mặt vai cột 1,0m và cách đỉnh cột một đoạn $y = 3,7 - 1 = 2,7 \text{ m}$.

6. Hoạt tải do gió

Tải trọng gió tính toán tác dụng lên mỗi mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình là

$$W = n \times W_0 \times k \times C,$$

trong đó W_0 - áp lực gió ở độ cao 10 m, theo tiêu chuẩn TCVN 2737 - 1995 thì Hà Nội thuộc vùng II-B nên áp lực W_0 tra ở bảng 1 phụ lục II là 95 kG/m^2 ;

k - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao phụ thuộc vào dạng địa hình, tra ở bảng 2 phụ lục II, ở đây áp dụng dạng địa hình B. Hệ số k xác định tương ứng ở hai mức :

- mức đỉnh cột, cao trình +10,55 m có $k = 1$;
- mức đỉnh mái, cao trình +18,26 m có $k = 1,11$;

C - hệ số khí động, $C = +0,8$ đối với phía gió đẩy và $C = -0,6$ đối với phía gió hút ;

n - hệ số vượt tải, $n = 1,2$.

Tải trọng gió tác dụng lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều

$$p = W \times a = n \times W_0 \times k \times C \times a ;$$

$$\text{phía gió đẩy} \quad p_d = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,8 \times 6 = 0,547 \text{ t / m}$$

$$\text{phía gió hút} \quad p_h = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,6 \times 6 = 0,410 \text{ t / m}$$

Phần tải trọng gió tác dụng trên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về thành lực tập trung đặt ở đầu cột S_1 , S_2 với k lấy trị số trung bình $k = 0,5 (1,0 + 1,11) = 1,055$.

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái tham khảo trong phần phụ lục II và TCVN 2737 - 1995, lấy theo sơ đồ như hình 2.1.3.

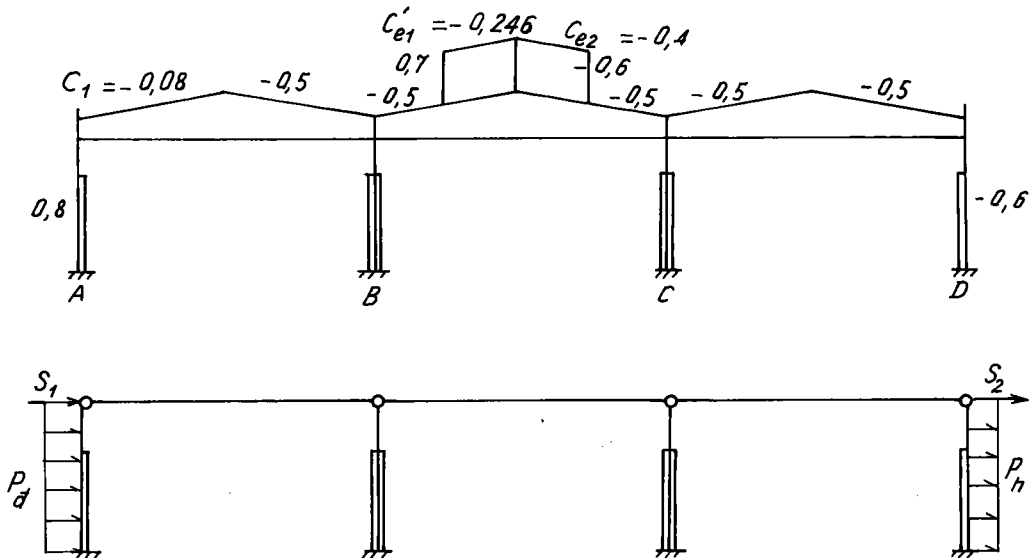
Trong đó giá trị C_{e1} tính với góc $\alpha = 10^\circ$, tỷ số $H / L = 10,55 / 72 = 0,15$, nội suy có $C_{e1} = -0,08$; giá trị C'_{e1} tính với góc $\alpha = 5^\circ$, tỷ số $H / L = 17,76 / 72 = 0,247$, nội suy có $C'_{e1} = -0,246$; $C_{e2} = -0,4$.

Trị số S tính theo công thức

$$S = n k W_o a \sum C_i h_i = 1,2 \times 1,055 \times 0,095 \times 6 \times \sum C_i h_i = 0,722 \times \sum C_i h_i ;$$

$$S_1 = 0,722 (0,8 \times 2 - 0,08 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 - 0,5 \times 1,4 + 0,7 \times 4 - 0,246 \times 1,2) = 3,125t ;$$

$$S_2 = 0,722 (0,4 \times 1,2 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,4 - 0,5 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 + 0,6 \times 2) = 3,45 t.$$



Hình 2.1.3. Sơ đồ xác định hệ số khí động trên mái

III. Xác định nội lực

Nhà ba nhịp có mái cứng, cao trình bằng nhau khi tính với tải trọng đứng và lực hãm của cầu trục được phép bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột, tính với các cột độc lập. Khi tính với tải trọng gió phải kể đến chuyển vị ngang đỉnh cột.

1. Các đặc trưng hình học

Cột trục A

$$H_t = 3,7 \text{ m} ; H_d = 7,35 \text{ m} ; H = 3,7 + 7,35 = 11,05 \text{ m} .$$

Tiết diện phần cột trên $b = 40 \text{ cm} ; h_t = 40 \text{ cm} ,$

phần cột dưới $b = 40 \text{ cm} ; h_d = 60 \text{ cm}.$

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 40^3 / 12 = 213300 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = H_t / H = 3,7 / 11,05 = 0,335 .$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,335^3 \left(\frac{720000}{213300} - 1 \right) = 0,0893 .$$

Cột trục B

Tiết diện phần cột trên $b = 40 \text{ cm}$; $h_t = 60 \text{ cm}$,

phần cột dưới $b = 40 \text{ cm}$; $h_d = 80 \text{ cm}$.

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 80^3 / 12 = 1706600 \text{ cm}^4$$

Các thông số $t = 0,335$

$$k = 0,335^3 \left(\frac{1706600}{720000} - 1 \right) = 0,052$$

Quy định chiều dương của nội lực theo hình 1.3.4

2. Nội lực do tĩnh tải mái

a. Cột trục A

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải G_{m1} như trên hình 2.1.4, lực G_{m1} gây ra mômen ở đỉnh cột $M = G_{m1} \times e_t = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm}$.

Độ lệch trục giữa phần cột trên và cột dưới là

$$a = (h_d - h_t) / 2 = (0,6 - 0,4) / 2 = 0,1 \text{ m}.$$

Vì a nằm cùng phía với e_t so với trục cột dưới nên phản lực đầu cột $R = R_1 + R_2$

$$R_1 = \frac{3M(1 + k/t)}{2H(1 + k)} = \frac{-2,504 \times 3(1 + 0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1 + 0,0893)} = -0,395 \text{ t}.$$

Tính R_2 với

$$M = -G_{m1} \times a = -50,08 \times 0,1 = -5,008 \text{ tm},$$

mômen này đặt ở mức vai cột

$$R_2 = \frac{3M(1 - t^2)}{2H(1 + k)} = \frac{-3 \times 5,008 \times (1 - 0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1 + 0,0893)} = -0,554 \text{ t};$$

$$R = -0,395 - 0,554 = -0,949 \text{ t}.$$

chiều R ở trên hình 2.1.4 là chiều thực.

Xác định nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm};$$

$$M_{II} = -2,504 + 0,949 \times 3,7 = 1,007 \text{ tm};$$

$$M_{III} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 3,7 = -4,00 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 11,05 = 2,974 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 50,08 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,949 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.4.

b. Cột trục B

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái G_{m1} và G_{m2} như trên hình 2.1.5.

Khi đưa G_{m1} và G_{m2} về đặt ở trục cột ta được lực

$$G_m = G_{m1} + G_{m2} = 50,08 + 55,23 = 105,31 \text{ t}$$

và mômen

$$M = 50,08(-0,15) + 55,23 \times 0,15 = 0,7725 \text{ tm}.$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 0,7725(1+0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1+0,0893)} = 0,115 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0,7725 \text{ tm},$$

$$M_{II} = 0,7725 - 0,115 \times 3,7 =$$

$$= 0,348 \text{ tm};$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,348 \text{ tm};$$

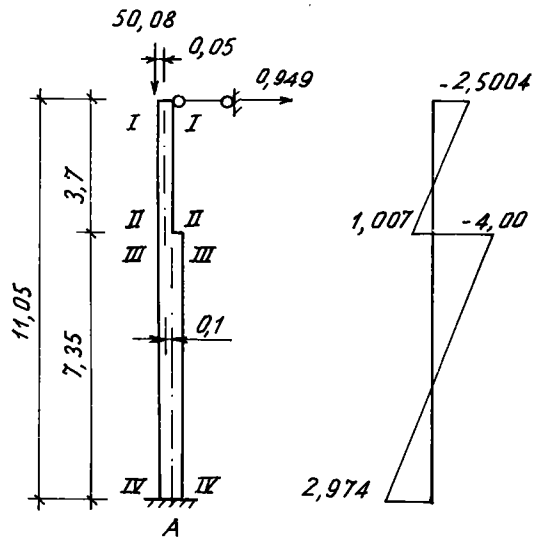
$$M_{IV} = 0,7725 - 0,115 \times 11,05 =$$

$$= -0,498 \text{ tm};$$

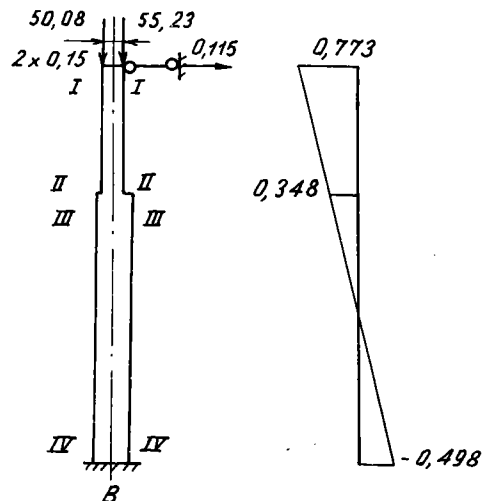
$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 105,31 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.5.



Hình 2.1.4. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột biên do tĩnh tải mái



Hình 2.1.5. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột giữa do tĩnh tải mái

3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trực

a. Cột trực A

Sơ đồ tính với tĩnh tải dầm cầu trực G_d cho trên hình 2.1.6a.

Lực G_d gây ra mômen đối với trục cột dưới, đặt tại vai cột

$$M = G_d \times e_d$$

$$e_d = \lambda - 0,5 h_d = 0,75 - 0,3 = 0,45 \text{ m;}$$

$$M = 5,61 \times 0,45 = 2,525 \text{ t.}$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 2,525 \times (1-0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1+0,0893)} = 0,279 \text{ t.}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -0,279 \times 3,7 =$$

$$= -1,032 \text{ tm,}$$

$$M_{III} = 2,525 - 0,279 \times 3,7 =$$

$$= 1,493 \text{ tm;}$$

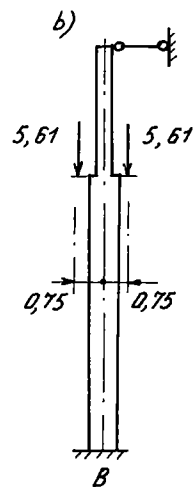
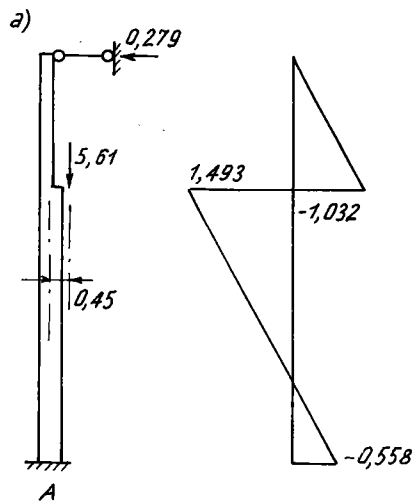
$$M_{IV} = 2,525 - 0,279 \times 11,05 =$$

$$= -0,558 \text{ tm;}$$

$$N_I = N_{II} = 0;$$

$$N_{III} = N_{IV} = 5,61 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -0,279 \text{ t.}$$



Hình 2.1.6. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trực

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.6

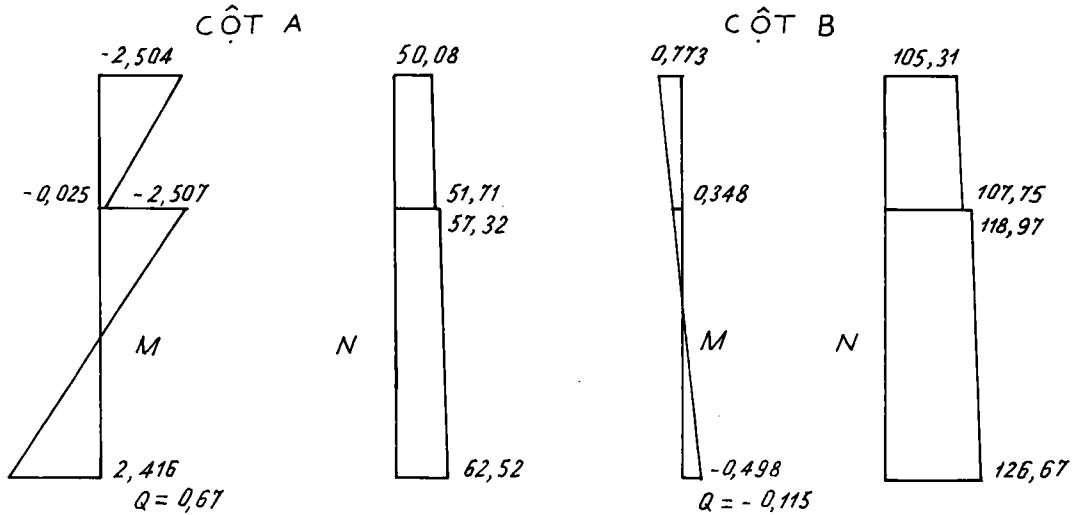
b. Cột trực B

Do tải trọng đặt đối xứng qua trục cột (h. 2.1.6b) nên $M = 0$; $Q = 0$.

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 11,22 \text{ t.}$$

4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Cộng đại số nội lực ở các trường hợp đã tính ở trên cho từng tiết diện của từng cột được kết quả trên hình 2.1.7, trong đó lực dọc N còn được cộng thêm trọng lượng bản thân cột đã tính ở phần II.3.



Hình 2.1.7. Tổng nội lực do tĩnh tải

5. Nội lực do hoạt tải mái

a. Cột trực A

Sơ đồ tính giống như khi tính với G_{m1} , nội lực xác định bằng cách nhân nội lực do G_{m1} với tỷ số $P_m / G_{m1} = 7,02 / 50,08 = 0,14$.

$$M_I = -2,504 \times 0,14 = -0,35 \text{ t m};$$

$$M_{II} = 1,006 \times 0,14 = 0,141 \text{ t m};$$

$$M_{III} = -4,002 \times 0,14 = -0,560 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 2,972 \times 0,14 = 0,416 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,951 \times 0,14 = 0,133 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 a.

b. Cột trực B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên nhịp phía bên phải và phía bên trái của cột. Lực P_{m2} đặt ở bên phải gây ra mômen đặt ở đỉnh cột

$$M = P_{m2} \times e_t = 7,02 \times 0,15 = 1,053 \text{ t m}.$$

Mômen và lực cắt trong cột do mômen này gây ra được xác định bằng cách nhân mômen do tĩnh tải G_m gây ra với tỷ số $M_p / M_G = 1,053 / 0,773 = 1,362$.

$$M_I = 1,053 \text{ t m};$$

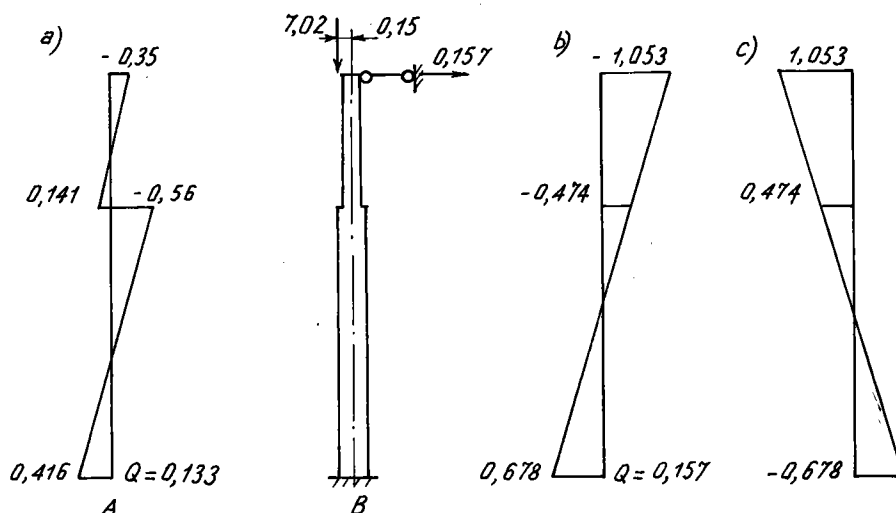
$$M_{II} = 0,348 \times 1,362 = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,498 \times 1,362 = -0,678 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \times 1,362 = -0,1566 \text{ t}.$$



Hình 2.1.8. Nội lực do hoạt tải mái

a) ở cột biên ; b) ở bên trái cột giữa ; c) ở bên phải cột giữa.

Do $P_{m1} = P_{m2}$ nên nội lực do P_{m1} gây ra được suy ra từ nội lực do P_{m2} bằng cách đổi dấu mômen và lực cắt, còn lực dọc giữ nguyên. Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 b, c.

6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

a. Cột trục A

Sơ đồ tính giống như khi tính với tĩnh tải dầm cầu trục G_d , nội lực được xác định bằng cách nhân nội lực do G_d gây ra với tỷ số

$$D_{\max} / G_d = 47,19 / 5,61 = 8,412;$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -1,0334 \times 8,412 = -8,693 \text{ t m};$$

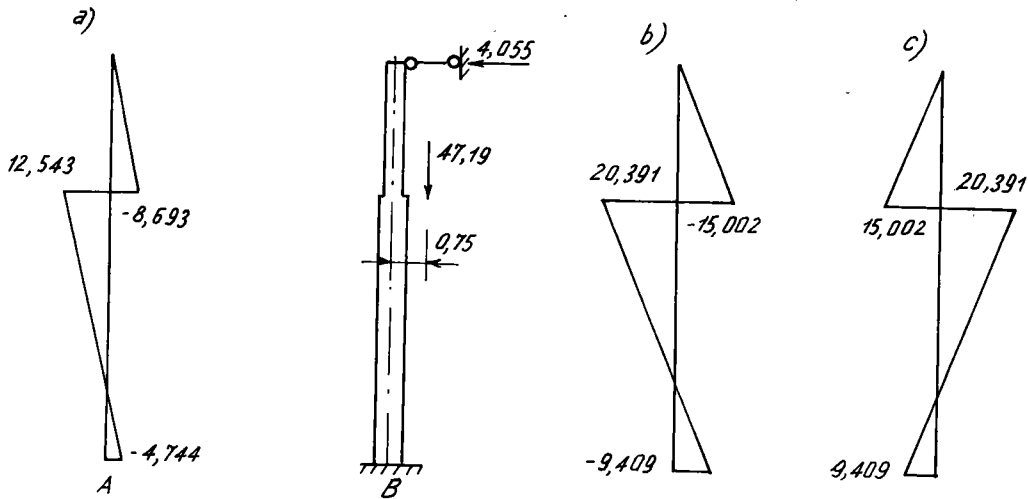
$$M_{III} = 1,491 \times 8,412 = 12,543 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,564 \times 8,412 = -4,744 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,270 \times 8,693 = -2,347 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.9



Hình 2.1.9. Sơ đồ tính và nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

a) khi $D_{\max}$ đặt ở cột trục A ; b) khi $D_{\max}$ đặt ở bên phải cột trục B; c) khi $D_{\max}$ đặt ở bên trái cột trục B.

b. Cột trục B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên vai cột phía bên trái và phía bên phải của cột.

Lực $D_{\max}$ gây ra mômen đối với phần cột dưới đặt ở vai cột

$$M = D_{\max} \times e_d = 47,19 \times 0,75 = 35,393 \text{tm.}$$

Trường hợp $D_{\max}$ đặt ở bên phải

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 35,393 \times (1-0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1+0,052)} = 4,0545 \text{ t;}$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -4,0545 \times 3,7 = -15,002 \text{ t m;}$$

$$M_{III} = -4,0545 \times 3,7 + 35,393 = 20,391 \text{ t m;}$$

$$M_{IV} = -4,0545 \times 11,05 + 35,393 = -9,409 \text{ t m;}$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -4,0545 \text{ t.}$$

Trường hợp $D_{\max}$ đặt ở bên trái thì các giá trị mômen và lực cắt ở trên sẽ có dấu ngược lại.

Biểu đồ mômen của chúng cho trên hình 2.1.9 b, c.

7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Lực $T_{\max}$ đặt cách đỉnh cột một đoạn $y = 2,7$ m, có $y/H_t = 2,7/3,7 = 0,73$.

Với y xấp xỉ $0,7 H_t$ có thể dùng công thức lập sẵn để tính phản lực

$$R = \frac{T_{\max} (1 - t)}{1 + k}$$

a. Cột trục A

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,0893} = 0,93 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,93 \times 2,7 = 2,511 \text{ t m};$$

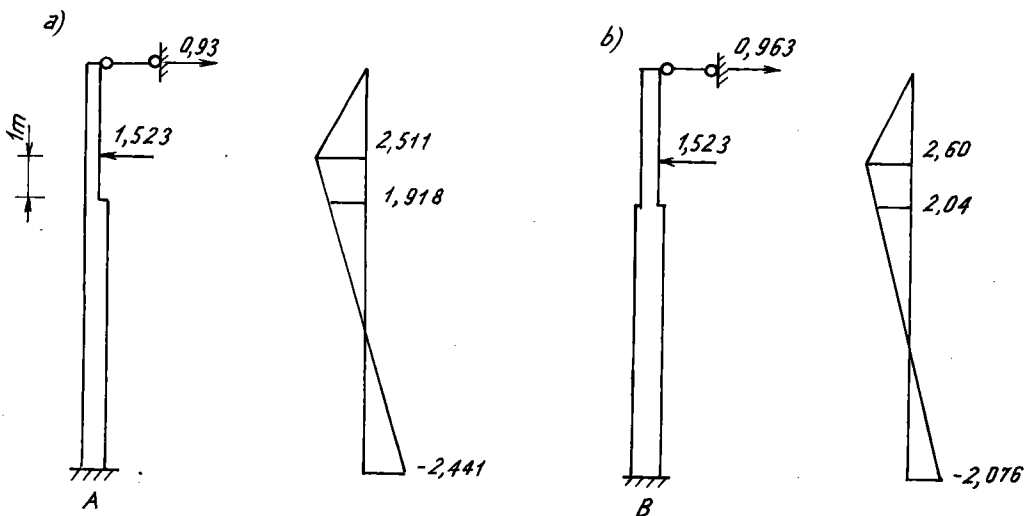
$$M_{II} = M_{III} = 0,93 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 1,918 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,93 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,441 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,93 - 1,523 = -0,593 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 a.



Hình 2.1.10. Sơ đồ tính và nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

a) khi $T_{\max}$ đặt ở cột trục A ; b) khi $T_{\max}$ đặt ở cột trục B.

b. Cột trục B

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,052} = 0,963 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,963 \times 2,7 = 2,60 \text{ t m};$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,963 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 2,04 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,963 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,076 \text{ t m};$$

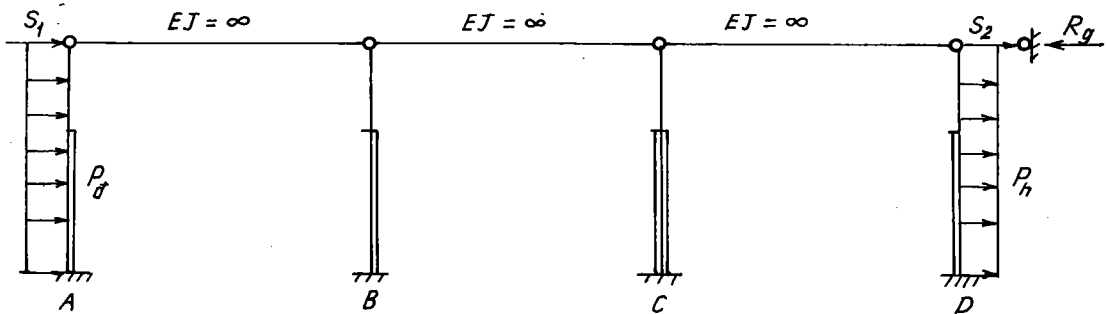
$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,963 - 1,523 = -0,56 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 b.

8. Nội lực do tải trọng gió

Với tải trọng gió phải tính với sơ đồ toàn khung có chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Giả thiết xà ngang cứng vô cùng và vì các đỉnh cột có cùng mức nên chúng có chuyển vị ngang như nhau. Ở đây dùng phương pháp chuyển vị để tính, hệ chỉ có một ẩn số Δ là chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Hệ cơ bản như trên hình 2.1.11.



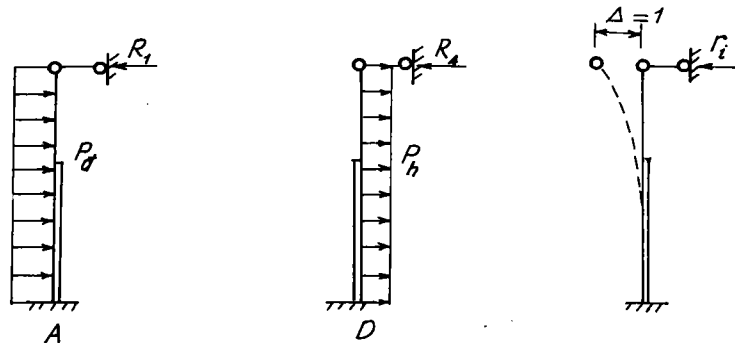
Hình 2.1.11. Hệ cơ bản khi tính khung với tải trọng gió

Phương trình chính tắc $r \times \Delta + R_g = 0$,

trong đó R_g - phản lực liên kết trong hệ cơ bản

$$R_g = R_1 + R_4 + S_1 + S_2.$$

Khi gió thổi từ trái sang phải thì R_1 và R_4 xác định theo sơ đồ hình 2.1.12



Hình 2.1.12. Sơ đồ xác định phản lực trong hệ cơ bản

$$R_1 = \frac{3p_d H (1 + k t)}{8 (1 + k)} = \frac{3 \times 0,547 \times 11,05 (1 + 0,0893 \times 0,335)}{8 (1 + 0,0893)} = 2,143 \text{ t};$$

$$R_4 = R_1 p'_h / p_d = 2,143 \times 0,41 / 0,547 = 1,606 \text{ t};$$

$$R_g = 2,143 + 1,606 + 3,125 + 3,45 = 10,324 \text{ t}.$$

Phản lực liên kết do các đỉnh cột chuyển dịch một đoạn $\Delta = 1$ được tính bằng

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4$$

$$r_1 = r_4 = \frac{3E J_d}{H^3(1+k)} = \frac{3E \times 720000}{11,05^3 \times (1+0,0893)} = 0,00147 E;$$

$$r_2 = r_3 = \frac{3E \times 1706600}{11,05^3 \times (1+0,052)} = 0,00361 E;$$

$$r = 2(r_1 + r_2) = 2(0,00147 + 0,00361) = 0,01016E;$$

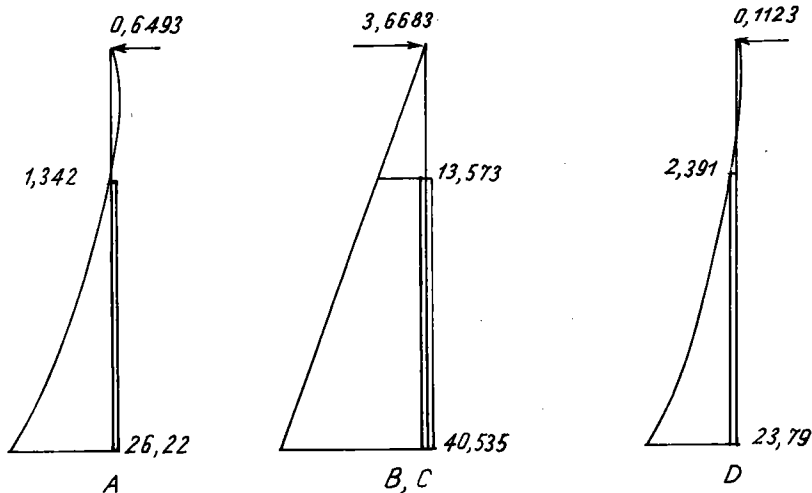
$$\Delta = -\frac{R_g}{r} = -\frac{10,324}{0,01016E} = -\frac{1016,14}{E}.$$

Phản lực tại các đỉnh cột trong hệ thực

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta = 2,143 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,6493 \text{ t};$$

$$R_D = R_4 + r_4 \Delta = 1,606 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,1123 \text{ t};$$

$$R_B = R_C = r_2 \Delta = -0,00361 \times 1016,14 = -3,6683 \text{ t}.$$



Hình 2.1.13. Biểu đồ nội lực do gió thổi từ trái sang phải

Nội lực ở các tiết diện của cột

Cột A

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,547 \times 3,7^2 - 0,6493 \times 3,7 = 1,342 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,547 \times 11,05^2 - 0,6493 \times 11,05 = 26,22 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,547 \times 11,05 - 0,6493 = 5,395 \text{ t.}$$

Cột D

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,41 \times 3,7^2 - 0,1123 \times 3,7 = 2,391 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,41 \times 11,05^2 - 0,1123 \times 11,05 = 23,79 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,41 \times 11,05 - 0,1123 = 4,4182 \text{ t.}$$

Cột B, C

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 3,6683 \times 3,7 = 13,573 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 3,6683 \times 11,05 = 40,535 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 3,6683.$$

Biểu đồ nội lực trường hợp gió thổi từ trái sang phải cho trên hình 2.1.13, trường hợp gió thổi từ phải sang trái thì biểu đồ nội lực được đổi ngược lại.

III. Tổ hợp nội lực

Nội lực trong các tiết diện cột được sắp xếp và tổ hợp lại trong bảng 2.1.2.

Trong bảng ngoài giá trị nội lực còn ghi rõ số thứ tự của cột mà nội lực được chọn để đưa vào tổ hợp. Tại các tiết diện I, II, III chỉ đưa vào tổ hợp các giá trị M và N . ở tiết diện IV còn đưa thêm lực cắt Q , cần dùng khi tính móng. Trong tổ hợp cơ bản 1 chỉ đưa vào một loại hoạt tải ngắn hạn, trong tổ hợp cơ bản 2 đưa vào ít nhất hai loại hoạt tải ngắn hạn với hệ số tổ hợp 0,9. Ngoài ra, theo điều 5.16 của TCVN 2737 - 1995, khi xét tác dụng của hai cầu trục (trong tổ hợp có cộng cột 7;8 hoặc 9;10) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,85, còn khi xét tác dụng của bốn cầu trục (trong tổ hợp có cộng cả cột 7;8 và 9;10) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,7.

IV. chọn vật liệu

- Mác bê tông 200 ($R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$; $R_k = 7,5 \text{ kG/cm}^2$; $E_b = 240 \times 10^3 \text{ kG/cm}^2$).
- Cốt thép dọc dùng thép nhóm C-II ($R_a = R'_a = 2600 \text{ kG/cm}^2$; $E_a = 210 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$).

Theo phụ lục VII với bê tông mác 200, thép nhóm C-II có các trị số $\alpha_0 = 0,62$; $= 0,428$.

Bảng 2.1.2. Bảng tổ hợp nội lực

Tên cột	Tiết diện	Nội lực	Tĩnh tải	Hoạt tải mái		Hoạt tải cấu trúc			Gió		Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2				
				Trái	Phải	$D_{\max}$ trái	$T_{\max}$ trái	$D_{\max}$ phải	$T_{\max}$ phải	Trái sang	Phải sang	$M_{\max}$ N_{tr}	$M_{\min}$ N_{tr}	$N_{\max}$ M_{tr}	$M_{\max}$ N_{tr}	$M_{\min}$ N_{tr}	$N_{\max}$ M_{tr}	
1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
A	I - I	M	-2,504		-0,35				0	0	0	0		4,6				
		N	50,08		7,02				0	0	0	0		-2,854				
	II - II	M	-0,025		0,141				-8,693	$\pm 1,918$	1,342	-2,391	4,11	4,9,10	4,6	4,6,11	4,9,10,12	4,6,9,10,12
		N	51,71		7,02				0	0	0	0	1,317	-9,044	0,116	1,310	-10,294	-9,025
	III-III	M	-2,507		-0,56				12,543	$\pm 1,918$	1,342	-2,391	4,9,10	4,12	4,9,10	4,6,11	4,6,12	4,6,9,10,11
		N	57,32		7,02				47,19	0	0	0	9,785	-4,898	9,785	9,764	-5,163	9,260
	IV-IV	M	2,416		0,416				-4,744	$\pm 2,441$	26,22	-23,79	4,11	4,12	4,9,10	4,6,11	4,9,10,12	4,6,9,10,11
		N	62,52		7,02				47,19	0	0	0	28,636	-21,374	-3,692	26,388	-24,492	24,627
B		Q	0,67		0,133				-2,347	$\pm 0,593$	5,395	-4,418	6,065	-3,748	-1,829	5,645	-5,555	4,303
	I - I	M	0,7725	-1,053	1,053		0	0	0	0	0	0	4,6		4,5,6			
		N	105,31	7,02	7,02		0	0	0	0	0	0	1,83		0,773			
													114,77		121,79			
	II - II	M	0,348	-0,474	0,474		15,002	$\pm 2,04$	-15,002	$\pm 2,04$	13,573	-13,573	4,7,8	4,9,10	4,5,6	4,6,7,8, 11	4,5,9,10, 12	4,5,6,7, 8,11
		N	107,75	7,02	7,02		0	0	0	0	0	0	14,834	-14,138	0,348	26,027	-25,331	25,601
	III-III	M	0,348	-0,474	0,474		-20,391	$\pm 2,04$	20,391	$\pm 2,04$	13,573	-13,573	107,75	107,75	121,79	114,068	114,068	120,39
		N	118,97	7,02	7,02		47,19	0	47,19	0	0	0	4,9,10	4,7,8	4,7,8,9, 10	4,6,9,10, 11	4,5,7,8, 9,10,11	4,5,6,7,8, 9,10,11
	IV-IV	M	-0,498	0,687	-0,687		9,409	$\pm 2,076$	-9,409	$\pm 2,076$	40,535	-40,535	19,414	-18,72	3,204	30,15	-29,45	15,13
		N	126,67	7,02	7,02		47,19	0	47,19	0	0	0	159,08	159,08	185,04	161,39	161,39	191,07
													4,11	4,12	4,7,8,9, 10	4,5,7,8, 11	4,6,9,10, 12	4,5,6,7,8, 9,10,12
													40,04	-41,03	-3,404	45,39	-46,38	-39,60
													126,67	126,67	192,74	169,09	169,09	198,77
													3,553	-3,783	-0,90	6,86	-7,09	-4,12

V. Tính tiết diện cột trục A

1. Phần cột trên

Chiều dài tính toán $l_0 = 2,5H_t = 2,5 \times 370 = 925$ cm. Kích thước tiết diện $b = 40$ cm, $h = 40$ cm. Giả thiết chọn $a = a' = 4$ cm, $h_0 = 40 - 4 = 36$ cm, $h_0 - a' = 36 - 4 = 32$ cm.

Độ mảnh $\lambda_b = l_0/h = 925 / 40 = 23,13 > 4$, cần xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra ba cặp nghi ngờ là nguy hiểm ghi ở bảng 2.1.3

Bảng 2.1.3. Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép phần cột trên

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-13	1,317	51,71	0,0255	0,0405	-0,025	51,71
2	II-17	-10,294	51,71	0,1991	0,2141	-0,025	51,71
3	II-18	-9,025	58,03	0,1555	0,1705	-0,025	51,71

Độ lệch tâm tính toán

$$e_o = M / N + e'_o .$$

với e'_o là độ lệch tâm ngẫu nhiên, lấy bằng 1,5 cm thỏa mãn điều kiện

$$e'_o \geq (h / 30, H_t / 600 \text{ và } 1 \text{ cm}).$$

Vì hai cặp nội lực trái dấu nhau có trị số mômen chênh lệch nhau quá lớn và trị số mômen dương lại rất bé nên ta không cần tính vòng. ở đây dùng cặp 2 để tính thép cả F_a và F_a' sau đó kiểm tra với cặp 1 và 3.

a. Tính với cặp 2

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết $\mu_t = 1,6\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t \times b \times h_0 \times (0,5 h - a)^2 = 0,016 \times 40 \times 36 (20 - 4)^2 = 5894 \text{ cm}^4 ;$$

$$J_b = b \times h^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213330 \text{ cm}^4 .$$

Với cặp 2 có $e_o / h = 21,41 / 40 = 0,5353$;

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}(0,5 h - a)}{M + N(0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71(0,5 \times 0,4 - 0,04)}{0,294 + 51,71(0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,447.$$

Hệ số xét đến độ lệch tâm

$$S = 0,11 / (0,1 + e_o / h) + 0,1 = 0,11 / (0,1 + 0,5353) + 0,1 = 0,273.$$

Lực dọc tới hạn

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left(\frac{S}{K_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) =$$

$$= \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,273}{1,447} \times 240.10^3 \times 213330 + 210.10^4 \times 5894 \right) = 164835,0 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710/164835} = 1,4571.$$

Trị số lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 40 - 0,62 \times 36) = 11,072 \text{ cm}.$$

Tính cốt thép không đối xứng

$$\eta e_o = 1,4571 \times 21,41 = 31,1965 \text{ cm} > e_{ogh}.$$

tính theo trường hợp lệch tâm lớn

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 31,1965 + 20 - 4 = 47,1965 \text{ cm}.$$

Tính F'_a theo công thức 1.4.8 với $A_o = 0,428$

$$F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{51710 \times 47,1965 - 0,428 \times 90 \times 40 \times 36^2}{2600 \times (36 - 4)} = 5,33 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra $\mu' = F'_a / (b h_o) = 5,33 / (40 \times 36) = 0,0037 \rightarrow 0,37\%$, với độ mảnh $\lambda_h = 23,13$ có $\mu_{min} = 0,2\%$, đảm bảo $\mu' > \mu_{min}$, đồng thời $F'_a = 5,33 > 4,02 \text{ cm}^2$ (diện tích của 2Ø16) nên dùng $F'_a = 5,33 \text{ cm}^2$ để tính F_a theo công thức (1.4.9) với $\alpha = \alpha_o$

$$F_a = \frac{\alpha_o R_n b h_o - N}{R_a} + \frac{R'_a}{R_a} \times F'_a$$

$$= \frac{0,62 \times 90 \times 40 \times 36 - 51710}{2600} + 5,33 = 16,346 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra $\mu_t = (F_a + F'_a) / (b h_o) = (16,346 + 5,33) / (40 \times 36) = 0,0151 \rightarrow 1,51\%$ so với trị số đã giả thiết là 1,6% là xấp xỉ nhau, có thể không cần tính lại. Chọn cốt thép $F_a: 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2)$; $F'_a: 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2)$.

b. Kiểm tra với cặp 1

Vì cặp 1 có mômen trái dấu với cặp 2 là cặp tính thép nên với cặp 1 có

$$F_a: 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2); F'_a: 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2).$$

Để tính toán uốn dọc ta tính lại J_a với tổng

$$(F_a + F'_a) = 6,03 + 17,42 = 23,45 \text{ cm}^2.$$

$$J_a = (F_a + F'_a) (0,5 h - a)^2 = 23,45 \times (20 - 4)^2 = 6003,2 \text{ cm}^4.$$

Tính K_{dh} theo công thức (1.4.6), trong đó M_{dh} ngược chiều với M nên lấy dấu âm

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = \\ &= 1 + \frac{-0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{1,317 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,86. \end{aligned}$$

Tính S với $e_o / h = 4,05 / 40 = 0,1013 > 0,05$

$$S = 0,11 / (0,1 + 0,1013) + 0,1 = 0,646 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,646}{1,86} \times 240.10^3 \times 213330 + 210.10^4 \times 6003,2 \right) = 227300 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710 / 227300} = 1,294 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,294 \times 4,05 + 20 - 4 = 21,241 \text{ cm}.$$

Xác định x theo công thức :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{51710 + 2600 \times (6,03 - 17,42)}{90 \times 40} = 6,318 \text{ cm}.$$

$x < 2a' = 8 \text{ cm}$ nên kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.23)

$$N e' \leq R_a F_a (h_o - a') ;$$

$e' = e - h_o + a' = 21,241 - 36 + 4 = -10,759 \text{ cm}$. Vì $e' < 0$ nên điều kiện trên được thỏa mãn.

c. Kiểm tra với cặp 3.

Vì cặp 3 có mômen cùng chiều với cặp 2 đã tính thép nên đối với cặp 3 có

$F_a : 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2)$; $F'_a : 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2)$ và

$J_a = 6003,2 \text{ cm}^4$ như đã tính cho cặp 1.

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{9,025 + 58,03 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,506$$

Tính S với $e_o / h = 17,05 / 40 = 0,426 > 0,05$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,426)} + 0,1 = 0,309.$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,309}{1,506} \times 240 \cdot 10^3 \times 213330 + 210 \cdot 10^4 \times 6003,2 \right) = 172874 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{th}} = \frac{1}{1 - 58030 / 172874} = 1,5053;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,5053 \times 17,05 + 20 - 4 = 41,6654 \text{ cm}.$$

Xác định α theo công thức

$$\alpha = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b h_o} = \frac{58030 + 2600 \times (17,42 - 6,03)}{90 \times 40 \times 36} = 0,676.$$

Vì $\alpha = 0,676 > \alpha_o = 0,62$ nên kiểm tra theo công thức của lệch tâm bé.

$$\eta e_o = 1,5053 \times 17,05 = 25,665 \text{ cm} > e_{ogh} = 11,072 \text{ cm}$$

nên ta lấy $x = \alpha_o h_o = 0,62 \times 36 = 22,32 \text{ cm}$ và kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.22)

$$N e \leq R_n b \times (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a').$$

Vế trái $Ne = 58030 \times 41,6654 = 2417843 \text{ kG cm}.$

Vế phải $R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') =$
 $= 90 \times 40 \times 22,32 \times (36 - 0,5 \times 22,32) + 2600 \times 6,03(36 - 4) = 2497640 \text{ kGcm}.$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 3.

d. Kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn

Vì tiết diện cột vuông, độ mảnh theo phương ngoài mặt phẳng uốn không lớn hơn độ mảnh theo phương trong mặt phẳng uốn và khi tính kiểm tra đã dùng cặp nội lực 3 là cặp có N_{max} nên không cần kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Kiểm tra về bố trí cốt thép. Chọn lớp bảo vệ dày 2,5 cm, có thể tính gần đúng $a = 2,5 + 0,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ cm}$, trị số h_o theo cấu tạo $40 - 3,75 = 36,25 \text{ cm}$ lớn hơn trị số đã dùng để tính toán là 36 cm, như vậy thiên về an toàn.

Khoảng cách giữa các cốt thép ở phía dặt $2\emptyset 25 + 2\emptyset 22$ là $(40 - 2,5 \times 2 - 2,5 \times 2 - 2,2 \times 2) / 3 = 8,53 \text{ cm}$, thỏa mãn các quy định về cấu tạo.

2. Phân cột dưới

Chiều dài tính toán lấy theo bảng 3 có $l_o = 1,5H_d = 1,5 \times 7,35 = 11,025 \text{ m}$, kích thước tiết diện $b = 40 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$. Giả thiết chọn $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_o = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$, $h_o - a' = 56 - 4 = 52 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_n = l_o / h = 1102,5 / 60 = 18,375 > 4$, cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Để tính cốt thép cho phần cột dưới ta chọn trong bảng tổ hợp ở tiết diện III và IV những cặp nội lực nguy hiểm và xếp vào bảng 2.1.4.

Bảng 2.1.4. Nội lực nguy hiểm ở phần dưới cột trục A

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-13	28,636	62,52	0,458	0,478	2,416	62,52
2	II-17	-24,492	98,621	0,248	0,268	2,416	62,52
3	II-18	24,627	104,94	0,235	0,255	2,416	62,52

Trong đó độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o lấy bằng 2 cm, thỏa mãn điều kiện lớn hơn $H_d / 600 = 1,23$ cm và $h / 30 = 2$ cm.

Dùng cặp 2 và 3 để tính vòng, sau đó kiểm tra với các cặp còn lại.

Vòng 1

Tính với cặp 3. Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết $\mu_t = 1,3\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,013 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19685 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4.$$

Với cặp 3 có $e_o / h = 25,5 / 60 = 0,425$,

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,627 + 104,94 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,36$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,425)} + 0,1 = 0,31;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,31}{1,36} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 19685 \right) = 425050 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 104940 / 425050} = 1,328;$$

$$\eta e_o = 1,328 \times 25,5 = 33,86 \text{ cm.}$$

Trị số độ lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 60 - 0,62 \times 56) = 16,11 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 33,86 + 30 - 4 = 59,86 \text{ cm.}$$

Ở vòng 1 tính thép với cặp 3 theo công thức tính thép đối xứng, với $R_a = R'_a$

$$x = N / R_n b = 104940 / 90 \times 40 = 29,15 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 29,15 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{104940 (59,86 - 56 + 0,5 \times 29,15)}{2600 \times 52} = 14,31 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,31 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{\min} = 0,002.$$

Tính với cặp 2. Dựa vào kết quả đã tính ở trên có $\mu_t = 0,0128$.

$$J_a = 0,0128 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19382 \text{ cm}^4, \quad e_o / h = 26,8 / 60 = 0,447.$$

Vì chiều của M_{dh} ngược với chiều của M nên khi tính K_{dh} trị số của nó lấy dấu âm

$$K_{dh} = 1 + \frac{-2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,492 + 98,621 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,276;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,447)} + 0,1 = 0,301;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,301}{1,276} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 19382 \right) = 428940 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 98621 / 428940} = 1,3;$$

$\eta e_o = 1,3 \times 26,8 = 34,84 \text{ cm} > e_{ogh} = 16,11 \text{ cm}$, tính theo lệch tâm lớn

$$e = 34,84 + 30 - 4 = 60,84 \text{ cm}.$$

Coi F'_a của cặp 2 đã biết ($14,31 \text{ cm}^2$), dùng bài toán biết F'_a để tính F_a

$$A = \frac{N e - R'_a F'_a (h_o - a')}{R_n b h_o^2} = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 14,31 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,36.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,47 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{\alpha R_n b h_o - N}{R_a} + F'_a = \frac{0,47 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 14,31 = 12,82 \text{ cm}^2.$$

Vòng 2

Tính với cặp 3. Dùng kết quả đã tính F_a của cặp 2 ở vòng 1 làm F'_a cho cặp này, tính F_a theo bài toán đã biết $F'_a = 12,82 \text{ cm}^2$.

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 12,82 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,403.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,56 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,56 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 12,82 = 15,88 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 15,88 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 15,88 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,34.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,435 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,435 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 15,88 = 11,68 \text{ cm}^2.$$

Vòng 3

Tính với cặp 3, với $F'_a = 11,68 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 11,68 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,417.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,59 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,59 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 11,68 = 17,07 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 17,07 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 17,07 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,327.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,41 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,41 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 17,07 = 10,93 \text{ cm}^2.$$

Vòng 4

Tính với cặp 3, với $F'_a = 10,93 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 10,93 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,426.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,615 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,615 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 10,93 = 18,25 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với $F'_a = 18,25 \text{ cm}^2$ đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 18,25 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,313.$$

Tra bảng có $\alpha = 0,39 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$, tính F_a theo công thức

$$F_a = \frac{0,39 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 18,25 = 10,56 \text{ cm}^2.$$

So hai vòng cuối thấy rằng kết quả tính đã hội tụ có thể bố trí cốt thép phía trái với $F_a = 18,25 \text{ cm}^2$, phía phải $10,56 \text{ cm}^2$, chọn thép :

Phía trái : $4\text{Ø}25$, $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$

Phía phải : $3\text{Ø}22$, $F_a = 11,4 \text{ cm}^2$.

Kiểm tra $\mu_t = (19,64 + 11,4) / 40 \times 56 = 0,0139$ xấp xỉ với giá trị μ_t giả thiết.

Kiểm tra với cặp 1. Cặp 1 có $M = 28,636 \text{ tm}$; $N = 62,52 \text{ t}$; $e_0 = 0,478 \text{ m}$, cùng chiều mômen với cặp 3 nên $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$; $F'_a = 11,4 \text{ cm}^2$.

$$J_a = (19,64 + 11,4)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 20983 \text{ cm}^4, e_0 / h = 47,8 / 60 = 0,8 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{28,636 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,416 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,8)} + 0,1 = 0,222$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,222}{1,416} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 20983 \right) = 374656 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 62520 / 374656} = 1,20 ;$$

$$e = 57,36 + 30 - 4 = 83,36 \text{ cm}.$$

Để kiểm tra trước hết tính x

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{62520 + (19,64 - 11,4) 2600}{90 \times 40} = 23,32 \text{ cm} ;$$

$x = 23,32 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

$$\text{Vế trái } N e = 62520 \times 83,36 = 5211700 \text{ kG cm,}$$

$$\begin{aligned} \text{Vế phải : } R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') &= \\ = 90 \times 40 \times 23,32 (56 - 0,5 \times 23,32) + 2600 \times 11,4 \times (56 - 4) &= 5263712 \text{ kGcm.} \end{aligned}$$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 1.

Khi phần cột dưới không dài và nội lực ở tiết diện III-III cũng khá lớn thì có thể đặt cốt thép đều cho cả đoạn cột dưới. Ngược lại, như ở ví dụ này thì phần cột dưới khá dài và nội lực ở tiết diện III-III là khá bé so với các cặp nội lực đã tính toán nên để tiết kiệm thép ta chỉ kéo dài bốn thanh ở góc cho hết cả đoạn cột, còn các thanh khác thì chỉ dài 5 m từ chân cột và cắt ở quãng giữa cột.

Với cốt thép còn lại ở phần trên tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-18 để kiểm tra. $M = 9,26 \text{ tm}$; $N = 99,739 \text{ t}$; $M_{dh} = -2,507 \text{ tm}$; $N_{dh} = 57,32 \text{ t}$, với cặp này có $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$ (2Ø25) ; $F'_a = 7,6 \text{ cm}^2$ (2Ø22).

$$e_{o1} = M / N = 9,26 / 99,739 = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm} ;$$

$$e_o = e_{o1} + e'_o = 9,3 + 2 = 11,2 \text{ cm} ; e_o / h = 11,2 / 60 = 0,187 ;$$

$$J_a = (9,82 + 7,6)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 11776 \text{ cm}^4$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{-2,507 + 57,32 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{9,26 + 99,739 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,35 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,187)} + 0,1 = 0,483 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,483}{1,35} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 11776 \right) = 455730 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 99739 / 455730} = 1,28 ;$$

$$\eta e_o = 1,28 \times 11,2 = 14,336 \text{ cm} ;$$

$$e = 14,336 + 30 - 4 = 40,336 \text{ cm.}$$

Để kiểm tra trước hết tính x

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{99739 + (9,82 - 7,6) 2600}{90 \times 40} = 29,31 \text{ cm} ;$$

$x = 29,31 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

Vế trái $N e = 99739 \times 40,336 = 4023072 \text{ kG cm.}$

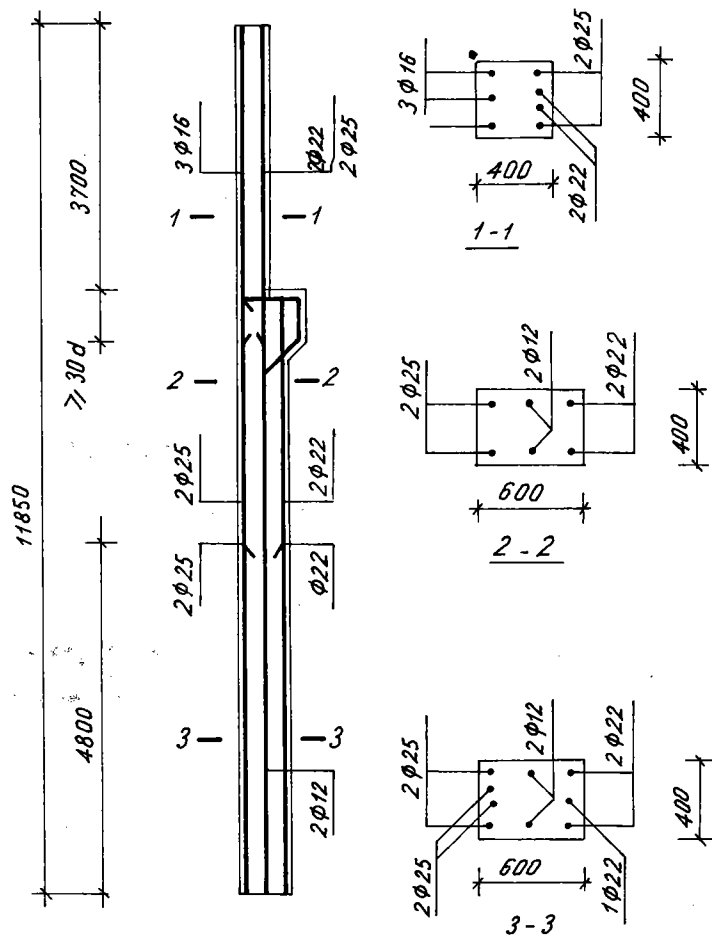
Vế phải $R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') =$
 $= 90 \times 40 \times 29,31 (56 - 0,5 \times 29,31) + 2600 \times 7,6 \times (56 - 4) = 5390080 \text{ kGcm.}$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp III-18.

Cốt dọc cấu tạo : ở phần cột dưới có $h > 50 \text{ cm}$ nên ở giữa cạnh đó cần có cốt dọc cấu tạo, khoảng cách giữa các cốt dọc theo phương cạnh h là :

$S_d = (h_o - a')/2 = (56 - 4)/2 = 26 \text{ cm}$, thỏa mãn $S_d < 40 \text{ cm}$. Diện tích tiết diện thanh cấu tạo không bé hơn $0,0005 b S_d = 0,0005 \times 40 \times 26 = 0,52 \text{ cm}^2$.

Dùng thép $\varnothing 12$, $F_a = 1,13 \text{ cm}^2$. Bố trí cốt thép dọc như hình 2.1.14



Hình 2.1.14. Sơ đồ bố trí cốt thép dọc trong cột trục A

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Chiều dài tính toán $l_o = 1,2 H_d = 1,2 \times 7,35 = 8,82 \text{ m.}$

Độ mảnh $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$. Hệ số uốn dọc φ tra bảng phụ lục XI được $\varphi = 0,7$.

Tính toán kiểm tra theo cấu kiện chịu nén đúng tâm, $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$,

$F_{at} = 9,82 + 7,6 = 17,42 \text{ cm}^2$ (ở phần đã cắt bớt cốt dọc và không kể cốt dọc cấu tạo vì khoảng cách cốt đai lớn hơn 15 lần đường kính của nó)

$$\mu_t = 17,42 / 2400 = 0,007 < 0,03.$$

Điều kiện kiểm tra : $N \leq \varphi (R_n F_b + R'_a F_{at})$

N : chọn theo $N_{\max}$, lấy ở cặp nội lực III-18, $N = 99,739 \text{ t}$.

$$\varphi(R_n F_b + R'_a F_{at}) = 0,7(90 \times 2400 + 2600 \times 17,42) = 182904 \text{ kG} = 182,904 \text{ t}.$$

Vậy cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

VI. Tính toán cột trục A theo các điều kiện khác

a. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới, lực cắt lớn nhất xác định được từ bảng tổ hợp $Q_{\max} = 5,645 \text{ t}$

$$K_1 R_k b h_o = 0,6 \times 7,5 \times 40 \times 56 = 10080 \text{ kG} = 10,08 \text{ t}, \text{ thỏa mãn điều kiện}$$

$Q < K_1 R_k b h_o$. Bê tông đủ khả năng chịu cắt. Cốt đai đặt theo cấu tạo :

- Đường kính $\varnothing 8$, đảm bảo lớn hơn 0,25 đường kính cốt dọc lớn nhất : $\varnothing 25$;

- Khoảng cách các cốt đai chọn là 30 cm, đảm bảo không lớn hơn 15 lần đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất $\varnothing 22$.

b. Kiểm tra về nén cục bộ

Đỉnh cột chịu lực nén do mái truyền xuống

$$N = G_m + P_m = 50,08 + 7,02 = 57,1 \text{ t}.$$

Bề rộng dàn mái kê lên cột 24 cm, bề dài tính toán của đoạn kê 26 cm. Diện tích trực tiếp chịu nén cục bộ $F_{cb} = 24 \times 26 = 624 \text{ cm}^2$, diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua F_{cb} tính được $F_t = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$, hình 2.1.15

Hệ số tăng cường độ được xác định

$$m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2, \text{ với } \xi_{cb} = 0,75, \text{ có}$$

$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,24 \times 90 \times 624 = 52200 \text{ kG} < N$, không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.

Gia cố đầu cột bằng lưới thép ngang. Dùng lưới ô vuông, kích thước ô lưới $6 \times 6 \text{ cm}$, dùng thép C-I $\varnothing 6$ với diện tích $0,283 \text{ cm}^2$. Chiều dài của thanh lưới $l = 38 \text{ cm}$, số thanh theo mỗi phương $n_1 = n_2 = 7$. Khoảng cách các lưới $S_1 = 12 \text{ cm}$,

khoảng đặt lưới là $3 \times 12 + 2 = 38$ cm, đảm bảo khoảng đặt lưới không dưới đoạn quy định đối với thép có cỡ là $15d = 15 \times 2,5 = 37,5$ cm.

Diện tích tiết diện bê tông được bao bên trong lưới

$$F_l = 36 \times 36 = 1296 \text{ cm}^2 > F_t = 1200 \text{ cm}^2,$$

Tỉ số cốt thép của lưới tính theo công thức

$$\mu_l = (n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2) / F_l S_l = (2 \times 7 \times 0,283 \times 38) / 1296 \times 12 = 0,0097;$$

$$\alpha_c = \mu_l R_{al} / R_n = 0,0097 \times 2600 / 90 = 0,28;$$

$$k_1 = (5 + \alpha_c) / (1 + 4,5 \alpha_c) = (5 + 0,28) / (1 + 4,5 \times 0,28) = 2,34;$$

tính γ_1 với F_l không quá F_t

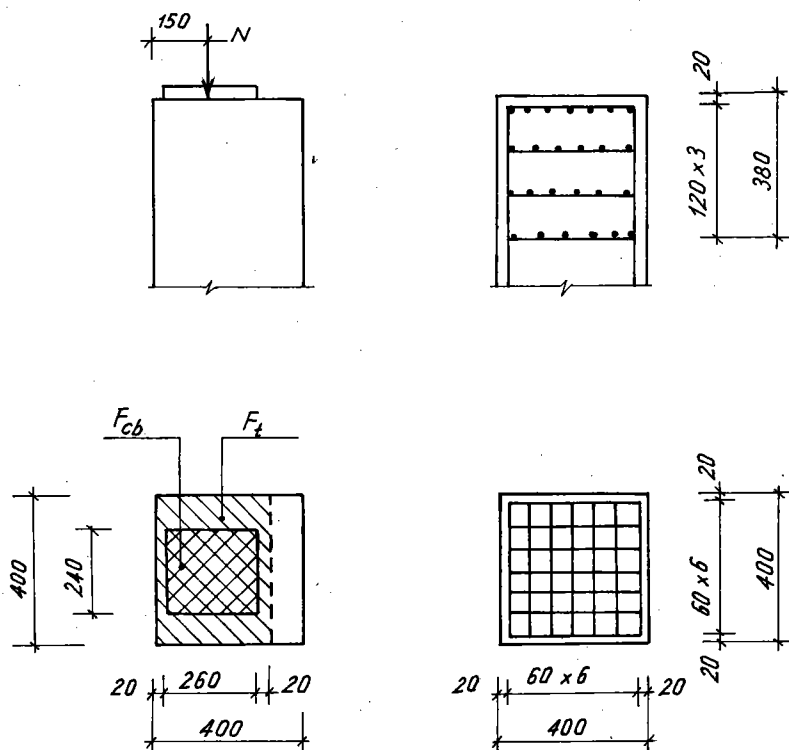
$$\gamma_1 = 4,5 - 3,5 \times (F_{cb} / F_l) = 4,5 - 3,5 \times (624 / 1200) = 2,68.$$

Kiểm tra khả năng chịu lực theo công thức

$$N \leq (m_{cb} R_n + k_1 \mu_l R_{al} \gamma_1) F_{cb} =$$

$$= (1,24 \times 90 + 2,34 \times 0,0097 \times 2600 \times 2,68) 624 = 168300 \text{ kG} = 168,3 \text{ t},$$

với $N = 57,1 < 168,3$ nên đảm bảo khả năng chịu lực cục bộ. Trên hình 2.1.15 là sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và cách gia cố lưới thép ở đầu cột.



Hình 2.1.15. Sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và gia cố lưới thép đầu cột

c. Tính toán vai cột

Kích thước và sơ đồ tính cốt thép trong vai thể hiện trên hình 2.1.16

Chiều cao làm việc $h_o = 96$ cm, bề dài vai $L_v = 40$ cm, có $L_v < 0,9 h_o = 86,4$ cm nên vai cột thuộc kiểu côngxon ngắn.

Lực tác dụng lên vai

$$P = D_{\max} + G_d = 47,19 + 5,61 = 52,8 \text{ t.}$$

Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27):

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_o = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 96 = 72000 \text{ kG} = 72,0 \text{ t},$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình, $K_v = 1$. Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới $a_v = 75 - 60 = 15$ cm,

$$\begin{aligned} P &= 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_o^2 / a_v = \\ &= 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 96^2 / 15 = \\ &= 221000 \text{ kG} = 221 \text{ t} \end{aligned}$$

nên điều kiện (1.4.27) được thỏa mãn.

Tính cốt dọc

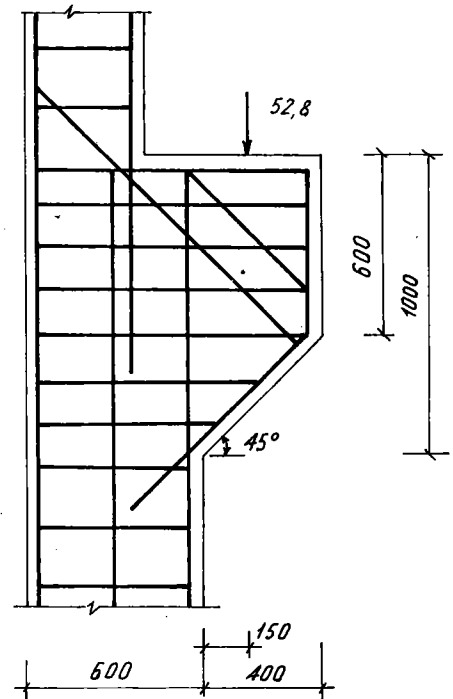
Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1 :

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,15 = 7,92 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25% :

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 7,92 = 9,9 \text{ tm.}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{990000}{90 \times 40 \times 96^2} = 0,0298 ;$$



Hình 2.1.16. Sơ đồ tính vai cột biên

tra bảng có $\gamma = 0,985$

$$F_a = M / R_a \gamma h_o = 990000 / 2600 \times 0,985 \times 96 = 4,03 \text{ cm}^2,$$

chọn $2\varnothing 18$, $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$

Tính cốt đai và cốt xiên

$$\text{Vì } P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_o = 7,5 \times 40 \times 96 = 28800 \text{ kG} = 28,8 \text{ t}$$

và $h = 100 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 15 = 37,5 \text{ cm}$ nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn $\varnothing 8$, khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá $h / 4 = 25 \text{ cm}$.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 101 \text{ cm}$) không bé hơn

$0,002 b h_0 = 0,002 \times 40 \times 96 = 7,68 \text{ cm}^2$, chọn $2\varnothing 18 + 1\varnothing 20$ đặt thành hai lớp.
Đường kính cốt xiên thỏa mãn bé hơn 25 mm và $L_x / 15 = 67 \text{ mm}$.

Tính kiểm tra ép mặt lên vai

Dầm cầu trực lắp ghép, lực nén lớn nhất từ một dầm truyền vào vai là : $N = 0,5 G_d + D_{\max 1}$

Giá trị $D_{\max 1}$ do $P_{\max}$ gây ra nhưng chỉ tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ở hình 2.1.2, tính được :

$$D_{\max 1} = P_{\max} (y_1 + y_3) = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,683) = 40,73 \text{ t};$$

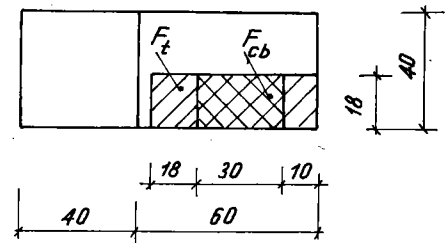
$$N = 0,5 \times 5,61 + 40,73 = 43,54 \text{ t}.$$

Bề rộng dầm cầu trực ở trong đoạn gối được mở rộng ra 30 cm, đoạn dầm gối lên vai 18 cm, $F_{cb} = 30 \times 18 = 540 \text{ cm}^2$.
Diện tích tính toán khi nén cục bộ là F_t lấy theo hình 2.1.17

$$F_t = 58 \times 18 = 1044 \text{ cm}^2$$

hệ số tăng cường độ

$$m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1044}{540}} = 1,246$$



Hình 2.1.17. Sơ đồ tính toán ép mặt lên vai cột

Với $\xi_{cb} = 0,75$ thì khả năng chịu ép cục bộ của vai là :

$$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,246 \times 90 \times 540 = 45420 \text{ kG} = 45,42 \text{ t}.$$

Vì $N = 43,54 \text{ t} < 45,42 \text{ t}$ nên thỏa mãn điều kiện chịu ép cục bộ.

d. Kiểm tra cột khi chuyên chở, cầu lắp

Lúc này cột bị uốn, tải trọng lấy bằng trọng lượng bản thân nhân với hệ số động lực 1,5

$$\text{đoạn dưới} \quad g_1 = 1,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 2,5 = 0,9 \text{ t/m};$$

$$\text{đoạn trên} \quad g_2 = 1,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 2,5 = 0,6 \text{ t/m}.$$

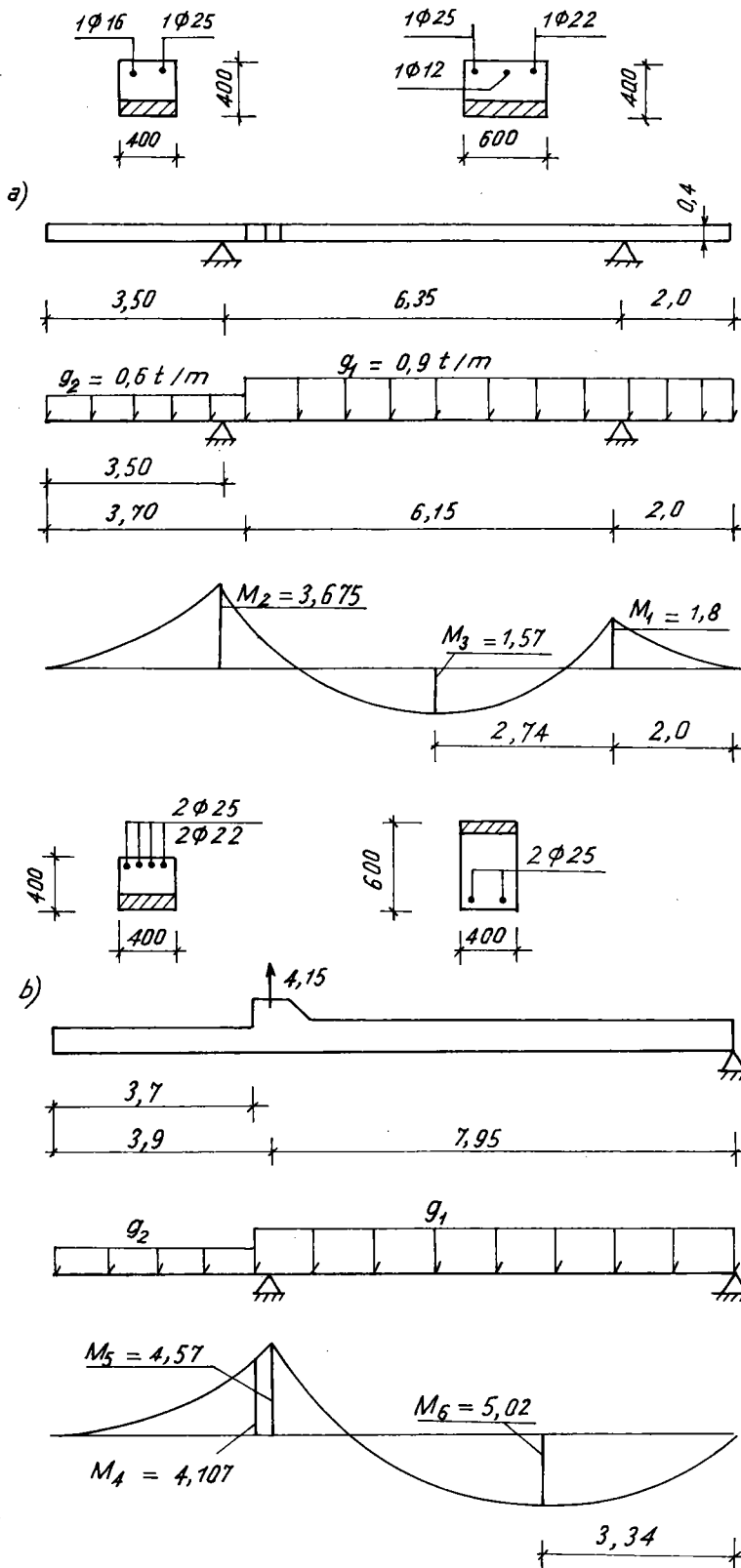
Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc chọn ra hai sơ đồ tính ở hình 2.1.18 :

- Khi chuyên chở và bốc xếp (h.2.1.18a). Cột được đặt nằm theo phương ngang, các điểm kê hoặc treo buộc cách mút dưới một đoạn $a_1 = 2,0 \text{ m}$; cách mút trên một đoạn $a_2 = 3,5 \text{ m}$. Mômen âm tại gối

$$M_1 = 0,5 \times 0,9 \times 2^2 = 1,8 \text{ tm};$$

$$M_2 = 0,5 \times 0,6 \times 3,5^2 = 3,675 \text{ tm};$$

mômen dương lớn nhất ở đoạn giữa phần cột dưới tìm được tại tiết diện cách gối 2,74 m, tại đó $M_3 = 1,57 \text{ tm}$.



Hình 2.1.18. Sơ đồ tính toán cột khi vận chuyển (a) và cầu lắp (b)

Qua so sánh mômen và tiết diện, chỉ cần kiểm tra với M_2 cho phần cột trên là đủ.

Kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang, $h = 40$ cm, $h_o = 36$ cm, cốt thép đưa vào tính toán chỉ lấy hai cốt ở ngoài : $1\varnothing 25 + 1\varnothing 16$, $F_a = 6,92$ cm².

Kiểm tra theo công thức

$$M_{td} = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \times 6,92 \times (36 - 4) = 575744 \text{ kG cm} = 5,76 \text{ tm}.$$

Vì $M_{td} = 5,76 \text{ tm} > M_2 = 3,675 \text{ tm}$ nên cột đủ khả năng chịu lực.

- Khi cầu lắp (h.2.1.18). Lật cột nằm theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cột, cách mút trên 3,9 m. Chân cột tì lên đất.

Mômen lớn nhất ở phần cột trên, chỗ tiếp giáp với vai cột

$$M_4 = 0,5 \times 0,6 \times 3,7^2 = 4,107 \text{ tm}.$$

Tiết diện cột với $F_a = 17,42$ cm² ($2 \varnothing 25 + 2 \varnothing 22$), tính được

$M_{td} = 2600 \times 17,42 \times 32 = 1449300 \text{ kG cm} = 14,5 \text{ tm}$, vậy cột đủ khả năng chịu lực.

Ở phần cột dưới mômen lớn nhất tìm được cách chân cột một đoạn 3,34 m. $M_6 = 5,02 \text{ tm}$. Tiết diện có $h = 60$ cm, $h_o = 56$ cm, thép lấy an toàn là $2\varnothing 25$, $F_a = 9,8$ cm² (bỏ qua sự chịu lực của $2\varnothing 25$ bị cắt ngắn), tính được

$M_{td} = 2600 \times 9,8 \times 52 = 1325000 \text{ kG cm} = 13,25 \text{ tm} > M_6 = 5,02 \text{ tm}$, như vậy cột đủ khả năng chịu lực.

VII. tính toán tiết diện cột trục b

Cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng và nội lực theo hai chiều tương ứng xấp xỉ nhau nên đặt cốt thép đối xứng là thuận tiện và hợp lý nhất.

1. Phần cột trên

Chiều dài tính toán $l_o = 2,5 H_t = 2,5 \times 370 = 925$ cm. Kích thước tiết diện $b = 40$ cm, $h = 60$ cm. Giả thiết $a = a' = 4$ cm, $h_o = h - a = 60 - 4 = 56$ cm, $h_o - a' = 56 - 4 = 52$ cm.

Độ mảnh $\lambda_b = 925 / 60 = 15,42 > 4$ nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.5.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o lấy bằng 2 cm, không bé hơn $h / 30 = 2$ cm và $H_t / 600 = 0,62$ cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ $\mu_t = 1,2\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,012 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 18171 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4.$$

Bảng 2.1.5. Nội lực nguy hiểm phần cột trên cột trực B

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-16	26,027	114,068	0,228	0,248	0,348	107,75
2	II-18	25,601	120,39	0,213	0,233	0,348	107,75

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 24,8 / 60 = 0,413 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{26,027 + 114,068 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,51$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,413)} + 0,1 = 0,314 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,314}{1,51} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 554200 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 114068 / 554200} = 1,26 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,26 \times 24,8 + 30 - 4 = 57,25 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{114068}{90 \times 40} = 31,69 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 31,69 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{114068 (57,25 - 56 + 0,5 \times 31,69)}{2600 \times 52} = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,42 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{min} = 0,002.$$

$$\mu_t = 2\mu = 2 \times 0,0064 = 0,0128 \text{ xấp xỉ với giá trị } \mu_t \text{ đã giả thiết.}$$

Dự kiến chọn cốt thép mỗi bên $4\varnothing 22$, $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$.

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,3 / 60 = 0,39,$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{25,601 + 120,39 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,50$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,39)} + 0,1 = 0,324 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left(\frac{0,324}{1,50} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 564600 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 120390 / 564600} = 1,271 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,271 \times 23,3 + 30 - 4 = 55,61 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{120390}{90 \times 40} = 33,44 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 33,44 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{120390 (55,61 - 56 + 0,5 \times 33,44)}{2600 \times 52} = 14,52 \text{ cm}^2$$

Kết quả xấp xỉ với cặp 1, dùng thép $4\varnothing 22$, $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$ là đủ yêu cầu chịu lực.

2. Phần cột dưới

Chiều dài tính toán $l_o = 1,5 H_d = 1,5 \times 735 = 1102,5 \text{ cm}$. Kích thước tiết diện

$b = 40 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$. Giả thiết $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_o = h - a = 80 - 4 = 76 \text{ cm}$, $h_o - a' = 76 - 4 = 72 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_h = 1102,5 / 80 = 13,8 > 4$ nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.6

Bảng 2.1.6. Nội lực nguy hiểm phần cột dưới cột trục B

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (tm)	N (t)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (tm)	N_{dh} (t)
1	II-17	-46,38	169,09	0,274	0,304	-0,498	126,67
2	II-18	-39,60	198,77	0,200	0,230	-0,498	126,67
3	II-14	-41,03	126,67	0,324	0,354	-0,498	126,67

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e'_o lấy bằng 3 cm, không bé hơn $h / 30 = 2,7$ cm và $H_d / 600 = 1,23$ cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ $\mu_t = 1,4\%$, tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép J_a

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,014 \times 40 \times 76 (40 - 4)^2 = 55160 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 80^3 / 12 = 1707000 \text{ cm}^4.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 30,4 / 80 = 0,38;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{46,38 + 169,09 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,43;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,38)} + 0,1 = 0,33;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,33}{1,43} 240.10^3 \times 1707.10^3 + 210.10^4 \times 55160 \right) = 1107700 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 169090 / 1107700} = 1,18;$$

$$\eta e_o = 1,18 \times 30,4 = 35,87 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,18 \times 30,4 + 40 - 4 = 71,87 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{169090}{90 \times 40} = 46,97 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 46,97 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12$ cm nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{169090 (71,87 - 76 + 0,5 \times 46,97)}{2600 \times 72} = 17,48 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = \mu' = 17,48 / 40 \times 76 = 0,0058 > \mu_{min} = 0,002.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,0 / 80 = 0,29;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{39,6 + 198,77 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,415;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,29)} + 0,1 = 0,382 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,382}{1,415} 240.10^3 \times 1707.10^3 + 210.10^4 \times 55160 \right) = 1192000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 198770 / 1192000} = 1,20 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,2 \times 23,3 + 40 - 4 = 63,6 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{198770}{90 \times 40} = 55,2 \text{ cm} ;$$

$$x = 55,2 > \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm} ;$$

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 80 - 47,12) = 21,2 \text{ cm} ;$$

$e_o = 23,0 \text{ cm} > e_{ogh} = 21,2 \text{ cm}$, vì vậy lấy $x = \alpha_o h_o = 47,12$, $A_o = 0,42$ và tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{198770 \times 63,6 - 0,42 \times 90 \times 40 \times 76^2}{2600 \times 72} = 20,88 \text{ cm}^2 .$$

Tính thép đối xứng với cặp 3

$$e_o / h = 35,4 / 80 = 0,443 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{41,03 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,532 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,443)} + 0,1 = 0,303 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,303}{1,532} 240.10^3 \times 1707.10^3 + 210.10^4 \times 55160 \right) = 1036540 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 126670 / 1036540} = 1,14 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,14 \times 35,4 + 40 - 4 = 76,36 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{126670}{90 \times 40} = 35,2 \text{ cm};$$

$2a' = 8 < x = 35,2 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5x)}{R'_a(h_o - a')} = \frac{126670(76,36 - 76 + 0,5 \times 35,2)}{2600 \times 72} = 12,15 \text{ cm}^2.$$

So sánh diện tích cốt thép yêu cầu của ba cặp, lấy trị số lớn nhất ở cặp 2 có

$$F_a = F'_a = 20,88 \text{ cm}^2, \text{ chọn thép } 2\emptyset 28 + 2\emptyset 25 (22,14 \text{ cm}^2);$$

$\mu = \mu' = 22,14 / 40 \times 76 = 0,0073 > \mu_{\min} = 0,002$ và $\mu_t = 2\mu = 0,0146$ xấp xỉ với trị số $\mu_t = 0,014$ đã giả thiết, như vậy không cần tính lại.

Để bố trí thép được tiết kiệm, cần tính thêm diện tích thép yêu cầu ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-16 trong bảng tổ hợp, có: $M = 30,15 \text{ tm}$; $N = 161,39 \text{ t}$; $M_{dh} = 0,348 \text{ tm}$; $N_{dh} = 118,97 \text{ t}$.

$$e_o = 3015,0 / 161,39 + 3 = 21,68 \text{ cm}; e_o / h = 21,68 / 80 = 0,271.$$

Dùng $F_a = F'_a = 9,82 \text{ cm}^2$ (tương ứng $2\emptyset 25$)

$$J_a = 2 \times 9,82 \times (40 - 4)^2 = 25453 \text{ cm}^4$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}(0,5h - a)}{M + N(0,5h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 118,97(0,5 \times 0,8 - 0,04)}{30,15 + 161,39(0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,49$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,271)} + 0,1 = 0,396;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left(\frac{0,396}{1,49} \times 240.10^3 \times 1707.10^3 \times 210.10^4 \times 25453 \right) = 855000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 161390 / 855000} = 1,233;$$

$$e = \eta e_o + 0,5h - a = 1,233 \times 21,68 + 40 - 4 = 62,73 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén x

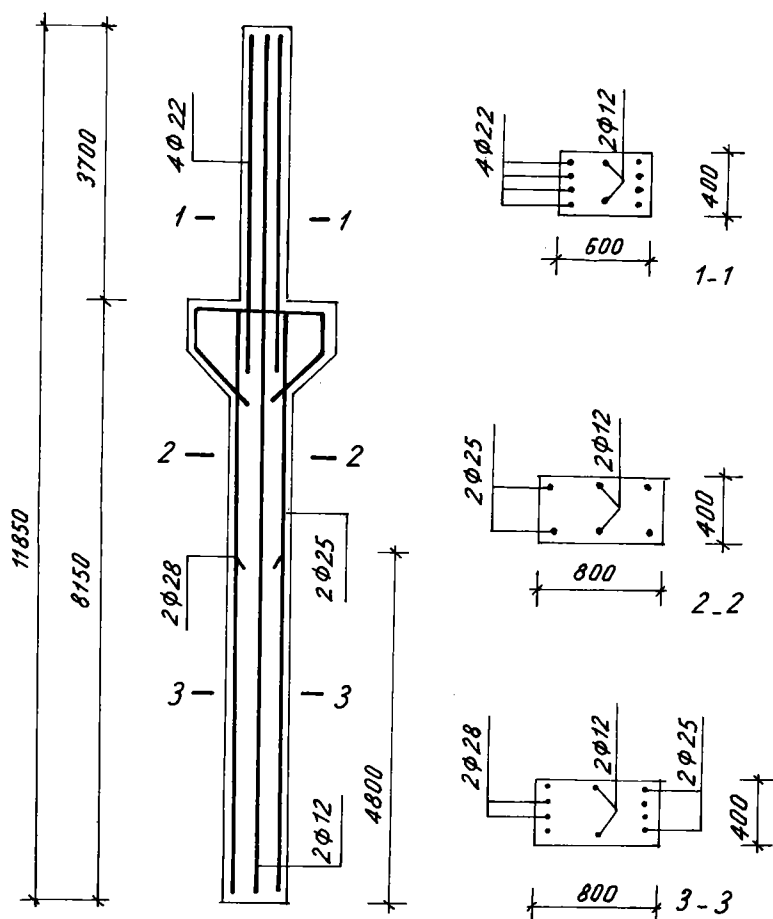
$$x = N / R_n b = 161390 / 90 \times 40 = 44,83 \text{ cm};$$

$2a' = 8 < x = 44,83 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$ nên tính $F_a = F'_a$ theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5x)}{R'_a(h_o - a')} = \frac{161390(62,73 - 76 + 0,5 \times 44,83)}{2600 \times 72} = 7,88 \text{ cm}^2$$

Như vậy ta chỉ cần kéo suốt 2Ø25 ở tiết diện IV-IV lên là thỏa mãn, còn 2Ø28 thì cắt ở quãng giữa cột giống như ở phần dưới cột biên.

Cốt dọc cấu tạo dùng 2Ø12 cho cả cột trên và cột dưới, thỏa mãn $S_d=36 < 40\text{cm}$ và diện tích tiết diện thanh cấu tạo $\phi 12 F_a = 1,13 > 0,0005 \times 40 \times 36 = 0,72 \text{ cm}^2$. Bố trí cốt dọc của cột như hình 2.1.19.



Hình 2.1.19. Sơ đồ bố trí cốt thép trong cột giữa

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột trên với $N_{\max}=121,79 \text{ t}$; chiều dài tính toán $l_0 = 2H_t=2 \times 370=740 \text{ cm}$, độ mảnh $\lambda_b = 740 / 40 = 18,5$; hệ số uốn dọc φ tra ở phụ lục XI được $\varphi = 0,8$; diện tích tiết diện $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$, tổng diện tích cốt thép $F_{at}=2 \times 15,2=30,4 \text{ cm}^2$. Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,8 (90 \times 2400 + 2600 \times 30,4) = 236000 \text{ kG} = 236 \text{ t}.$$

Vì $N_{\max} = 121,79 \text{ t} < 236 \text{ t}$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột dưới với $N_{\max} = 191,07 \text{ t}$ (ở tiết diện III-III đã cắt 2Ø28, còn 2Ø25). Chiều dài tính toán $l_0 = 1,2H_d = 1,2 \times 735 = 882 \text{ cm}$; $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$; $\varphi = 0,7$; $F_b = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$; $F_{at} = 2 \times 9,82 = 19,64 \text{ cm}^2$.

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,7 (90 \times 3200 + 2600 \times 19,64) = 237300 \text{ kG} = 237,3 \text{ t}.$$

$N_{\max} = 191,07 \text{ t} < 237,3 \text{ t}$ nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

VIII. Tính toán cột trục B theo các điều kiện khác

a. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới lực cắt lớn nhất xác định được từ bảng tổ hợp $Q_{\max} = 7,09 \text{ t}$.

$K_1 R_k b h_0 = 0,6 \times 7,5 \times 40 \times 76 = 13680 \text{ kG} = 13,68 \text{ t} > Q_{\max} = 7,09 \text{ t}$ nên bê tông đủ khả năng chịu cắt, đặt cốt đai theo cấu tạo. Chọn cốt đai $\varnothing 8$, khoảng cách 30 cm, thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo cốt đai trong cột.

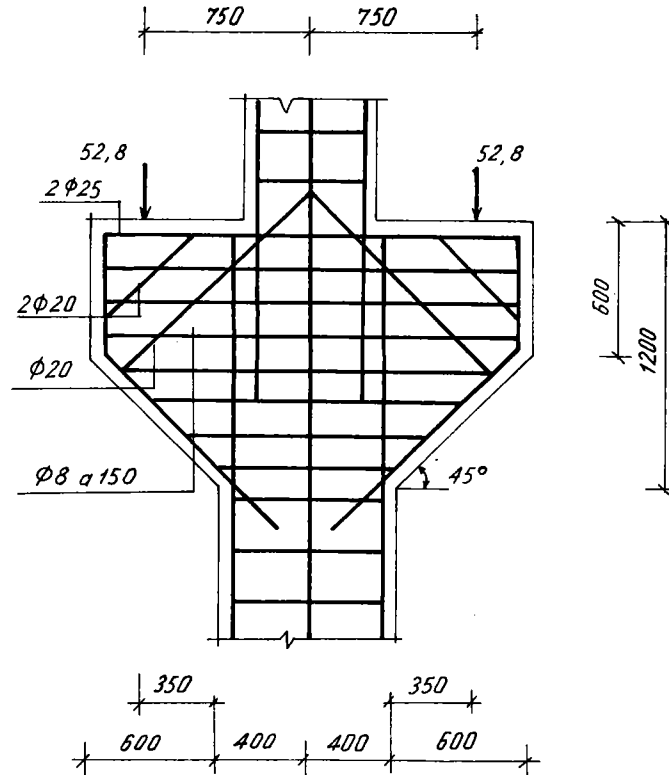
b. Kiểm tra về nén cục bộ

Tính toán về nén cục bộ ở đỉnh cột trục B hoàn toàn tương tự như ở cột trục A. Kết quả sau khi gia cố nút cột bằng bốn lưới ô vuông $\varnothing 6$, ô lưới $6 \times 6 \text{ cm}$ thì khả năng chịu lực cục bộ ở đầu cột được đảm bảo.

c. Tính toán vai cột

Tính toán ép mặt lên vai cột hoàn toàn giống như đối với vai cột trục A.

Kích thước và sơ đồ tính cốt thép trong vai thể hiện trên hình 2.1.20.



Hình 2.1.20. Sơ đồ tính vai cột giữa

Chiều cao làm việc $h_o = 116$ cm ; lực tác dụng lên vai $P = 52,8$ t. Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27) :

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_o = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 116 = 87000 \text{ kG} = 87,0 \text{ t}$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình, $K_v = 1$. Khoảng cách từ lực P đến mép cột dưới $a_v = 75 - 40 = 35$ cm,

$$P = 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_o^2 / a_v = 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 116^2 / 35 = 138000 \text{ kG} = 138 \text{ t}$$

nên điều kiện (1.4.27) được thỏa mãn.

Tính cốt dọc

Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,35 = 18,48 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25%

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 18,48 = 23,1 \text{ tm ;}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{2310000}{90 \times 40 \times 116^2} = 0,0477 ,$$

tra bảng có $\gamma = 0,975$

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_o} = \frac{2310000}{2600 \times 0,975 \times 116} = 7,86 \text{ cm}^2$$

chọn 2Ø25, $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$.

Tính cốt đai và cốt xiên

Vì $P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_o = 7,5 \times 40 \times 116 = 34800 \text{ kG} = 34,8 \text{ t}$ và $h = 120 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 35 = 87,5 \text{ cm}$ nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn Ø8, khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá $h / 4 = 30 \text{ cm}$.

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn L_x ($L_x = 125 \text{ cm}$) không bé hơn $0,002 b h_o = 0,002 \times 40 \times 116 = 9,28 \text{ cm}^2$, chọn 3Ø20 đặt thành hai lớp.

d. Kiểm tra khi chuyên chở, cầu lắp

Tiến hành tính toán tương tự như đối với cột trục A.

Theo cả hai sơ đồ như trên hình 2.1.18 của cột trục A, cột đều đủ khả năng chịu lực.

Ví dụ 2

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ HAI NHỊP CỘT HAI NHÁNH

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, hai nhịp đều nhau, $L_1 = L_2 = 30$ m, có cùng cao trình ray $R = 11$ m. Ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q = 30 / 5$ t. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m, tường ngoài tự chịu lực, xây gạch dày 22cm. Khu vực xây dựng : Hải Phòng.

I. Lựa chọn kích thước của cấu kiện

1. Chọn kết cấu mái

- Kết cấu mang lực mái chọn dầm gẫy khúc ứng lực trước, chiều cao giữa dầm 3,7m ; đầu dầm cao 0,8 m, trọng lượng tiêu chuẩn của dầm 17 t.
- Chọn mái có hai cửa mái, rộng 12 m, cao 4 m, trọng lượng tiêu chuẩn 2,8 t.
- Các lớp mái được cấu tạo hoàn toàn giống ví dụ 1.

2. Chọn dầm cầu trục

- Chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình cho nhịp dầm 6m, sức trục 30 t ở bảng 1.1.1 có $H_c = 1000$; $b = 200$; $b_c = 570$; $h_c = 120$; trọng lượng 4,2 t.

3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Lấy cao trình nền nhà tương ứng với cốt $\pm 0,00$ để xác định các kích thước khác.

- Cao trình vai cột

$$V = R - (H_r + H_c) = 11 - (0,15 + 1,0) = 9,85 \text{ m.}$$

- Cao trình đỉnh cột

$$D = R + H_{ct} + a_1$$

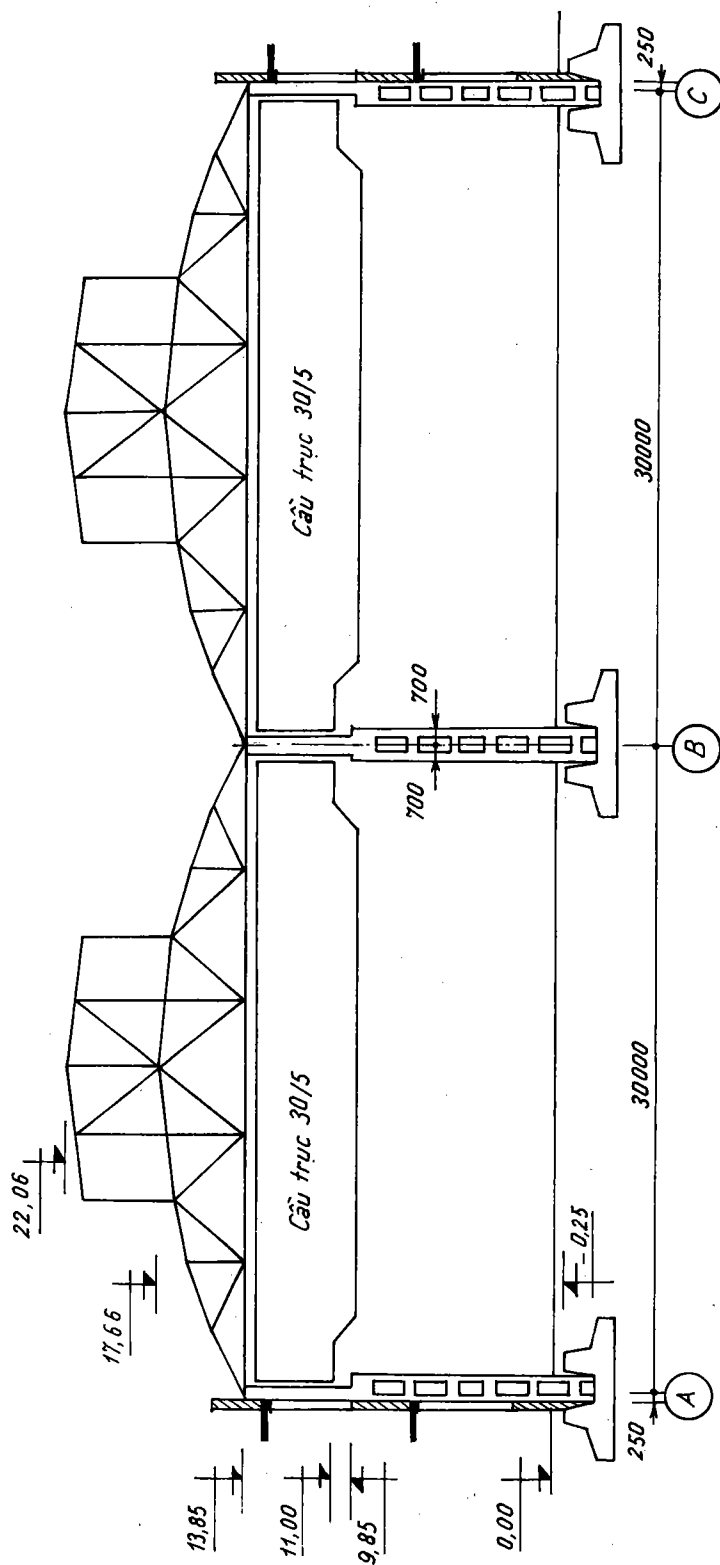
H_{ct} : Chiều cao cầu trục, với sức trục 30 t tra bảng 2 phụ lục I có $H_{ct} = 2,75$ m.

$$D = 11 + 2,75 + 0,1 = 13,85 \text{ m.}$$

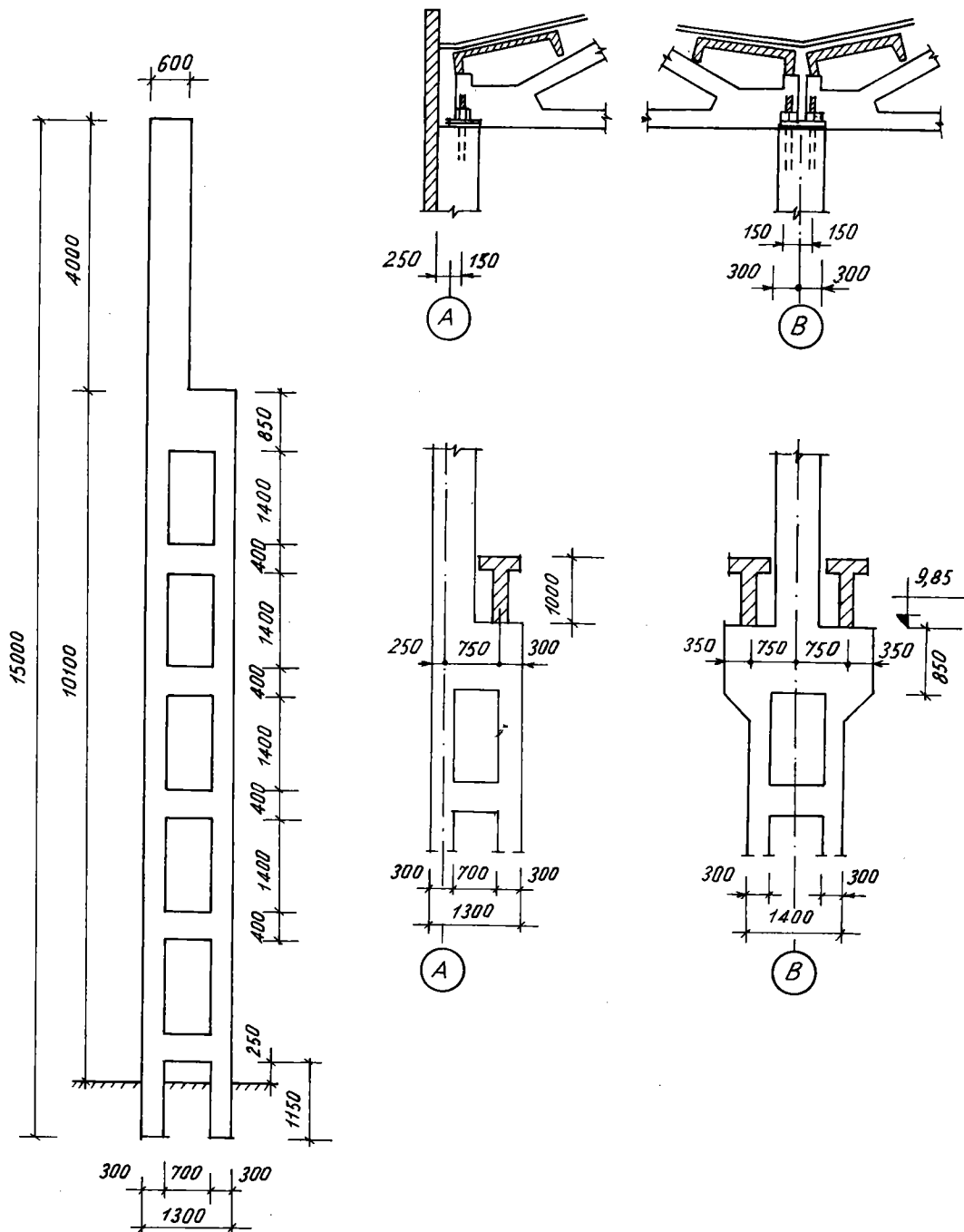
- Cao trình đỉnh mái

$$M = D + h + h_{cm} + t = 13,87 + 3,7 + 4,0 + 0,51 = 22,06 \text{ m.}$$

Kích thước mặt cắt ngang cho trên hình 2.2.1.



Hình 2.2.1. Mặt cắt ngang nhà hai nhịp, cột hai nhánh



Hình 2.2.2. Hình dáng, kích thước cột hai nhánh và chi tiết

4. Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên

$$H_t = D - V = 13,85 - 9,85 = 4,0 \text{ m.}$$

Chiều dài phần cột dưới

$$H_d = V + a_2 = 9,85 + 0,25 = 10,1 \text{ m.}$$

Kích thước tiết diện cột như sau :

- Bề rộng cột $b = 500 \text{ mm}$.

- Phần cột trên là cột đặc, $h = 600 \text{ mm}$, phần cột dưới là cột hai nhánh, tiết diện nhánh là 300×500 , tiết diện thanh giằng ngang là 500×400 , khoảng cách giữa các thanh giằng là 1800. Chiều cao toàn bộ tiết diện phần cột dưới là 1300 với cột biên và 1400 với cột giữa. Chi tiết cấu tạo cột cho trên hình 2.2.2.

II. Xác định tải trọng

1. Tính tải mái

Tính tải tính cho các lớp mái tính trên 1m^2 xem ở ví dụ 1

- Tải trọng tiêu chuẩn $g^c = 523 \text{ kG / m}^2$.

- Tải trọng tính toán $g = 622,2 \text{ kG / m}^2$.

Trọng lượng dàn mái G_1 và khung cửa mái G_2 lấy theo thiết kế điển hình

- Tiêu chuẩn $G_1^c = 17 \text{ t}$, $G_2^c = 2,8 \text{ t}$.

- Tính toán $G_1 = 1,1 \times 17 = 18,7 \text{ t}$;

$$G_2 = 1,1 \times 2,8 = 3,1 \text{ t}.$$

Trọng lượng kính và khung cửa kính trên 1 m dài g_k

- Tiêu chuẩn $g_k^c = 500 \text{ kG / m}$.

- Tính toán $g_k = 1,2 \times 500 = 600 \text{ kG / m}$

Lực tập trung tính toán do tính tải mái truyền lên cột là

Cột trục A

$$G_m = 0,5 (G_1 + g a L + G_2 + 2 g_k a) .$$

Với bước cột $a = 6\text{m}$, nhịp nhà $L = 30\text{m}$

$$G_m = 0,5 (18,7 + 0,6222 \times 6 \times 30 + 3,1 + 2 \times 0,6 \times 6) = 70,5 \text{ t} .$$

G_m đặt cách trục định vị 150 mm, trục định vị cách mép ngoài của cột là 250 mm. Khoảng cách từ đường tác dụng của lực này đến trục hình học của phần cột trên

$$e_t = 0,25 + 0,15 - 0,5 \times 0,6 = 0,1 .$$

Cột trục B

Do hai tải trọng bằng nhau đặt đối xứng qua trục cột nên

$$G_m = 70,5 \times 2 = 141 \text{ t}; e_t = 0.$$

2. Tính tải do dầm cầu trục

Tải trọng do trọng lượng dầm cầu trục, ray và các lớp đệm lấy theo ví dụ 1

Cột trục A $G_d = 5,61 \text{ t}.$

Tải trọng này đặt ở mức vai cột, đi qua trục dầm cầu trục, cách trục định vị 750 mm. Khoảng cách từ đường tác dụng của tải trọng này đến trục hình học của phần cột dưới

$$e_d = 0,25 + 0,75 - 0,5 \times 1,3 = 0,35 \text{ m}.$$

Cột trục B

Do hai tải trọng bằng nhau và đặt đối xứng qua trục cột nên

$$G_d = 5,61 \times 2 = 11,22 \text{ t}; e_d = 0.$$

3. Tính tải do trọng lượng bản thân cột

Tải trọng này được tính theo kích thước cấu tạo cho từng phần cột.

Cột trục A

phần cột trên $G_t = 1,1 \times 2,5 \times 4,0 \times 0,6 \times 0,5 = 3,3 \text{ t};$

phần cột dưới, tính đến tiết diện ngay mặt trên móng

$$G_d = 1,1 \times 2,5 \times 0,5 \times [10,05 \times 1,3 - 0,7 \times (1,4 \times 5 + 0,2)] = 10,65 \text{ t}.$$

Cột trục B

phần cột trên $G_t = 1,1 \times 2,5 \times 4,0 \times 0,6 \times 0,5 = 3,3 \text{ t};$

phần cột dưới $G_d = 1,1 \times 2,5 \times 0,5 [10,05 \times 1,4 - 0,8 (1,4 \times 5 + 0,2)] = 10,986 \text{ t}.$

4. Hoạt tải mái

Hoạt tải sửa chữa mái phân bố đều lấy bằng $75 \text{ kG} / \text{m}^2$, hệ số vượt tải $n = 1,3$ được đưa về thành lực tập trung đặt ở đỉnh cột

$$P_m = 1,3 \times 0,075 \times 6 \times 0,5 \times 30 = 8,78 \text{ t}.$$

Với cột trục A điểm đặt P_m trùng với điểm đặt của G_m . Ở cột trục B xét riêng P_m đặt ở nhịp bên trái và bên phải, các lực này đặt cách trục cột một khoảng $e_t = 0,15 \text{ m}.$

5. Hoạt tải cầu trục

a. Hoạt tải dừng do cầu trục

Với số liệu cầu trục đã cho: $Q = 30 / 5 \text{ t}$, nhịp cầu trục $L_k = 30 - 2 \times 0,75 = 28,5 \text{ m}$ chế độ làm việc trung bình, tra bảng 2 phụ lục I có các thông số cầu trục sau :

Bề rộng cầu trục $B = 6,3 \text{ m};$

Khoảng cách hai bánh xe $K = 5,1 \text{ m};$

Trọng lượng xe con $G = 12,0 \text{ t}$.

Áp lực thẳng đứng tiêu chuẩn từ cầu trục truyền lên mỗi bánh xe

$$P_{\max}^c = 34,5 \text{ t}; P_{\min}^c = 11,5 \text{ t}.$$

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột D xác định theo đường ảnh hưởng phản lực như trên hình 2.2.3.

Các tung độ y_i của đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung $P_{\max}$ xác định theo tam giác đồng dạng

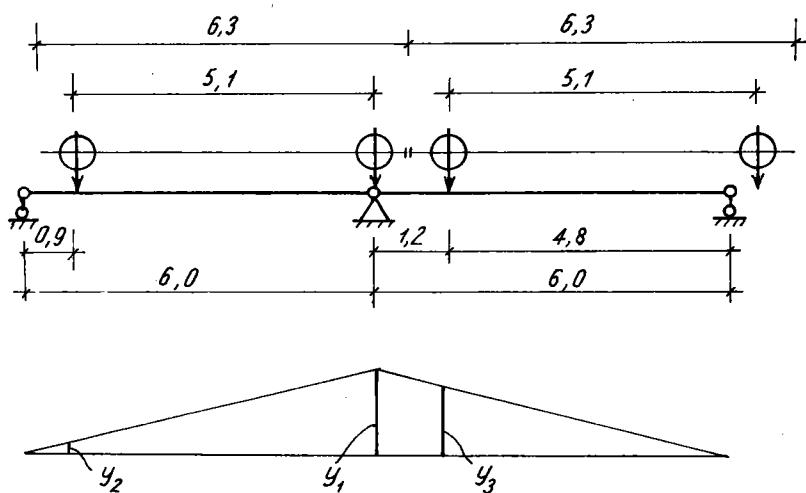
$$y_1 = 1;$$

$$y_2 = 0,9 / 6,0 = 0,15;$$

$$y_3 = 4,8 / 6 = 0,8;$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 34,5 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 74,0 \text{ t}.$$

Đối diện với cột có $D_{\max}$ là cột chịu $D_{\min}$. Xác định $D_{\min}$ tương tự như $D_{\max}$



Hình 2.2.3. Đường ảnh hưởng của phản lực và sơ đồ chất tải

$$D_{\min} = n P_{\min}^c \sum y_i = 1,1 \times 11,5 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 24,67 \text{ t}.$$

$D_{\max}$, $D_{\min}$ đặt ở mức vai cột, cách trục định vị một khoảng $\lambda = 0,75 \text{ m}$.

b. Hoạt tải do lực hãm ngang

Lực hãm ngang T_1^c do một bánh xe truyền lên dầm cầu trục trong trường hợp móc mềm

$$T_1^c = (Q + G) / 40 = (30 + 12) / 40 = 1,05 \text{ t}.$$

Lực hãm ngang $T_{\max}$ truyền lên cột được xác định theo đường ảnh hưởng giống như đối với $D_{\max}$

$$T_{\max} = n T_1^c \sum y_i = 1,1 \times 1,05 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 2,25 \text{ t}.$$

Lực $T_{\max}$ truyền lên cột đặt ở mức mặt trên dầm cầu trục, khoảng cách từ đỉnh cột đến điểm đặt lực $T_{\max}$

$$y = H_t - H_{ct} = 4,0 - 1,0 = 3,0 \text{ m}.$$

6. Hoạt tải gió

Tải trọng gió tác dụng lên mỗi mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình

$$W = n \cdot W_0 \cdot k \cdot C.$$

Theo TCVN 2737 - 1995 thì Hải Phòng thuộc vùng IV-B nên áp lực gió tra ở bảng 1, phụ lục II là $W_0 = 155 \text{ kG/m}^2$

Áp dụng địa hình C, hệ số k được xác định tương ứng với hai mức :

- mức đỉnh cột, cao trình +13,85, nội suy có $k = 0,722$;

- mức đỉnh mái, cao trình + 22,06, nội suy có $k = 0,82$.

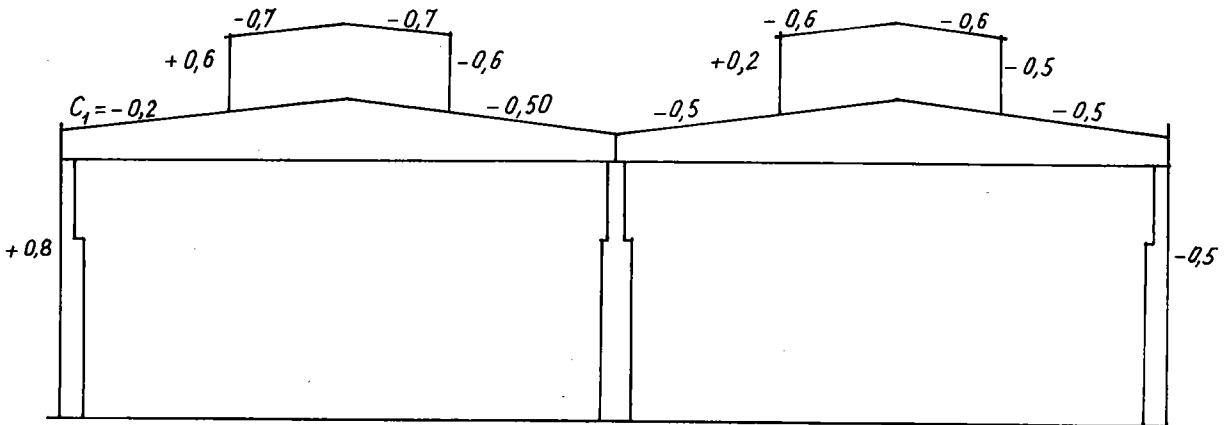
Ứng với tỷ số $H/L < 0,5$ và $B/L > 2$ thì hệ số khí động $c = + 0,8$ đối với phía gió đẩy và $c = - 0,5$ đối với phía gió hút.

Tải trọng gió tác động lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều với $k = 0,772$.

$$p = n \cdot W_0 \cdot k \cdot C \cdot a$$

phía gió đẩy $p_d = 1,2 \times 0,155 \times 0,772 \times 0,8 \times 6 = 0,69 \text{ t/m}$;

phía gió hút $p_h = 1,2 \times 0,155 \times 0,772 \times 0,5 \times 6 = 0,43 \text{ t/m}$.



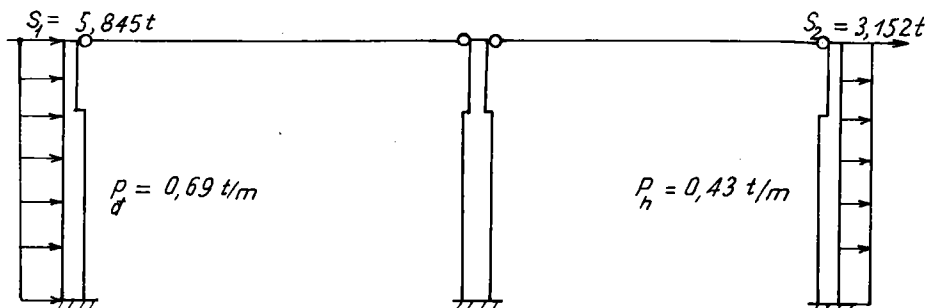
Hình 2.2.4. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Phần tải trọng gió tác dụng lên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về thành lực tập trung đặt ở đầu cột S_1, S_2 với k lấy giá trị trung bình

$$k = (0,772 + 0,82) \times 0,5 = 0,796.$$

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái lấy theo sơ đồ trên hình 2.2.4.

Trong đó giá trị C_1 tính với góc $\alpha = 10^\circ$, tỷ số $H/L = (13,85 + 1,5) / 60 = 0,25$ nội suy có $C_1 = -0,2$



Hình 2.2.5. Sơ đồ tác dụng của tải trọng gió

Trị số $S = n k q_0 a \sum c_i h_i = 1,2 \times 0,796 \times 0,155 \times 6 \times \sum c_i h_i = 0,888 \sum c_i h_i$;

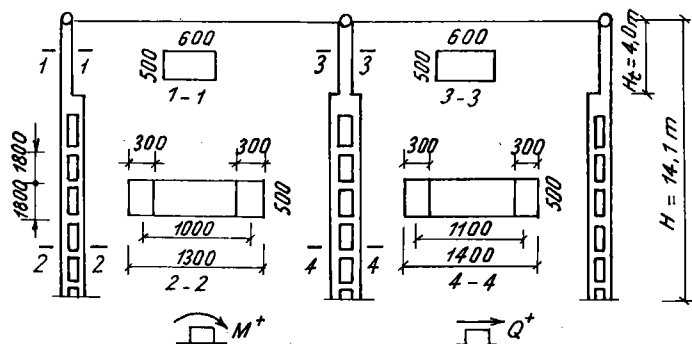
$$S_1 = 0,888 (0,8 \times 1,5 - 0,2 \times 1,94 + 0,6 \times 4 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,94) = 5,845 \text{ t};$$

$$S_2 = 0,888 (0,5 \times 1,5 + 0,5 \times 4 + 0,2 \times 4) = 3,152 \text{ t}.$$

Sơ đồ tác dụng của gió trên hình 2.2.5.

III. Xác định nội lực

Sơ đồ tính toán khung ngang thể hiện trên hình 2.2.6



Hình 2.2.6. Sơ đồ tính toán khung ngang

1. Các đặc trưng hình học

Chiều dài phần cột trên $H_t = 4,0 \text{ m}$

Mômen quán tính tiết diện phần cột trên

$$J_t = 0,5 \times 0,6^3 / 12 = 0,009 \text{ m}^4.$$

Mômen quán tính của tiết diện một nhánh phần cột dưới

$$J_o = 0,5 \times 0,3^3 / 12 = 0,0011 \text{ m}^4.$$

Cột trục A

Số khoang của cột $n_o = 5$, khoảng cách giữa hai thanh giằng ngang $S_t = 1,8 \text{ m}$. Khoảng cách giữa hai trục nhánh cột $c = 1,0 \text{ m}$. Diện tích tiết diện của một nhánh

$$F_o = 0,5 \times 0,3 = 0,15 \text{ m}^2.$$

Mômen quán tính tương đương của tiết diện ngang phần cột dưới

$$J_d = F_o c^2 / 2 = 0,15 \times 1^2 / 2 = 0,075 \text{ m}^4.$$

Các thông số

$$t = H_i / H = 4,0 / 14,1 = 0,284 ;$$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,284^3 \left(\frac{0,075}{0,009} - 1 \right) = 0,168 ;$$

$$k_1 = \frac{(1 - t^3) J_d}{8 n_o^2 J_o} = \frac{(1 - 0,284)^3 \times 0,075}{8 \times 5^2 \times 0,0011} = 0,125 ;$$

$$v = 1 + k + k_1 = 1 + 0,168 + 0,125 = 1,293 .$$

Cột trục B

Số khoang của cột $n_o = 5$. Khoảng cách các thanh giằng ngang $S_t = 1,8 \text{ m}$. Diện tích tiết diện một nhánh $F_o = 0,15$. Khoảng cách giữa hai trục cột $c = 1,1 \text{ m}$.

$$J_d = 0,15 \times 1,1^2 / 2 = 0,091 \text{ m}^4 ;$$

$$t = 0,284 ;$$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,284^3 \left(\frac{0,091}{0,009} - 1 \right) = 0,209 ;$$

$$k_1 = \frac{(1 - t^3) J_d}{8 n_o^2 J_o} = \frac{(1 - 0,284)^3 \times 0,091}{8 \times 5^2 \times 0,0011} = 0,152 ;$$

$$v = 1 + 0,209 + 0,152 = 1,361 .$$

Quy định dấu của nội lực và phản lực giống như ví dụ 1 (h.1.3.4).

2. Nội lực do tĩnh tải mái

Vì sơ đồ kết cấu đối xứng, chịu tải trọng đối xứng nên khi tính với tĩnh tải mái chuyển vị ngang ở đỉnh cột bằng không, tách từng cột ra tính theo sơ đồ trên hình 2.2.7.

Cột trục A

Trị số phản lực ngang R tính theo công thức $R = R_1 - R_2$

Tính R_1 với $M = G_m \times e_t = 70,5 \times 0,1 = 7,05$ t m, theo công thức

$$R_1 = \frac{3M(1 + k/t)}{2vH} = \frac{3 \times 7,05 \times (1 + 0,168/0,284)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 0,923 \text{ t.}$$

Tính R_2 với $M = G_m \times a = 70,5 \times 0,35 = 24,675$ tm (khoảng cách giữa trục cột trên và trục cột dưới $a = 0,35$ m)

$$R_2 = \frac{3M(1 - t^2)}{2vH} = \frac{3 \times 24,675 \times (1 - 0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 1,866 \text{ t;}$$

$$R = 0,923 - 1,866 = -0,943 \text{ t.}$$

Chiều trên hình vẽ là chiều thực tế của phản lực.

Xác định nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 70,5 \times 0,1 = 7,05 \text{ tm;}$$

$$M_{II} = 7,05 + 0,943 \times 4,0 = 10,822 \text{ tm;}$$

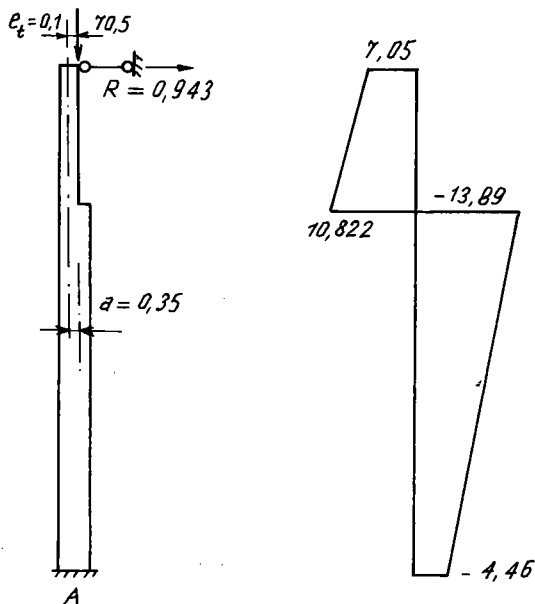
$$M_{III} = -70,5 \times (0,35 - 0,1) + 0,934 \times 4,0 = -13,89 \text{ tm;}$$

$$M_{IV} = -70,5 \times (0,35 - 0,1) + 0,934 \times 14,1 = -4,46 \text{ tm;}$$

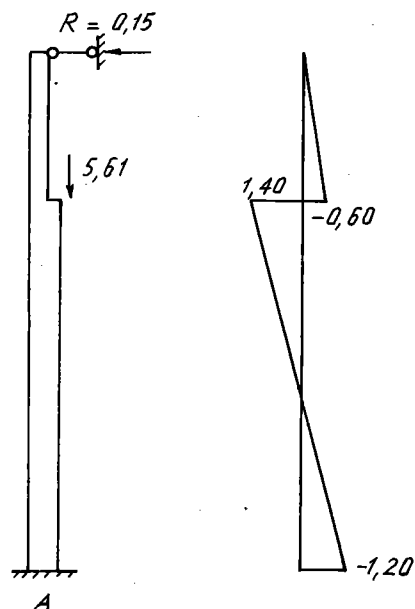
$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 70,5 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = 0,934 \text{ t.}$$

Biểu đồ mômen do tính tải mái cho trên hình 2.2.7.



Hình 2.2.7. Sơ đồ tính và nội lực do G_m tác dụng ở cột biên



Hình 2.2.8. Sơ đồ tính và nội lực trong cột biên do tính tải dầm cầu trục

Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng nên trong cột chỉ xuất hiện lực dọc

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 70,5 \times 2 = 141 \text{ t.}$$

3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục**a. Cột trục A**

Trị số phản lực tính theo công thức với

$$M = G_d \times e_d = 5,61 \times 0,35 = 2,0 \text{ tm ;}$$

$$R = \frac{3M(1 - t^2)}{2vH} = \frac{3 \times 2,0 \times (1 - 0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 0,15 \text{ t.}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -0,15 \times 4 = -0,6 \text{ tm ;}$$

$$M_{III} = -0,15 \times 4 + 5,7 \times 0,35 = 1,4 \text{ tm ;}$$

$$M_{IV} = -0,15 \times 14,1 + 5,7 \times 0,35 = -0,12 \text{ tm ;}$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 5,7 \text{ t ;}$$

$$Q_{IV} = -0,15 \text{ t.}$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.2.8.

b. Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng nên

$$M_I = M_{II} = M_{III} = M_{IV} = 0 ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 11,22 \text{ t.}$$

4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Cộng đại số nội lực do các trường hợp tĩnh tải đã tính ở trên cho từng tiết diện của từng cột được kết quả trên hình 2.2.9, trong đó lực dọc N còn được cộng thêm trọng lượng bản thân từng đoạn cột.

5. Nội lực do hoạt tải mái

Vì là nhà hai nhịp nên khi tính không bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Xét hai trường hợp tác dụng của hoạt tải mái : tác dụng ở nhịp AB và nhịp BC. Sơ đồ tính hoạt tải mái ở nhịp AB như hình 2.2.10a. Để tính hệ này dùng phương pháp chuyển vị, không xét đến sự làm việc không gian, $C_{kg} = 1$.

$$\text{Phương trình chính tắc : } r \times Z + R_p = 0 ,$$

trong đó r - phản lực trong liên kết thêm vào khi liên kết chuyển vị ngang một đoạn $Z = 1$;

R_p - phản lực ở liên kết thêm vào do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản

$$r = r_A + r_B + r_C, \text{ ở đây } r_A = r_C;$$

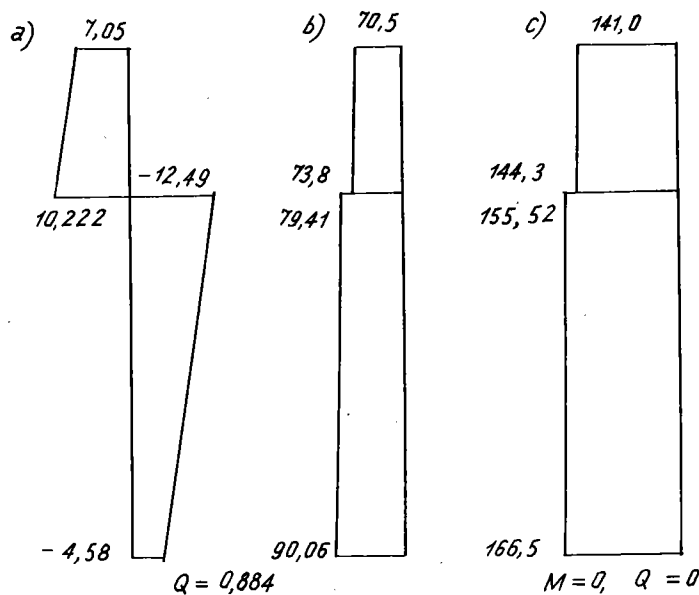
r_A và r_B được tính theo sơ đồ ở hình 2.2.10c và theo công thức

$$r_A = r_C = \frac{3 E J_d^A}{v H^3} = \frac{3 \times E \times 0,075}{1,293 \times 14,1^3} = 0,621 \times 10^{-4} E ;$$

$$r_B = \frac{3 E J_d^B}{v H^3} = \frac{3 \times E \times 0,091}{1,361 \times 14,1^3} = 0,716 \times 10^{-4} E ;$$

$$r = r_A + r_B + r_C = (0,621 \times 2 + 0,716) \times 10^{-4} E = 1,958 \times 10^{-4} E ;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B .$$



Hình 2.2.9. Tổng nội lực do tĩnh tải

a) mômen ở cột biên ; b) lực dọc ở cột biên ; c) lực dọc ở cột giữa.

Để tính R_p^A dùng sơ đồ hình 2.2.10d như tính với G_m cho cột trục A

$$R_p^A = R_A P_m / G_m = -0,943 \times 8,78 / 70,5 = -0,12 \text{ t} .$$

R_p^B được xác định theo sơ đồ hình 2.2.10d với

$$M = P_m \times e_t = -8,78 \times 0,15 = -1,317 \text{ tm} .$$

Lấy dấu trừ cho M vì chiều tác dụng của nó ngược với chiều quy ước

$$R_p^B = \frac{3M(1+k/t)}{2vH} = \frac{-3 \times 1,317 \times (1+0,209/0,284)}{2 \times 1,361 \times 14,1} = -0,179 \text{ t} .$$

Chiều của phản lực vẽ trên hình 2.2.10d là chiều thực

$$R_p = -0,12 - 0,179 = -0,30 \text{ t.}$$

Chuyển vị ngang Z

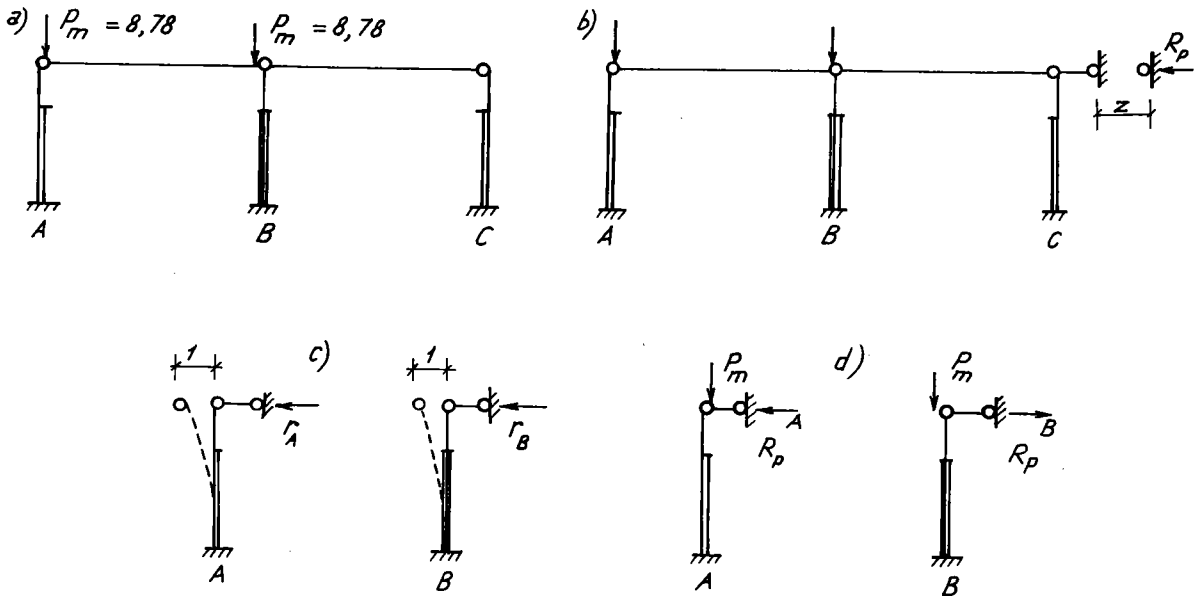
$$Z = -R_p / r = 0,3 / (1,958 \times 10^{-4} E) = 0,153 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = R_p^A + r_A Z = -0,12 + 0,621 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,025 \text{ t};$$

$$R_B = R_p^B + r_B Z = -0,179 + 0,716 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,07 \text{ t};$$

$$R_C = r_C Z = -0,621 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,1 \text{ t.}$$



Hình 2.2.10. Sơ đồ tính hoạt tải mái

a) sơ đồ tính toán ; b) hệ cơ bản ; c) sơ đồ tính phản lực do chuyển vị đơn vị ;

d) sơ đồ tính phản lực do hoạt tải mái

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A :

$$M_I = 8,78 \times 0,1 = 0,878 \text{ tm};$$

$$M_{II} = 0,878 + 0,025 \cdot 4,0 = 0,978 \text{ tm};$$

$$M_{III} = -8,78 \times (0,35 - 0,1) + 0,025 \times 4,0 = -2,095 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -8,78 \times (0,35 - 0,1) + 0,025 \times 14,1 = -1,843 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 8,78 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,025 \text{ t.}$$

Cột trục B

$$M_I = -8,78 \times 0,15 = -1,32 \text{ tm};$$

$$M_{II} = M_{III} = -1,32 + 0,07 \times 4 = -1,04 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -1,32 + 0,07 \times 14,1 = -0,333 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 8,78 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,07 \text{ t}.$$

Cột, trục C

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = M_{III} = -0,1 \times 4 = -0,4 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -0,1 \times 14,1 = -1,41 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = -0,1 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.2.11.

Trường hợp hoạt tải tác dụng ở nhịp BC được suy ra từ trường hợp trên nhờ tính chất đối xứng của hệ và biểu đồ mômen được cho trên hình 2.2.12

6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

Khi tính với hoạt tải đứng của cầu trục, ta xét bốn trường hợp đặt tải theo hình 2.2.13.

Nhà hai nhịp, khi tính với hoạt tải của cầu trục là tải trọng tác dụng cục bộ cần phải xét tới sự làm việc không gian của khối khung.

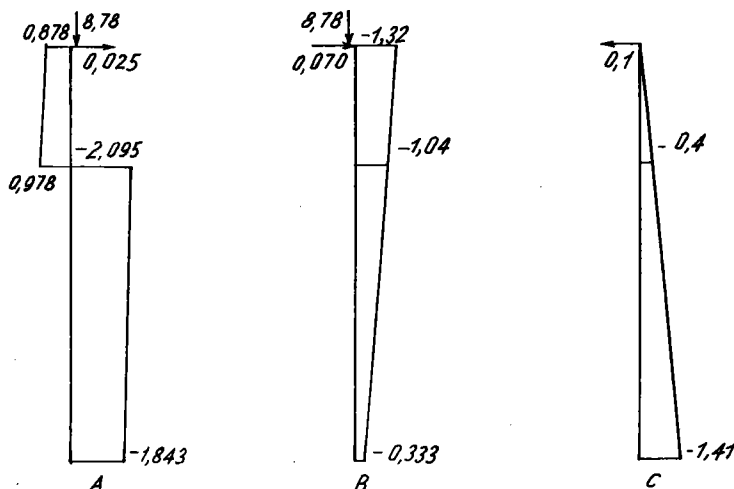
Trong trường hợp chiều dài khối nhiệt độ 60 m, bước cột 6m lấy hệ số không gian $C_{kg} = 4$.

Giải khung theo phương pháp chuyển vị.

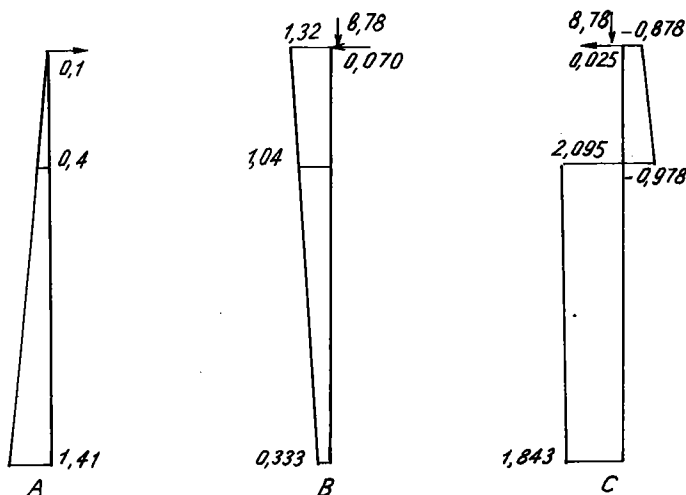
Phương trình chính tắc: $r \times C_{kg} \times Z + R_p = 0.$

Đã tính

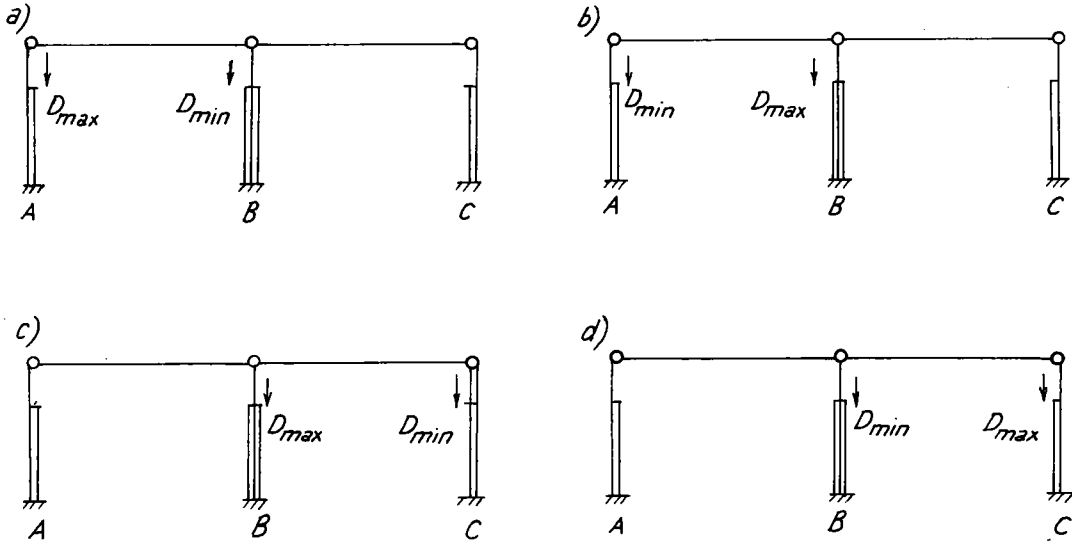
$$r = 1,958 \cdot 10^{-4} E.$$



Hình 2.2.11. Biểu đồ mômen trong khung do hoạt tải mái tác dụng ở nhịp AB



Hình 2.2.12. Nội lực trong khung ngang do hoạt tải mái tác dụng ở nhịp BC



Hình 2.2.13. Các trường hợp tác dụng của tải trọng đứng của cầu trục

- a) $D_{\max}$ tác dụng ở cột A ; b) $D_{\max}$ tác dụng ở bên trái cột B ;
c) $D_{\max}$ tác dụng ở bên phải cột B ; d) $D_{\max}$ tác dụng ở cột C.

Trường hợp a

R_p^A được suy ra từ R của trường hợp tính với tĩnh tải dầm cầu trục nhờ hệ số $D_{\max} / G_d = 74,003 / 5,61 = 13,2$

$$R_p^A = 13,2 \times 0,15 = 1,98 \text{ t}.$$

R_p^B được tính theo sơ đồ trên hình 2.2.14 với M mang dấu âm vì ngược với chiều quy ước.

$$M = -D_{\min} \times e_d = -24,67 \times 0,75 = -18,503 \text{ tm} ;$$

$$R_p^B = \frac{3M(1-t^2)}{2vH} = \frac{-3 \times 18,503 \times (1-0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = -1,4 \text{ t} ;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B = 1,98 - 1,4 = 0,58 \text{ t}.$$

Chuyển vị ngang Z

$$Z = R_p / C_{kg} r = -0,58 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = -0,074 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đỉnh cột :

$$R_A = R_p^A + r_A \times Z = 1,98 - 0,621 \times 0,074 = 1,934 \text{ t} ;$$

$$R_B = R_p^B + r_B \times Z = -1,4 - 0,716 \times 0,074 = -1,453 \text{ t} ;$$

$$R_C = r_C \times Z = -0,621 \times 0,074 = -0,046 \text{ t}.$$

Các phản lực vẽ trên hình 2.2.15 đã lấy theo chiều thực.

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -1,934 \times 4 = -7,736 \text{ t.m} ;$$

$$M_{III} = 74,003 \times 0,35 - 1,934 \times 4 = 18,165 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 74,003 \times 0,35 - 1,934 \times 14,1 = -1,37 \text{ tm}$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 74,003 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = -1,934 \text{ t} .$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = 1,453 \times 4 = 5,812 \text{ tm} ;$$

$$M_{III} = 1,453 \times 4 - 24,67 \times 0,75 = -12,69 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 1,453 \times 14,1 - 24,67 \times 0,75 = 1,985 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 24,67 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = 1,453 \text{ t} .$$

Cột trục C

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,046 \times 4 = 0,184 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 0,046 \times 14,1 = 0,65 \text{ tm} ;$$

$$Q_{IV} = 0,046 \text{ t} .$$

Biểu đồ mômen vẽ trên hình 2.2.15

Trường hợp b

R_p^A được suy ra từ R của trường hợp tính với tĩnh tải cầu trục nhờ tỷ số

$$D_{\min} / G_d = 24,67 / 5,61 = 4,4 ;$$

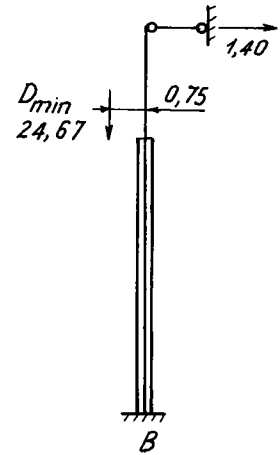
$$R_p^A = 4,4 \times 0,15 = 0,66 \text{ t} .$$

R_p^B được suy ra từ R_p^B của trường hợp a nhờ tỷ số

$$D_{\max} / D_{\min} = 74,003 / 24,67 = 3 ;$$

$$R_p^B = 3 \times (-1,4) = -4,2 ;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B = 0,66 - 4,2 = -3,54 \text{ t} .$$



Hình 2.2.14. Sơ đồ xác định phản lực do $D_{\min}$ gây ra ở cột B

Chuyển vị ngang Z

$$Z = 3,54 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = 0,452 \times 10^4 / E .$$

Phản lực ở các đỉnh cột

$$R_A = 0,66 + 0,621 \times 0,452 = 0,941 \text{ t} ;$$

$$R_B = -4,2 + 0,716 \times 0,452 = -3,88 \text{ t} ;$$

$$R_C = 0,621 \times 0,452 = 0,281 \text{ t} .$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -0,941 \times 4 = -3,764 \text{ tm} ;$$

$$M_{III} = -0,941 \times 4 + 24,67 \times 0,35 = 4,871 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = -0,941 \times 14,1 + 24,67 \times 0,35 = -4,634 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 24,67 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = -0,941 \text{ t} .$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = 3,88 \times 4 = 15,52 \text{ t.m} ;$$

$$M_{III} = 3,88 \times 4 - 74,003 \times 0,75 = -39,98 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 3,88 \times 14,1 - 74,003 \times 0,75 = -0,794 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 74,003 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = 3,88 \text{ t} .$$

Cột trục C

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = -0,281 \times 4 = -1,124 \text{ t.m} ;$$

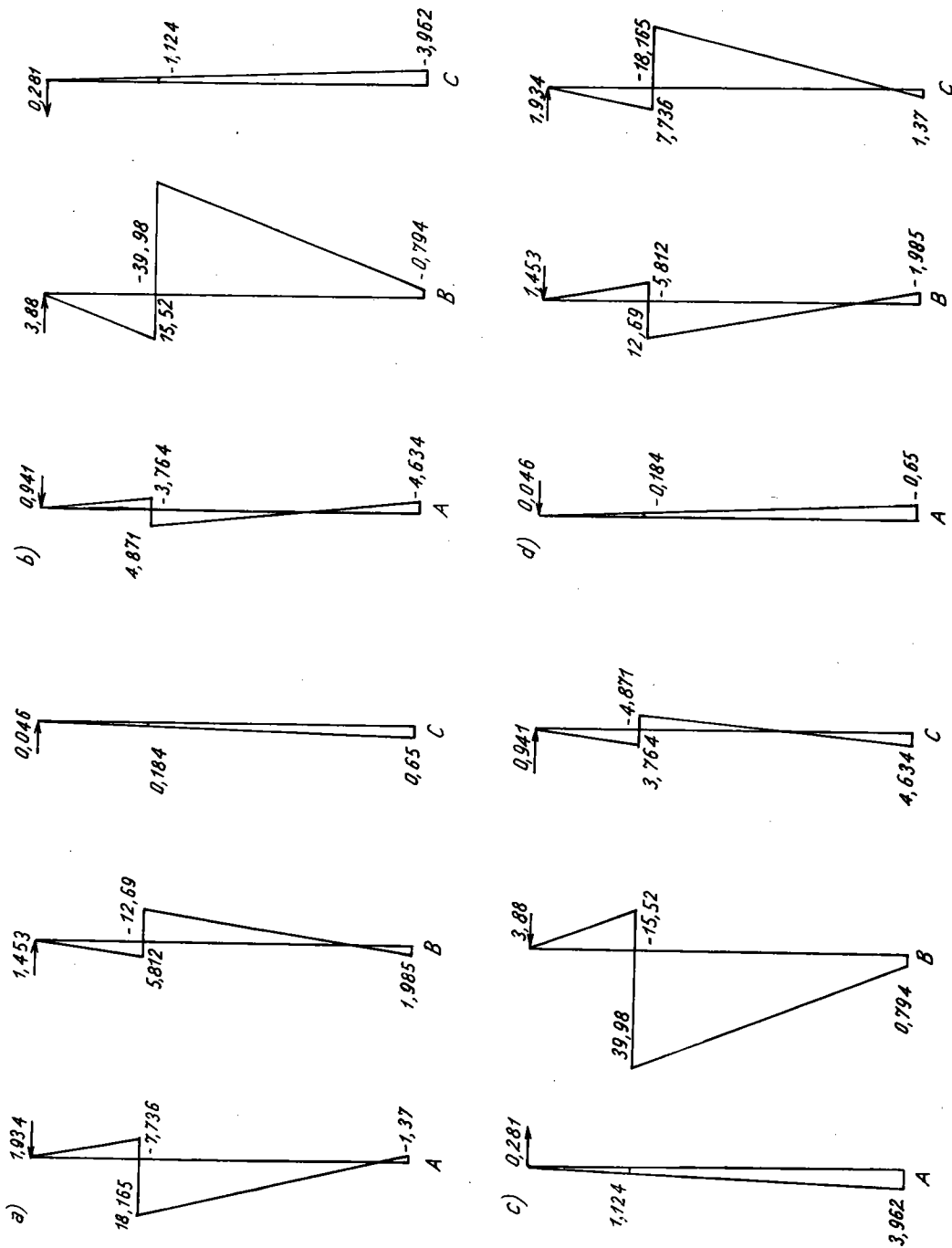
$$M_{IV} = -0,281 \times 14,1 = -3,962 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0 ;$$

$$Q_{IV} = -0,281 \text{ t} .$$

Biểu đồ mômen được thể hiện ở trên hình 2.2.15.

Các trường hợp c và d được suy ra tương ứng từ trường hợp b và a nhờ tính chất đối xứng của hệ và biểu đồ mômen được thể hiện trên hình 2.2.15.

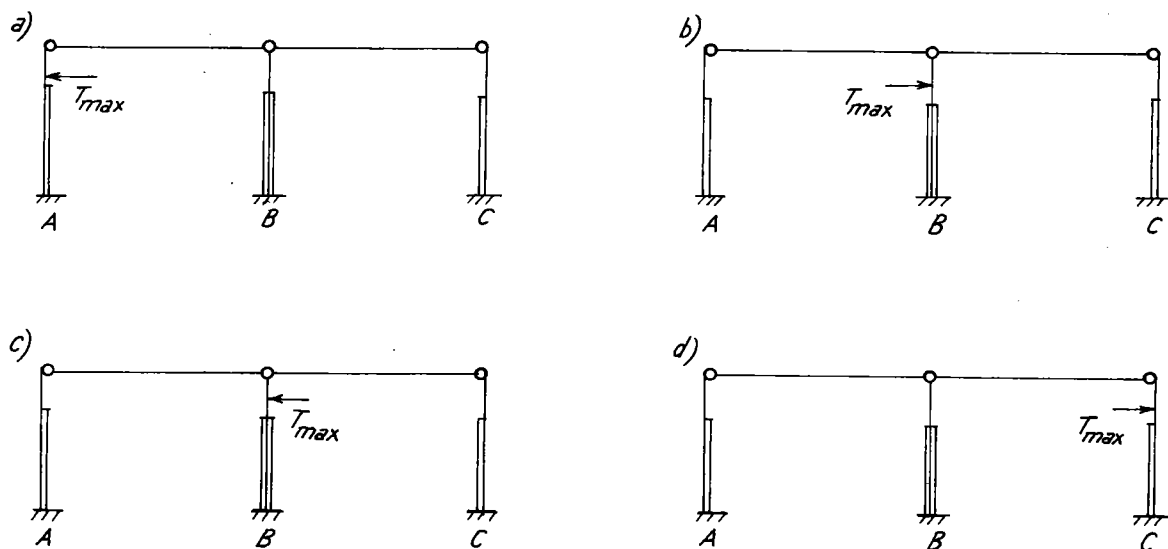


Hình 2.2.15. Biểu đồ mô-men trong khung do các trường hợp tác dụng của hoạt tải cầu trục

a) D_{max} tác dụng ở cột A ; b) D_{max} tác dụng ở bên trái cột B ;
c) D_{max} tác dụng ở bên phải cột B ; d) D_{max} tác dụng ở cột C .

7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Xét bốn trường hợp tác dụng của lực hãm ngang như trên hình 2.2.16



Hình 2.2.16. Các trường hợp tác dụng của $T_{\max}$

Trường hợp a

Phương trình chính tắc : $r \times C_{kg} \times Z + R_p = 0$.

$R_p = R_p^A$, với R_p^A được xác định theo sơ đồ trên hình 2.2.17 trong đó $y = 3,0\text{m}$, xấp xỉ giá trị $0,7 \times H_t = 0,7 \times 4 = 2,8\text{ m}$ nên tính R_p^A theo công thức

$$R_p^A = \frac{T(1 - t + k_1)}{v} = \frac{2,25(1 - 0,284 + 0,125)}{1,293} = 1,46 \text{ t};$$

$$Z = -1,46 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = -0,187 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đỉnh cột

$$R_A = 1,46 - 0,621 \times 0,187 = 1,344 \text{ t};$$

$$R_B = -0,716 \times 0,187 = -0,134 \text{ t};$$

$$R_C = -0,621 \times 0,187 = -0,116 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0, \quad M_y = 1,344 \times 3 = 4,032 \text{ tm}$$

$$M_{II} = M_{III} = 1,344 \times 4 - 2,25 \times 1 = 3,126 \text{ tm}$$

$$M_{IV} = 1,344 \times 14,1 - 2,25 \times 11,1 = -6,025 \text{ tm}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0.$$

$$Q_{IV} = + 1,344 - 2,25 = -0,906 \text{ t}$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = - 0,134 \times 4 = -0,536 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = - 0,134 \times 14,1 = -1,89 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0 ;$$

$$Q_{IV} = - 0,134 \text{ t.}$$

Cột trục C

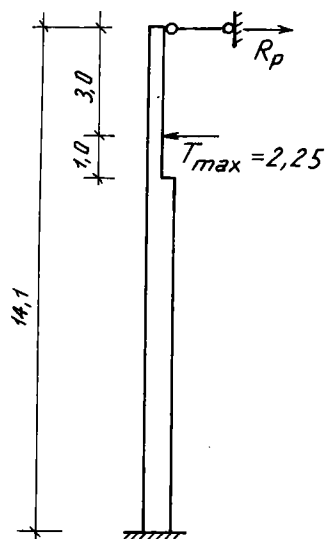
$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = - 0,116 \times 4 = -0,464 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = - 0,116 \times 14,1 = -1,636 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0 ;$$

$$Q_{IV} = -0,116 \text{ t.}$$



Hình 2.2.17. Sơ đồ xác định phản lực do $T_{\max}$

Biểu đồ mômen được thể hiện trên hình 2.2.18.

Vì lực $T_{\max}$ có thể tác dụng theo hai chiều nên khi đưa vào tổ hợp các nội lực được lấy theo cả hai dấu.

Trường hợp b

$$R_p = R_p^B = \frac{T(1 - t + k_1)}{v} = \frac{-2,25(1 - 0,284 + 0,152)}{1,361} = -1,435 \text{ t} ;$$

$$Z = 1,435 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = 0,183 \times 10^4 / E ;$$

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = 0,621 \times 0,183 = 0,114 \text{ t} ;$$

$$R_B = -1,435 + 0,716 \times 0,183 = -1,304 \text{ t} ;$$

$$R_C = R_A = 0,114 \text{ t.}$$

Nội lực ở các tiết diện cột

Cột trục A

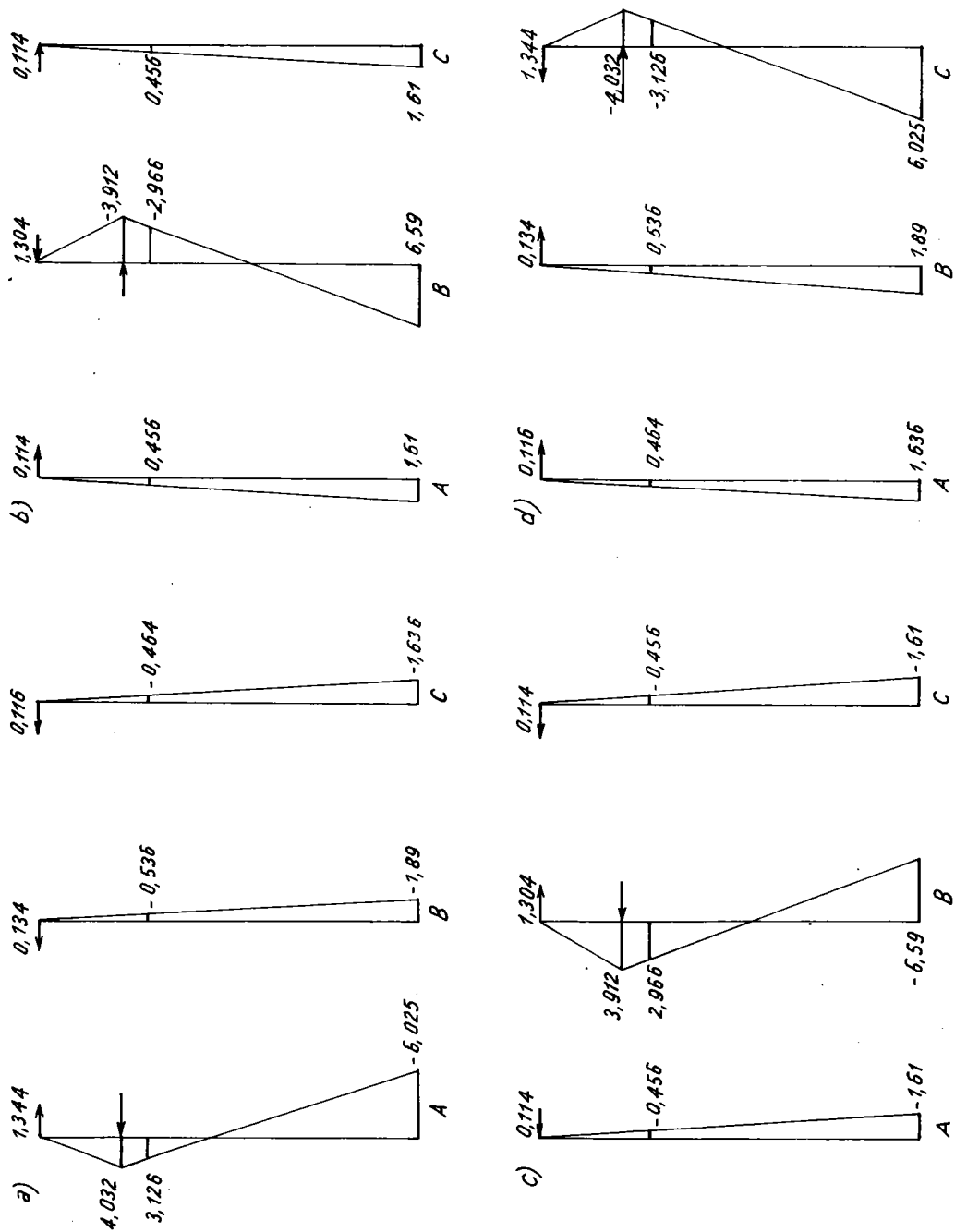
$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = + 0,114 \times 4 = 0,456 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 0,114 \times 14,1 = 1,61 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0 ;$$

$$Q_{IV} = + 0,114 \text{ t.}$$



Hình 2.2.18. Biểu đồ mômen trong khung do các trường hợp tác dụng của lực hãm ngang

- a) $T_{\max}$ tác dụng ở cột A ; b) $T_{\max}$ tác dụng ở bên trái cột B ;
c) $T_{\max}$ tác dụng ở bên phải cột B ; d) $T_{\max}$ tác dụng ở cột C.

Cột trục B

$$M_I = 0; M_y = -1,304 \times 3 = -3,912 \text{ tm};$$

$$M_{II} = M_{III} = -1,304 \times 4 + 2,25 \times 1 = -2,966 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -1,304 \times 14,1 + 2,25 \times 11,1 = 6,59 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = -1,304 + 2,25 = 0,946 \text{ t}.$$

Cột trục C lấy giống cột trục A

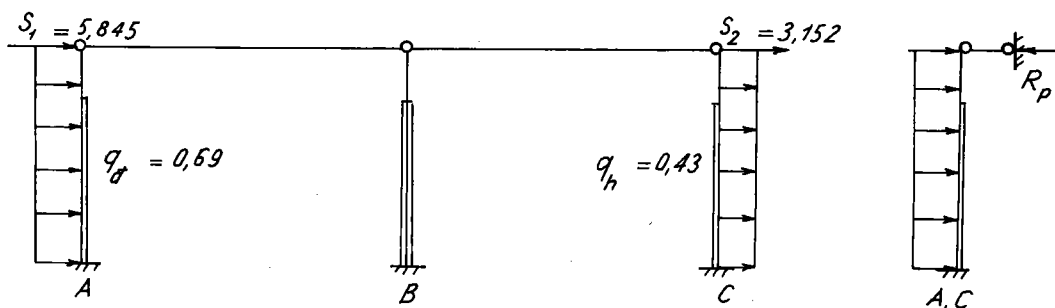
$$M_I = 0; M_{II} = M_{III} = 0,456 \text{ tm}; M_{IV} = 1,61 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0; Q_{IV} = +0,114 \text{ t}.$$

Các trường hợp c và d được suy ra tương ứng từ trường hợp b và a nhờ tính chất đối xứng của hệ. Biểu đồ nội lực của cả bốn trường hợp đều thể hiện trên hình 2.2.18.

8. Nội lực do tải trọng gió

Sơ đồ tính với tải trọng gió trong trường hợp gió thổi từ trái sang phải thể hiện trên hình 2.2.19.



Hình 2.2.19. Sơ đồ tác dụng của gió

Xem tải trọng gió phân phối đều theo phương dọc nhà nên khi tính không kể đến sự làm việc không gian, phương trình chính tắc là

$$r \times Z + R_p = 0;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^C + S_1 + S_2.$$

R_p^A cũng như R_p^C được xác định theo sơ đồ trên hình 2.2.19

$$R_p^A = \frac{3q_d H [1 + k t + 1,33(1 + t) k_1]}{8 v} =$$

$$= \frac{3 \times 0,69 \times 14,1 [1 + 0,168 \times 0,284 + 1,33 (1 + 0,284) \times 0,125]}{8 \times 1,293} = 3,56 \text{ t}$$

$$R_p^C = 3,56 \times 0,43 / 0,69 = 2,22 \text{ t};$$

$$R_p = 3,56 + 2,22 + 5,845 + 3,152 = 14,777 \text{ t}.$$

$$\text{Chuyển vị ngang } Z = -14,777 / (1,958 \times 10^{-4} E) = -7,55 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = 3,56 - 0,621 \times 7,55 = -1,129 \text{ t};$$

$$R_B = -0,716 \times 7,55 = -5,406 \text{ t};$$

$$R_C = 2,22 - 0,621 \times 7,55 = -2,469 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 1,129 \times 4 + 0,69 \times 4^2 / 2 = 10,036 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 1,129 \times 14,1 + 0,69 \times 14,1^2 / 2 = 84,51 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{III} = 1,129 + 0,69 \times 4 = 3,9 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 1,129 + 0,69 \times 14,1 = 10,86 \text{ t}.$$

Cột trục B

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 5,406 \times 4 = 21,624 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 5,406 \times 14,1 = 76,225 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{III} = Q_{IV} = 5,406 \text{ t}.$$

Cột trục C

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 2,469 \times 4 + 0,43 \times 4^2 / 2 = 13,316 \text{ tm};$$

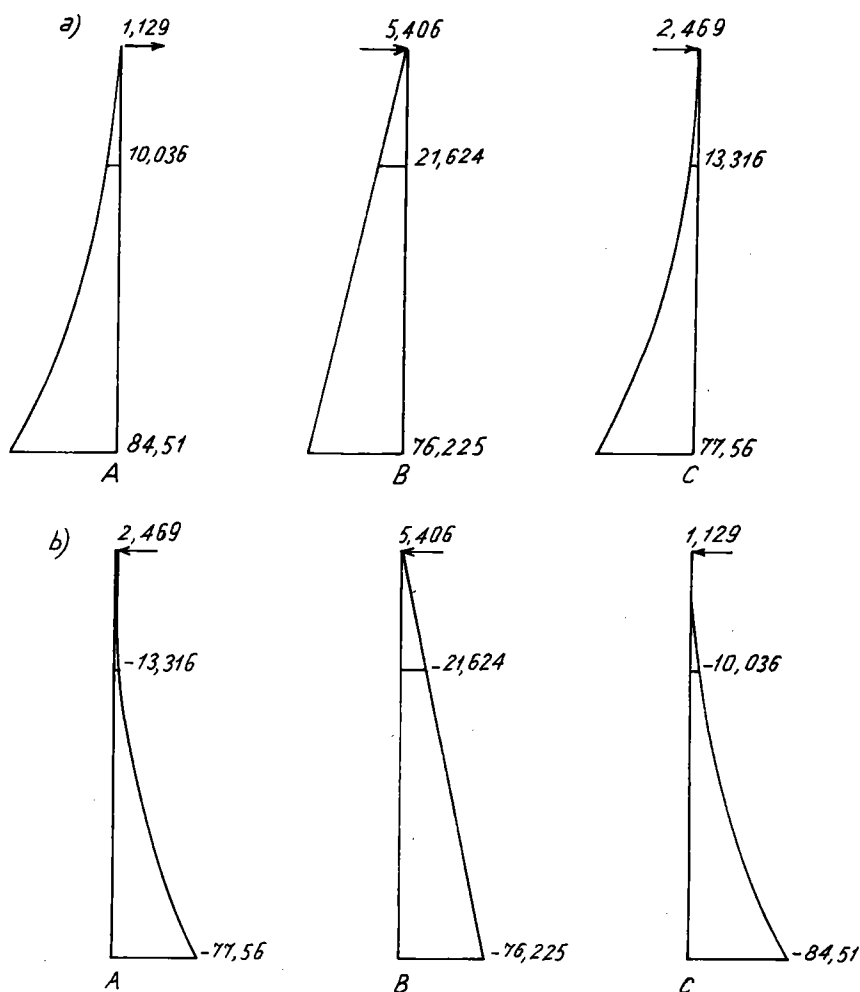
$$M_{IV} = 2,469 \times 14,1 + 0,43 \times 14,1^2 / 2 = 77,56 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{III} = 2,469 + 0,43 \times 4 = 4,19 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 2,469 + 0,43 \times 14,1 = 8,532 \text{ t}.$$

Với gió ngược lại có thể suy ra nội lực trong các cột nhờ tính đối xứng của hệ. Biểu đồ mômen của cả hai trường hợp được thể hiện trên hình 2.2.20.



Hình 2.2.20. Biểu đồ mômen do gió

a) thổi từ trái sang ; b) thổi từ phải sang.

IV. Tổ hợp nội lực

Các nội lực tính toán được tổng kết vào bảng 2.2.1 để tiện tổ hợp vào bảng 2.2.2. Ở đây không tổ hợp nội lực cho tiết diện I vì nội lực do các tải trọng gây ra đều nhỏ so với tiết diện II. Phần cột trên tương đối ngắn (4,0 m) nên có thể tính cốt thép tại tiết diện II và bố trí cho cả đoạn. Phần cột dưới dài trên 10 m và nội lực thay đổi khá lớn, để tiết kiệm vật liệu nên tổ hợp nội lực tính toán cho hai đoạn. Trong bảng tổ hợp ngoài tiết diện III và IV còn đưa thêm tiết diện IIIa ở đoạn giữa phần cột dưới.

Bảng 2.2.2. Bảng tổ hợp nội lực cột trục A, B (Đơn vị: $M(m)$, $N(t)$, $Q(t)$)

Cột	Tiết diện	Nội lực	Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2			Tổ hợp cho Q_{max}
			$M_{max}, N_{t.ung}$	$M_{min}, N_{t.ung}$	$N_{max}, M_{t.ung}$	$M_{max}, N_{t.ung}$	$M_{min}, N_{t.ung}$	$N_{max}, M_{t.ung}$	
1	2	3	17	18	19	20	21	22	23
Trục A	II - II	M	4,15	4,16	4,5,6	4,5,6,11,12,15	4,7,8,16	4,5,6,11,12,15	23
		N	20,258	- 3,094	11,609	21,703	- 7,12	21,703	
	III - III	M	73,80	73,80	82,58	81,702	73,80	81,702	23
		N	4,7,8	4,16	4,7,8	4,6,7,8,15	4,5,13,14,16	4,5,7,8,16	
	III _a - III _a	M	5,607	- 25,806	5,607	13,19	- 26,856	- 14,855	23
		N	142,313	79,41	142,313	136,02	87,312	143,924	
	IV - IV	M	- 1,53	- 3,306	- 1,53	3,698	- 2,99	- 5,037	23
		N	4,15	4,16	4,7,8	4,6,7,8,11,12,15	4,5,9,10,13,14,16	4,5,7,8,16	
	III _a - III _a	M	29,939	- 48,485	- 2,629	35,363	- 47,762	- 40,947	23
		N	84,735	84,735	147,64	131,360	108,180	149,25	
Trục B	II - II	M	8,258	- 5,477	- 1,53	7,212	- 5,585	- 6,991	23
		N	4,15	4,16	4,7,8	4,6,7,8,11,12,15	4,5,7,8,13,14,16	4,5,7,8,16	
	III - III	M	79,93	- 82,14	- 10,866	79,191	- 82,142	- 81,7	23
		N	90,06	90,06	152,963	136,682	144,584	154,574	
	III _a - III _a	M	11,744	- 7,468	- 1,53	10,350	- 8,664	- 8,945	23
		N	4,15	4,16	4,5,6	4,6,9,10,15	4,5,11,12,16	4,5,6,11,12,16	
	IV - IV	M	21,624	- 21,624	0	34,54	- 34,54	- 33,6	23
		N	144,3	144,3	161,86	152,202	152,202	160,1	
	III - III	M	4,11,12	4,9,10	4,9,10,11,12	4,6,11,12,15	4,5,9,10,16	4,5,6,9,10,11,12,15	23
		N	36,504	- 36,504	4,152	53,25	- 53,25	23,2	
Trục B	III _a - III _a	M	218,423	218,423	259,124	220,034	220,034	264,57	23
		N	- 4,102	4,102	1,324	8,494	- 8,494	6,73	
	III _a - III _a	M	4,15	4,16	4,9,10,11,12	4,6,11,12,15	4,5,9,10,16	4,5,6,9,10,11,12,16	23
		N	48,925	- 48,925	2,537	61,64	- 61,64	- 46,316	
	IV - IV	M	161,01	161,01	264,61	225,52	225,52	270,06	23
		N	5,406	5,406	1,324	2,56	- 2,56	- 6,06	
	III _a - III _a	M	4,15	4,16	4,9,10,11,12	4,6,9,10,11,12,15	4,5,9,10,11,12,16	4,5,6,9,10,11,12,16	23
		N	76,225	- 76,225	9,226	76,606	- 76,606	- 76,906	
	IV - IV	M	166,50	166,50	270,104	262,608	262,608	270,51	23
		N	5,406	5,406	1,324	6,0	6,0	- 6,057	

V. Tính tiết diện cột trục A

Vật liệu chọn dùng :

Bê tông mác 300 ($R_n = 130 \text{ kG/cm}^2$, $R_k = 10 \text{ kG/cm}^2$, $E_b = 29 \cdot 10^4 \text{ kG/cm}^2$).

Cốt thép dọc chịu lực nhóm C II ($R_a = R_a' = 2600 \text{ kG/cm}^2$, $E_a = 21 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2$).

Theo phụ lục VII với mác bê tông 300, thép nhóm C II có các giá trị $\alpha_o = 0,58$; $A_o = 0,412$.

1. Phần cột trên trục A

Chiều dài tính toán $l_o = 2,5 H_t = 2,5 \times 400 = 1000 \text{ cm}$, kích thước tiết diện

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$, giả thiết $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_o = 56 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_b = 1000 / 60 = 16,7 > 4$, cần phải xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm và ghi ở bảng 2.2.3

Bảng 2.2.3. Nội lực nguy hiểm ở phần cột trên trục A

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (t.m)	N (t)	$e_{o1} = M / N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	M_{dh} (t.m)	N_{dh} (t.m)
1	II.20	21,703	81,702	0,266	0,286	10,222	73,800
2	II.21	- 7,120	73,800	0,096	0,116	10,222	73,800
3	II.17	20,258	73,800	0,274	0,294	10,222	73,800

Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e'_o = 2 \text{ cm}$, thỏa mãn các điều kiện quy định. Vì hai cặp nội lực trái dấu nhau (1 và 2) có trị số mômen chênh lệch nhau quá lớn và trị số mômen âm lại rất bé nên không cần tính vòng. Ở đây dùng cặp 1 để tính cả thép F_a và F_a' , sau đó kiểm tra với cặp 2 và 3.

Tính với cặp 1

Giả thiết $\mu_t = 0,45\%$

$$J_a = \mu_t \times b \times h_o \times (0,5h - a)^2 = 0,0045 \times 50 \times 56 \times (30 - 40)^2 = 8517,6 \text{ cm}^4.$$

$$J_b = b \times h^3 / 12 = 50 \times 56^3 / 12 = 900\,000 \text{ cm}^4 ;$$

$$K_{db} = 1 + \frac{10,222 + 73,8 (0,3 - 0,04)}{21,703 + 81,702 (0,3 - 0,04)} = 1,685 ;$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 28,6 / 60} + 0,1 = 0,291 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1000^2} \left(\frac{0,291}{1,685} \times 29 \times 10^4 \times 90 \times 10^4 + 21 \times 10^5 \times 8517,6 \right) = 402960 \text{ kG} = 403 \text{ t}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 81,702 / 403} = 1,254 ;$$

$$e = 1,254 \times 28,6 + 30 - 4 = 61,864 \text{ cm} .$$

Với $A_o = 0,412$ tính F'_a theo công thức

$$F'_a = \frac{81702 \times 61,864 - 0,412 \times 130 \times 50 \times 56^2}{2600 \times (56 - 4)} < 0 .$$

Chọn F'_a theo cấu tạo $F'_a = 0,002b \times h_o = 0,002 \times 50 \times 56 = 5,6 \text{ cm}^2$.

Chọn F'_a gồm 3Ø16, $F_a = 6,03 \text{ cm}^2$;

$$A = \frac{81702 \times 61,864 - 2600 \times 6,03 \times 52}{130 \times 50 \times 56^2} = 0,208 ,$$

tra bảng phụ lục VIII có $\alpha = 0,235 > 2a'/h_o = 8/56 = 0,143$;

$$F_a = \frac{0,235 \times 130 \times 50 \times 56 - 81702}{2600} + 6,03 = 7,51 \text{ cm}^2 .$$

chọn 3Ø18, $F_a = 7,63 \text{ cm}^2$

$$\mu_t = (6,03 + 7,63) / 50 \times 56 = 0,0049 (0,49\%) .$$

Kiểm tra với cặp 2

$$J_a = (6,03 + 7,63) (30 - 4)^2 = 9234 \text{ cm}^4 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{-10,222 + 73,8 (0,3 - 0,04)}{7,12 + 73,8 (0,3 - 0,04)} = 1,341 ;$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 11,6 / 60} + 0,1 = 0,475 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1000^2} \left(\frac{0,475}{1,341} \times 29 \times 10^4 \times 90 \times 10^4 + 21 \times 10^5 \times 9234 \right) = 715800 \text{ kG} = 716 \text{ t} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 73,8 / 716} = 1,115 ;$$

$$e = 1,115 \times 11,6 + 30 - 4 = 38,934 \text{ cm} ;$$

$$\alpha = \frac{73800 + 2600 (6,03 - 7,63)}{130 \times 50 \times 56} = 0,19 < \alpha_o .$$

$x = \alpha h_o = 0,19 \times 56 = 10,64 \text{ cm} > 2 a' = 8 \text{ cm}$ nên kiểm tra theo công thức

$$N e \leq A R_n b h_o^2 + R'_a F'_a (h_o - a')$$

$$N e = 73800 \times 38,934 = 2873330 \text{ kG cm},$$

Với $\alpha = 0,19$; $A = 0,19 (1 - 0,5 \times 0,19) = 0,172$;

$$\begin{aligned} A R_n b h_o^2 + R'_a F'_a (h_o - a') &= \\ &= 0,172 \times 130 \times 50 \times 56^2 + 2600 \times 7,63 \times 52 = 4537620 \text{ kG cm}, \end{aligned}$$

vậy đảm bảo khả năng chịu lực.

Tương tự như trên, kiểm tra khả năng chịu lực với cặp 3, cột với cốt thép bố trí như trên đủ khả năng chịu lực.

2. Tính nội lực trong nhánh phần cột dưới

Chiều cao toàn tiết diện cột là $h = 130 \text{ cm}$, bề rộng $b = 50 \text{ cm}$. Chiều cao tiết diện nhánh $h_1 = 30 \text{ cm}$, $a = 0,5 \times 30 = 15 \text{ cm}$.

Bê tông mác 300, cốt thép nhóm C_{II} có

$$n = E_a / E_b = 21.10^5 / 29.10^4 = 6,9.$$

Để tính η giả thiết giá trị $\mu_t = 1 \%$ cho mỗi nhánh,

$$F_a = F'_a = 0,01 \times 30 \times 50 = 15 \text{ cm}^2,$$

$$J_a = (F_a + F'_a) \times (0,5 h - a)^2 = 30 \times (65 - 15)^2 = 75000 \text{ cm}^4.$$

Bình phương bán kính quán tính của tiết diện tương đương

$$r^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{n_o^2 \cdot h_1^2} \right)}$$

Với $c = 100 \text{ cm}$: khoảng cách hai trục nhánh

$$n_o = 5 ; h_1 = 30 \text{ cm}, \text{ tính được } r^2 = 1071 \text{ cm}^2.$$

Mômen quán tính của tiết diện tương đương: $J_b = 2 F_o r^2$.

Với $F_o = b \times h_1 = 50 \times 30 = 1500 \text{ cm}^2$;

$$J_b = 2 \times 1500 \times 1071 = 321300 \text{ cm}^4.$$

Chiều dài tính toán của phần cột dưới

$$l_o = 1,5 H_d = 1,5 \times 10,1 = 15,15 \text{ m}.$$

Từ bảng tổ hợp thấy rằng nội lực ở tiết diện III bé hơn nội lực ở tiết diện III_a nên ta không cần tính với tiết diện III. Dùng nội lực ở tiết diện III_a để tính cốt thép cho nửa phần trên của đoạn cột và dùng nội lực của tiết diện IV để tính thép cho nửa phần dưới.

Để tính nội lực cho từng nhánh và thanh ngang ta lấy cặp nội lực IV- 20 làm ví dụ .

Cặp này có $M = 79,191 \text{ tm} ; N = 136,682 \text{ t} ; Q = 10,35 \text{ t} ,$

trong đó $M_{\text{db}} = - 4,58 \text{ tm} ; N_{\text{db}} = 90,06 \text{ t} .$

$$e_o = M / N = 79,19 / 136,682 = 0,58 \text{ m} = 58 \text{ cm} ; e_o / h = 58 / 130 = 0,446 ;$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 0,446} + 0,1 = 0,301 ;$$

$$K_{\text{db}} = 1 + \frac{-4,58 + 90,06 (0,65 - 0,15)}{79,19 + 136,682 (0,65 - 0,15)} = 1,274 ;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{l_o^2} \frac{S}{K_{\text{db}}} (E_b \times J_b + n \times E_a \times J_a) = 1032.10^3 \text{ kG} = 1032 \text{ t} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 136,682 / 1032} = 1,153 .$$

Gọi nhánh 1 là nhánh bên trái (phía ngoài), nhánh 2 là nhánh bên phải (phía trong). Mômen mang dấu dương làm cho nhánh 2 chịu nén. Khoảng cách giữa hai trục nhánh $C = 1\text{m}.$

$$\text{Nhánh 2: } N_2 = \frac{N}{2} + \eta \frac{M}{C} = \frac{136,682}{2} + 1,153 \frac{79,19}{1,0} = 159,65 \text{ t} ;$$

$$\text{Nhánh 1: } N_2 = \frac{N}{2} - \eta \frac{M}{C} = \frac{136,682}{2} - 1,153 \frac{79,19}{1,0} = -22,965 \text{ t} .$$

Vậy nhánh 1 chịu kéo. Mômen trong mỗi nhánh được xác định không cần chú ý đến dấu vì trong mỗi khoang cột, mômen trong nhánh ở phần trên và phần dưới sẽ có dấu ngược nhau.

Khoảng cách giữa các thanh ngang $S_t = 1,8 \text{ m}.$

Với nhánh 2 chịu nén

$$M_{\text{nh2}} = 0,4 Q S_t = 0,4 \times 10,35 \times 1,8 = 7,452 \text{ tm} ;$$

$$Q_{\text{nh2}} = 0,8 Q = 0,8 \times 10,35 = 8,28 \text{ t} .$$

Với nhánh 1 chịu kéo

$$Q_{\text{nh1}} = 0,3 Q = 0,3 \times 10,35 = 3,105 \text{ t} ;$$

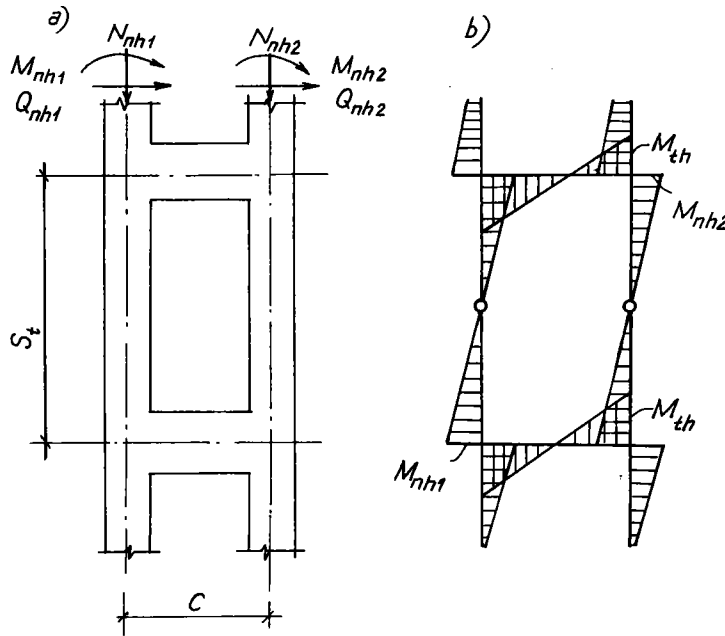
$$M_{\text{nh1}} = 0,15 Q S_t = 0,15 \times 10,35 \times 1,8 = 2,8 \text{ tm} .$$

Nội lực trong thanh ngang

$$M_{th} = 2 M_{nh} = 2 \times 7.452 = 14.904 \text{ tm} ;$$

$$Q_{th} = Q \times S_t / C = 10,35 \times 1,8 / 1 = 18,63 \text{ t} .$$

Tương tự như trên, lần lượt tính toán với các tổ hợp khác. Kết quả tính toán ghi ở bảng 2.2.14. Khi cả hai nhánh cùng chịu nén thì $M_{nh} = 0,25 Q S_t$ và $Q_{nh} = 0,5 Q$.



Hình 2.2.21. Sơ đồ nội lực và biểu đồ mômen

a) sơ đồ nội lực trong nhánh ; b) biểu đồ mômen .

3. Tính cốt thép trong nhánh phần cột dưới

Dùng bê tông mác 300 ($R_n = 130 \text{ kg/cm}^2$), cốt thép nhóm C II ($R_a = R'_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$).

Chiều dài tính toán của nhánh cột tính trong phạm vi từng khoang, $l_o = 0,7 S_t = 0,7 \times 1,8 = 1,26 \text{ m}$. Kích thước tiết diện mỗi nhánh $b = 50 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$. Chọn $a = a' = 3 \text{ cm}$; $h_o = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$; $h_o - a' = 24 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_h = l_o / h = 126 / 30 = 4,2$ là khá bé nên có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

Vì mômen đổi dấu trong từng đoạn nhánh cột cho nên cần phải tính cốt thép đối xứng.

a. Tính nhánh 1

Nhánh 1 chịu lực theo hai trạng thái : nén lệch tâm (IV -18 và IV -22) và kéo lệch tâm (IV -17 và IV -20). Trong trạng thái nén lệch tâm thì cặp IV -22 nguy hiểm hơn cặp IV -18 và ở trạng thái kéo lệch tâm thì cặp IV -17 nguy hiểm hơn cặp IV -20 vì vậy chỉ cần tính với hai cặp IV -17 và IV -22.

Bảng 2.2.4. Bảng nội lực trong nhánh và thanh ngang
 $M(t.m)$, $Q(t)$, $N(t)$

Cấp nội lực	Đại lượng	Nội lực trong cột	Nội lực trong nhánh 1	Nội lực trong nhánh 2	Nội lực thanh ngang
1	2	3	4	5	6
III _{a17}	M	29,939	3,720	3,720	7,44
	N	84,735	9,973	77,76	
	Q	8,258	4,13	4,13	14,86
	η	1,082			
III _{a18}	M	- 48,485	3,943	1,480	7,89
	N	84,735	95,75	-11,014	
	Q	-5,477	4,382	1,643	9,86
	η	1,101			
III _{a20}	M	35,363	3,250	3,250	6,50
	N	131,360	26,392	104,97	
	Q	7,212	3,606	3,606	12,98
	η	1,111			
III _{a21}	M	- 47,762	2,513	2,513	5,027
	N	108,180	107,488	0,692	
	Q	- 5,585	2,793	2,793	10,053
	η	1,118			
III _{a22}	M	- 40,947	3,146	3,146	6,30
	N	149,250	121,182	28,068	
	Q	-6,991	3,50	3,50	12,584
	η	1,137			
IV ₁₇	M	79,930	3,171	8,4560	16,912
	N	90,060	- 43,932	133,992	
	Q	11,744	3,523	9,395	21,139
	η	1,113			
IV ₁₈	M	- 82,140	5,507	2,065	11,014
	N	90,060	136,78	- 46,72	
	Q	- 7,648	6,118	2,294	13,766
	η	1,117			
IV ₂₀	M	79,191	2,795	7,452	14,904
	N	136,682	- 22,887	159,570	
	Q	10,350	3,105	8,28	18,63
	η	1,152			
IV ₂₂	M	- 81,700	6,440	2,415	12,881
	N	154,574	173,121	- 18,547	
	Q	- 8,945	7,156	2,684	16,101
	η	1,173			

Tính với cặp IV -17 có $M = 3,171$ tm và $N = 43,932$ t. Cấu kiện chịu kéo lệch tâm với $e_o = 3,171 / 43,932 = 0,072$ m = 7,2 cm.

$$e_o = 7,2 \text{ cm} < 0,5h - a = 12 \text{ cm, trường hợp kéo lệch tâm bé}$$

$$e' = 0,5h + e_o - a' = 15 + 7,2 - 3 = 19,2 \text{ cm.}$$

Tính thép theo công thức

$$F_a = \frac{N \times e'}{R_a (h_o - a')} = \frac{43932 \times 19,2}{2600 \times 24} = 13,52 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp IV -22 có $M = 6,44$ tm ; $N = 173,121$ t.

$$e_o = 6,44 / 173,121 = 0,0372 \text{ m} = 3,72 \text{ cm.}$$

Nhánh cột làm việc như khung siêu tĩnh nên không lấy độ lệch tâm ngẫu nhiên.

$$e = e_o + 0,5h - a = 3,72 + 15 - 3 = 15,72 \text{ cm.}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_o} = \frac{173121}{130 \times 50 \times 27} = 0,986 > \alpha_o = 0,58 ,$$

nên tính theo nén lệch tâm bé.

Tính độ lệch tâm giới hạn theo công thức (1.4.1)

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 30 - 0,62 \times 27) = 8,304 \text{ cm.}$$

Vì $e_o = 3,72 \text{ cm} < 0,2 h_o = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm}$ nên xác định lại x theo công thức (1.4.10)

$$x = 30 - [(0,5 \times 30 / 27) + 1,8 - 1,4 \times 0,62] \times 3,72 = 24,47 \text{ cm}$$

Tính thép theo công thức (1.4.12)

$$F_a' = \frac{Ne - R_n b x (h_o - 0,5 x)}{R_a (h_o - a')} = \frac{173121 \times 15,72 - 30 \times 50 \times 24,47 \times (27 - 0,5 \times 24,47)}{2600 (27 - 3)} = 5,98 \text{ cm}^2.$$

Chọn cốt thép theo trường hợp kéo lệch tâm.

Tính toán đoạn trên với các nội lực lấy từ tiết diện IIIa. Mọi tổ hợp nguy hiểm (bảng 2.2.4) đều là nén lệch tâm. Cặp IIIa - 17 có độ lệch tâm lớn nhất, cặp IIIa - 22 có lực dọc lớn nhất.

Cặp IIIa - 17 có $M = 3,72$ tm ; $N = 9,973$ t.

$$e_o = 3,72 / 9,973 = 0,373 \text{ m} = 37,3 \text{ cm} ;$$

$$e = 37,3 + 15 - 3 = 49,3 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_o} = \frac{9973}{130 \times 50 \times 27} = 0,057 < \alpha_o = 0,58 ;$$

$x = \alpha h_o = 0,057 \times 27 = 1,54 \text{ cm} < 2 a' = 6 \text{ cm}$, tính F_a theo công thức

$$F_a = F_a' = \frac{N(e + a' - h_o)}{R_a(h_o - a')} = \frac{9973(49,3 + 3 - 27)}{2600 \times 24} = 4,044 \text{ cm}^2$$

Cặp IIIa - 22 có $M = 3,146 \text{ tm}$; $N = 121,182 \text{ t}$;

$$e_o = 3,146 / 121,182 = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm} ;$$

$$e = 2,6 + 15 - 3 = 14,6 \text{ cm} ;$$

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_o} = \frac{121182}{130 \times 50 \times 27} = 0,69 > \alpha_o = 0,58 .$$

Tính cốt thép theo trường hợp nén lệch tâm bé. Vì $e_o = 3,72 \text{ cm} < 0,2 h_o = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm}$ nên xác định lại x theo công thức (1.4.10) :

$$x = 30 - [(0,5 \times 30 / 27) + 1,8 - 1,4 \times 0,62] \times 2,6 = 26,13 \text{ cm} .$$

Tính thép theo công thức (1.4.12)

$$F_a' = \frac{Ne - R_n b x(h_o - 0,5 x)}{R_a(h_o - a')} = \frac{121182 \times 14,6 - 130 \times 50 \times 26,13 \times (27 - 0,5 \times 26,13)}{2600(27 - 3)} < 0.$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu khi $\lambda < 5$ là : $\mu_{\min} = 0,05\%$

$$F_{a \min} = 0,0005 \times 50 \times 27 = 0,68 \text{ cm}^2.$$

Chọn cốt thép theo trị số lớn ($4,04 \text{ cm}^2$)

b. Tính nhánh 2

Tiến hành tính theo cách trên được kết quả ghi ở bảng 2.2.5.

c. Chọn cốt thép (h.2.2.22)

Nhánh 1 ở tiết diện IV - chân cột chọn $7\emptyset 16$, $F_a = F_a' = 14,07 \text{ cm}^2$, lên phần trên cắt bỏ $4\emptyset 16$ còn lại $3\emptyset 16$ với $F_a = F_a' = 6,03 \text{ cm}^2$.

Nhánh 2 ở tiết diện IV có diện tích thép yêu cầu lớn nhất là $12,33 \text{ cm}^2$ xấp xỉ với diện tích thép ở nhánh 1 đã chọn, vì vậy để thuận tiện ở đây chọn $7\emptyset 16$, lên phần trên cắt bỏ $4\emptyset 16$ còn lại $3\emptyset 16$ với $F_a = F_a' = 6,03 \text{ cm}^2$.

Tổng diện tích thép ở tiết diện IV là $14,07 \times 4 = 56,28 \text{ cm}^2$ xấp xỉ với giả thiết đã chọn là 60 cm^2 để tính J_a .

Bảng 2.2.5. Kết quả tính cốt thép nhánh 2

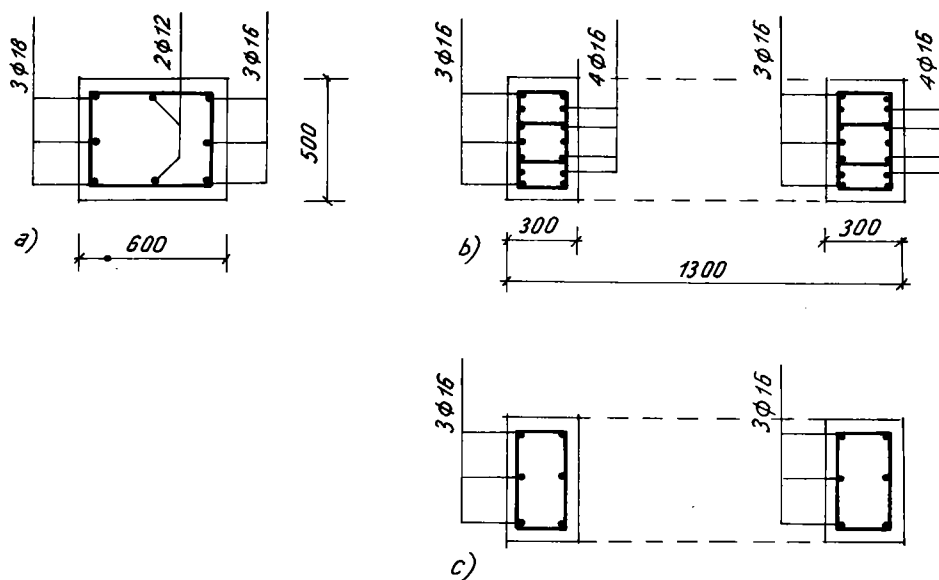
Cặp nội lực	M (t.m)	N (t)	Trường hợp tính toán	$F_a = F_a'$ (cm ²)
IV - 18	2,065	-46,72	Kéo lệch tâm bé	12,33
IV - 20	7,452	159,57	Nén lệch tâm bé	10,13
III _a - 18	1,48	-11,014	Kéo lệch tâm lớn	4,49
III _a - 20	3,250	104,97	Nén lệch tâm bé	cấu tạo

d. Tính toán theo tiết diện nghiêng

Lực cắt lớn nhất trong nhánh cột ứng với trường hợp nhánh chịu nén là $Q = 9,395t$ (nhánh 2 - cặp IV - 17). Kiểm tra điều kiện chịu cắt với bê tông mác 300 ($R_k = 10kg/cm^2$)

$$k_1 \times R_k \times b \times h_0 = 0,6 \times 10 \times 50 \times 27 = 10800 \text{ kG, thỏa mãn điều kiện}$$

$Q < k_1 \times R_k \times b \times h_0$ nên không cần tính cốt đai cho trường hợp này.

**Hình 2.2.22. Bố trí cốt thép cột biên**

a) phần cột trên ; b) phần dưới cột dưới ; c) phần trên cột dưới .

Trong trường hợp nhánh chịu kéo, lực cắt lớn nhất $Q = 3,523 t$, ứng với lực kéo $N = 43,932 t$.

Kiểm tra theo điều kiện $Q \leq 0,6 \times m_N \times R_k \times b \times h_0$, với hệ số

$$m_N = 1 - \frac{0,2 N}{R_k b h_o} = 1 - \frac{0,2 \times 43932}{10 \times 50 \times 27} = 0,349 ;$$

$$0,6 \times m_N \times R_K \times b \times h_o = 0,349 \times 10800 = 3770 \text{ kG} = 3,77 \text{ t.}$$

Vì $Q = 3,523 < 0,6 \times m_N \times R_K \times b \times h_o = 3,77$ nên không cần tính kiểm tra cốt đai. Ở đoạn dưới trong mỗi nhánh cột có $14\varnothing 16$. Để phù hợp với yêu cầu cấu tạo, cách một cốt dọc có một cốt nằm ở góc cốt đai cần phải dùng cốt đai bốn nhánh. Dùng cốt đai $\varnothing 6$, khoảng cách $u = 20 \text{ cm}$.

4. Tính cốt thép trong thanh ngang

Ở đoạn trên thanh ngang chịu mômen lớn nhất là $M = 7,89 \text{ tm}$ và lực cắt lớn nhất $Q = 14,86 \text{ t}$ (bảng 2.2.4).

Tiết diện thanh ngang $b = 50 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Chọn $a = a' = 3 \text{ cm}$; $h_o = 37 \text{ cm}$; $h_o - a' = 34 \text{ cm}$.

Mômen trong thanh ngang đối xứng nên cần đặt thép đối xứng. Tính thép dọc theo công thức

$$F_a = \frac{M}{R_a (h_o - a')} = \frac{789000}{2600 \times 34} = 8,93 \text{ cm}^2.$$

Chọn đặt mỗi phía $4\varnothing 18$, $F_a = 10,18 \text{ cm}^2$.

$$Q = 15,8 \text{ t} > k_1 \times R_k \times b \times h_o =$$

$0,6 \times 10 \times 50 \times 37 = 11100 \text{ kG} = 11,1 \text{ t}$ nên cần tính toán cốt đai. Kiểm tra điều kiện

$$k_o R_n b h_o = 0,35 \times 130 \times 50 \times 37 = 84175 \text{ kG.}$$

Thỏa mãn điều kiện hạn chế

$$Q < k_o R_n b h_o.$$

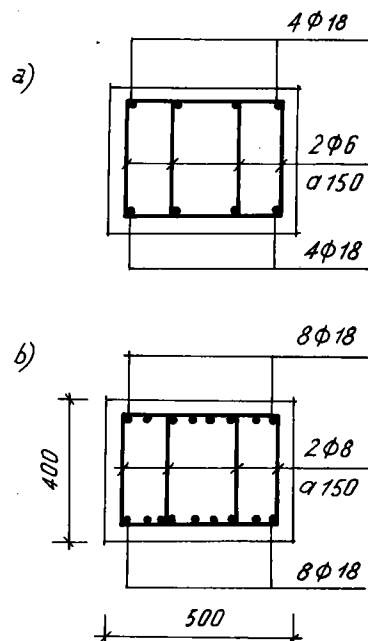
Dùng đai $\varnothing 6$, vì bề rộng thanh 50 cm và mỗi phía có bốn cốt dọc nên làm đai bốn nhánh.

$$F_d = 4 \times 0,283 = 1,132 \text{ cm}^2.$$

Khoảng cách cốt đai chọn theo yêu cầu cấu tạo $u = 15 \text{ cm}$.

$$q_d = \frac{R_{ax} \times F_d}{u} = \frac{1700 \times 1,132}{15} = 128 \text{ kG / cm.}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai tính theo công thức :



Hình 2.2.23. Bố trí thép trong thanh ngang

a) đoạn trên ; b) đoạn dưới.

$$Q_{db} = 2,8 \sqrt{R_k b h_o^2 q_d} = 2,8 \sqrt{10 \times 50 \times 37^2 \times 128} = 19120 \text{ kG}$$

thỏa mãn điều kiện $Q < Q_{db}$.

Tính toán thanh ngang đoạn dưới với $M = 16,912 \text{ tm}$; $Q = 21,139 \text{ t}$.

Cốt dọc

$$F_a = \frac{1691200}{2600 \times 34} = 19,13 \text{ cm}^2.$$

Chọn mỗi phía $8\varnothing 18$; $F_a = 20,36$, đặt một lớp, khoảng hở giữa các thanh là 4,5 cm. Cốt đai dùng $\varnothing 8$, bốn nhánh, tính được $q_d = 227 \text{ kG/cm}$ và $Q_{db} = 25,5 \text{ t}$, đảm bảo yêu cầu chịu lực.

5. Tính kiểm tra nén cục bộ ở đỉnh cột

Đỉnh cột chịu lực nén từ kết cấu mái truyền vào

$$N = G_m + P_m = 73,8 + 8,78 = 82,58 \text{ t}.$$

Lực này gây nén cục bộ. Diện tích chịu nén cục bộ xác định từ gối kê của dầm mái lên cột (h.2.2.24).

$F_{cb} = 30 \times 24 = 720 \text{ cm}^2$. Diện tích tính toán $F_t = 50 \times 40 = 2000 \text{ cm}^2$. Hệ số tăng cường độ

$$\text{bê tông } m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{2000}{720}} = 1,4 < 2.$$

Tính toán kiểm tra với $\xi_{cb} = 0,75$.

$$\xi_{cb} \times m_{cb} \times R_u \times F_{cb} = 0,75 \times 1,4 \times 130 \times 720 = 98280 \text{ kg} = 98,28 \text{ t} > N,$$

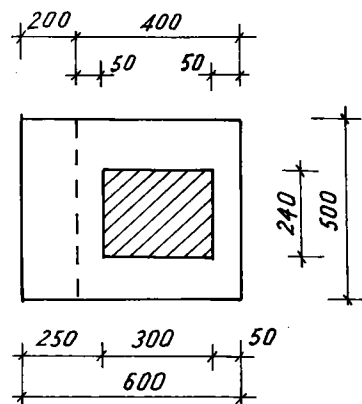
thỏa mãn điều kiện về nén cục bộ, không cần dùng lưới thép để gia cố cục bộ.

6. Tính toán vai cột kết hợp thanh ngang trên cùng

Bộ phận này của cột chịu lực trực tiếp từ dầm cầu trục P , lực từ phần cột trên truyền vào N, M, Q và mômen trong nhánh do lực ngang Q ở phần cột dưới gây ra (h.2.2.25). Trạng thái ứng suất khá phức tạp.

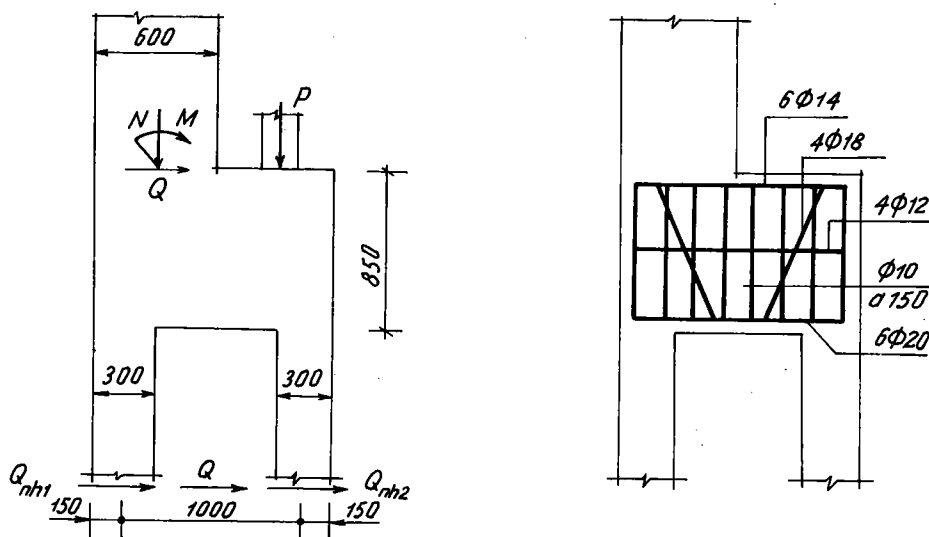
Có thể quan niệm gần đúng như sau :

Dưới tác dụng của tải trọng đứng và mômen tập trung nội lực trong thanh ngang trên cùng được xác định như trong dầm hai đầu khớp với nhịp bằng khoảng cách giữa hai trục nhánh. Dưới tác dụng của tải trọng ngang nội lực trong thanh ngang có thể xác định theo phương pháp điểm không mômen.



Hình 2.2.24. Sơ đồ tính nén cục bộ đỉnh cột

Từ bảng tổ hợp 11, ở tiết diện II - II chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm cho vai cột II - 20 và II - 21.



Hình 2.2.25. Sơ đồ tác dụng lực và cấu tạo cốt thép vai cột

Cặp II-20 có $M = 21,703 \text{ tm}$; $N = 81,702 \text{ t}$; lực tác dụng lên vai $P = G_d = 5,61$, tương ứng với tổ hợp này ở tiết diện III - III, bảng 2.2.1 tính được $Q = 4,81 \text{ t}$.

Cặp II - 21 có $M = -7,12 \text{ tm}$; $N = 73,8 \text{ t}$; lực tác dụng lên vai $P = D_{\max} + G_d = 79,6 \text{ t}$; tương ứng với tổ hợp này ở tiết diện III-III, bảng 2.2.1 tính được $Q = -5,06 \text{ t}$.

Các sơ đồ tính và nội lực của hai trường hợp tác dụng trên cho ở hình 2.2.26. Trong đó, do hai nhánh chịu nén nên $Q_{nh1} = Q_{nh2} = 0,5 Q$ và mômen tác dụng ở đầu mút thanh ngang sẽ là $Q_{nh} \times 0,5 S_t = 0,9 Q_{nh} = 0,45 Q \text{ (tm)}$.

Cốt dọc được tính với $M = 30,04 \text{ tm}$, $h = 85 \text{ cm}$, $h_o = 80 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$.

$$A = \frac{3004000}{130 \times 50 \times 80^2} = 0,072 ; \gamma = 0,962$$

$$F_a = \frac{3004000}{2600 \times 0,962 \times 80} = 15,01 \text{ cm}^2$$

Chọn $6\Phi 20$, $F_a = 15,71 \text{ cm}^2$. Cốt dọc phía trên đặt $6\Phi 14$ là đủ. Do chiều cao dầm lớn nên đặt thêm thép cấu tạo $4\Phi 12$ ở giữa chiều cao dầm. Dùng trị số lớn $Q = 89,45$ để kiểm tra về chịu cắt. Điều kiện về kích thước tiết diện :

$$k_o R_n b h_o = 0,35 \times 130 \times 50 \times 80 = 182\,000 > Q ; \text{thỏa mãn điều kiện hạn chế.}$$

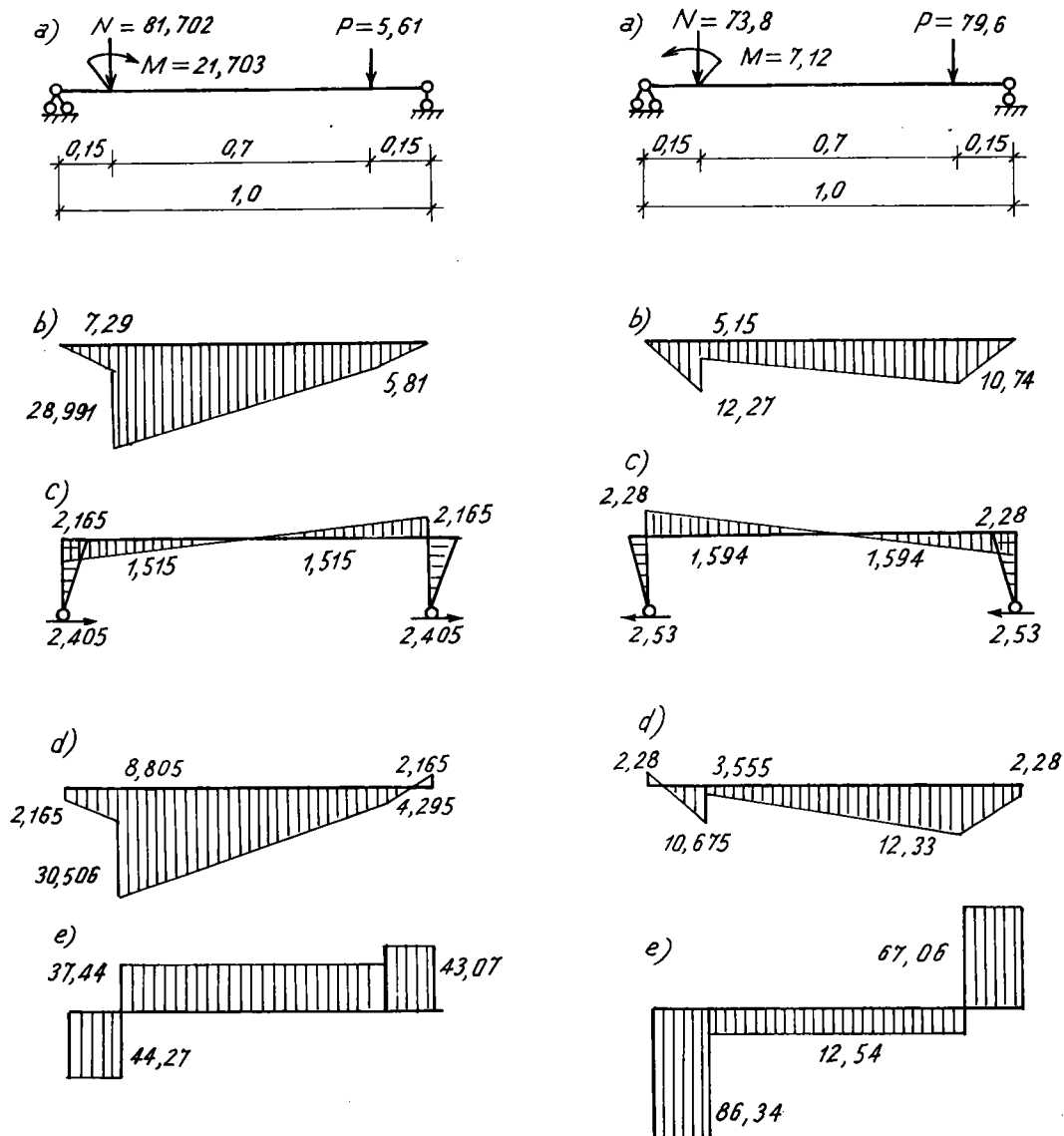
$k_1 R_K b h_o = 0,6 \times 10 \times 50 \times 80 = 24\,000 \text{ kg} < Q$; cần tính cốt ngang chịu cắt. Cốt đai đặt $\Phi 10$, bốn nhánh, khoảng cách $u = 15 \text{ cm}$; có $F_d = 3,14 \text{ cm}^2$, $R_{ad} = 1700 \text{ kg/cm}^2$.

$$q_d = \frac{R_{ax} \times F_d}{u} = \frac{1700 \times 3,14}{15} = 355,87 \text{ kG/m.}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai và bê tông tính theo công thức :

$$Q_{db} = 2,8 \sqrt{R_k b h_o^2 q_d} = 2,8 \sqrt{10 \times 50 \times 80^2 \times 355,87} = 94488 \text{ kG} > Q$$

bảo đảm khả năng chịu lực.



Hình 2.2.26. Sơ đồ để xác định nội lực trong thanh ngang trên cùng

a) ứng với cặp nội lực II-20 ; b) ứng với cặp nội lực II-21.

Cốt xiên đặt theo yêu cầu tối thiểu bằng $0,002 \times b \times h_o = 0,002 \times 50 \times 80 = 8 \text{ cm}^2$, dùng 4Ø18 ; $F_x = 10 \text{ cm}^2$, góc nghiêng $\alpha = 60^\circ$.

7. Kiểm tra khi chuyên chở, cầu lắp

Nhân tải trọng do trọng lượng bản thân với hệ số động lực 1,5 ta được

$$\text{phần cột trên : } g_1 = 1,125 \text{ t/m ;}$$

$$\text{phần cột dưới : } g_2 = 1,42 \text{ t/m.}$$

Tính toán với hai sơ đồ có thể xảy ra.

a. Khi chuyên chở (h2.2.27.)

Cột được đặt nằm theo phương ngang, kê lên hai gối hoặc treo lên hai móc. Vị trí gối kê khi sắp xếp trùng với vị trí đặt móc khi cầu. Chọn vị trí gối cách mút cột 3,2 m. Mômen âm tại vị trí gối :

$$\text{ở phần trên : } M_1 = 0,5 \times 1,125 \times 3,2^2 = 5,76 \text{ tm ;}$$

$$\text{ở phần dưới : } M_2 = 0,5 \times 1,42 \times 3,2^2 = 7,27 \text{ tm.}$$

Phản lực tại gối tựa phía dưới tính được là $R = 10,76 \text{ t}$, mômen dương có giá trị cực đại tại tiết diện cách mút dưới của cột một đoạn

$$y = \frac{R}{g_2} = \frac{10,76}{1,42} = 7,58 \text{ m.}$$

$$M_3 = 10,76 \times (7,58 - 3,2) - 0,5 \times 1,42 \times 7,58^2 = 6,33 \text{ tm.}$$

Kiểm tra tiết diện phần cột trên với $b = 60 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$. Cốt thép lấy ở một hàng ngoài gồm $1\emptyset 16 + 1\emptyset 18 + 1\emptyset 12$; $F_a = 5,678 \text{ cm}^2$; $h_o = 46,5 \text{ cm}$.

Tính khả năng chịu lực của tiết diện M_{td} theo trường hợp cấu kiện chịu uốn, đặt cốt kép, do $F_a = F_a'$ nên $x = 0$, tính theo cốt đơn

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_o} = \frac{2600 \times 5,687}{130 \times 60 \times 46,5} = 0,041.$$

Tra bảng phụ lục VIII được $\gamma = 0,98$

$$\begin{aligned} M_{td} &= R_a \times F_a' \times \gamma \times h_o = 2600 \times 5,687 \times 0,98 \times 46,5 = \\ &= 673810 \text{ kgm} = 6,74 \text{ tm} > M_1 = 5,76 \text{ tm,} \end{aligned}$$

đủ khả năng chịu lực.

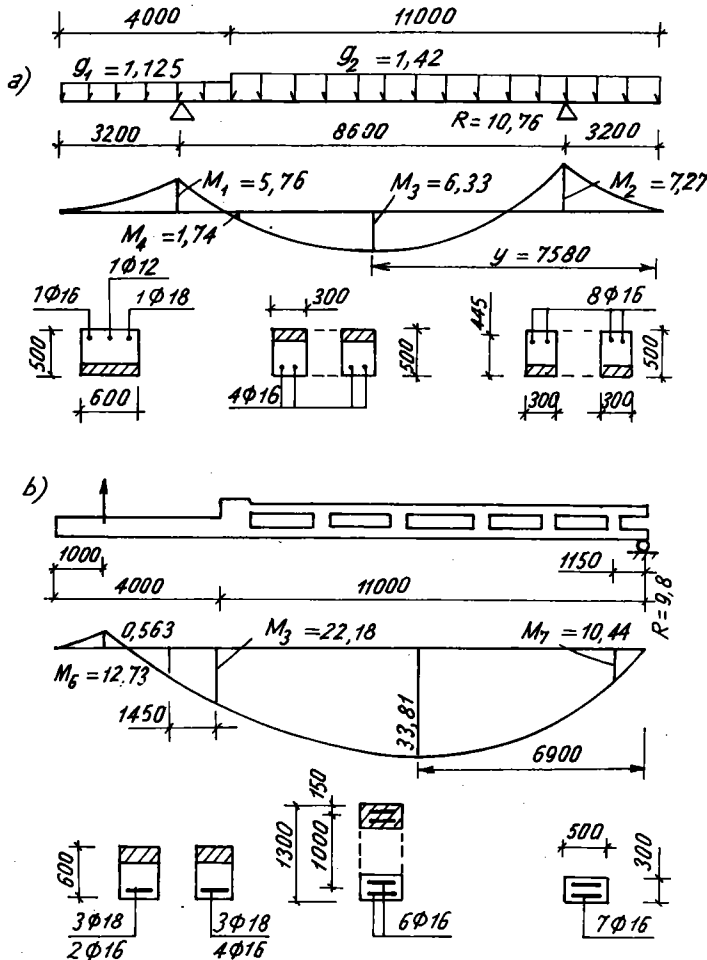
Kiểm tra phần cột dưới với tiết diện hai nhánh, mỗi nhánh $b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$. Ở tiết diện có mômen M_3 cốt thép ở nhánh một lấy $2\emptyset 18$, $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$, nhánh hai : $2\emptyset 16$, $F_a = 4,02 \text{ cm}^2$.

Tính được

Khả năng chịu lực của nhánh một là : 5,97 tm.

Khả năng chịu lực của nhánh hai là : 4,71 tm.

Khả năng chịu lực của cả hai nhánh là : $5,97 + 4,71 = 10,68 \text{ tm} > M_2$ và M_3 nên đủ khả năng chịu lực.



Hình 2.2.27. Sơ đồ tính cột khi vận chuyển và cầu lắp

a) khi vận chuyển ; b) khi cầu lắp.

b. Khi cầu lắp (h2.2.27b.)

Cột được dựng lắp theo phương pháp kéo lê. Trước hết cột được lật từ tư thế nằm sang tư thế nằm nghiêng, vai cột ở mặt trên, sau đó kéo cột ở một điểm còn chân cột tì lên một bàn chạy. Điểm lắp chốt để kéo cột cách đỉnh 1m, lấy phụ thuộc vào thiết bị khung gá lắp. Biểu đồ mômen uốn đã được tính toán và vẽ trên hình 2.2.27b.

Ở phần cột dưới có mômen uốn lớn nhất $M = 33,81 \text{ tm}$, mômen này gây ra lực kéo trong nhánh cột

$$N = \frac{M}{C} = \frac{33,81}{1} = 33,81 \text{ t}$$

Diện tích cốt thép cần thiết

$$F_a = \frac{N}{R_a} = \frac{33810}{2600} = 13,0 \text{ cm}^2$$

Cốt thép đã bố trí trong nhánh là $6\varnothing 18$, $F_a = 15,27 \text{ cm}^2$, đủ yêu cầu về chịu lực. Tuy nhiên nếu để phía vai cột xuống dưới thì cốt thép chịu kéo chỉ gồm $6\varnothing 16$; $F_a = 12,06 \text{ cm}^2$, thì sẽ bị thiếu một ít, khi thi công cần chú ý lật cột đúng chiều. Nếu để an toàn hơn thì nên bố trí lại cốt dọc ở nhánh bị thiếu.

Ở đoạn chân cột, khi đặt gối kê như trên hình 2.2.27b thì đoạn mút của nhánh cột phía dưới chịu lực như một côngxon với $R = 9,8 \text{ t}$ và trọng lượng bản thân nhánh $0,56 \text{ t/m}$. Nội lực $Q = 9,8 \text{ t}$ và $M = 9,8 \text{ tm}$. Cần tính toán, bố trí cốt thép để tiết diện $b = 50$; $h = 30 \text{ cm}$ chịu được M và Q đó

Ở phần cột trên tiếp giáp với vai cột có mômen uốn $M_5 = 22,18 \text{ tm}$. Tính được diện tích cốt thép yêu cầu là $15,6 \text{ cm}^2$. Cốt thép đã có ở phía chịu kéo gồm $2\varnothing 16 + 2\varnothing 18$, $F_a = 9,11 \text{ cm}^2$. Cần phải đặt thêm $15,6 - 9,11 = 6,49 \text{ cm}^2$. Dùng thêm $2\varnothing 16 + 1\varnothing 18$ với $F_a = 6,57 \text{ cm}^2$.

Với diện tích thép $9,11 \text{ cm}^2$, khả năng chịu lực của tiết diện tính được $12,73 \text{ tm}$, từ đó xác định được điểm cắt lý thuyết của các thanh mới thêm vào cách vai cột $1,45 \text{ m}$.

Đoạn neo (tính cho thanh đường kính lớn $\varnothing 18$) vào phần cột dưới l_{n1} tính với $m_o = 0,7$; $v = 11$; $k_o = 20$.

$$l_{n1} = \left(m_o \times \frac{R_a}{R_n} + v \right) \times d = \left(0,7 \times \frac{2600}{130} + 11 \right) \times 1,8 = 45 \text{ cm} > k_o \times d = 20 \times 1,8 = 36 \text{ cm}.$$

Đoạn neo ở phía trên cũng tính như vậy nhưng trong đó giá trị R_a được nhân với tỷ số $\frac{F_{a6}}{F_a}$, trong đó F_{a6} là diện tích cốt thép cần thiết để chịu mômen M_6 ở mặt

cắt lý thuyết, $F_{a6} = 9,11 \text{ cm}^2$ ($2\varnothing 16 + 2\varnothing 18$) F_a - diện tích cốt thép có thực, $F_a = 15,68 \text{ cm}^2$ ($4\varnothing 16 + 3\varnothing 18$)

$$\frac{F_{a6}}{F_a} = \frac{9,11}{15,68} = 0,581$$

$$l_{n2} = \left(0,7 \times \frac{0,581 \times 2600}{130} + 11 \right) \times 1,8 = 34,44 \text{ cm}$$

$$l_{n2} = 34,44 \text{ cm} < 20 \times d = 36 \text{ cm} \text{ nên lấy } l_{n2} = 36 \text{ cm}.$$

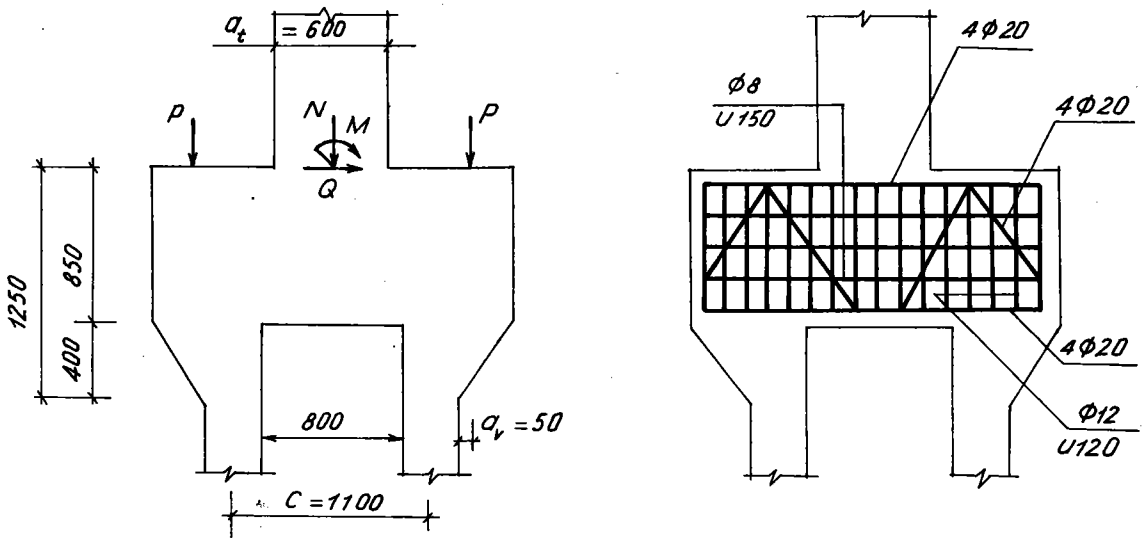
Chiều dài cần thiết của các cốt đặt thêm vào để chịu lực lúc dựng lắp là

$$145 + 45 + 36 = 226 \text{ cm}.$$

Việc đặt chốt cầu lắp cách đỉnh cột 1m làm cho mômen uốn ở phần cột trên đạt giá trị khá lớn, phải đặt thêm cốt dọc, như vậy không kinh tế. Nên thay đổi sơ đồ cầu lắp, dùng cách gá buộc vào vai cột để cầu.

IV. Tính tiết diện cột trục B

Việc tính toán cột trục B cũng được tiến hành tương tự như đối với cột trục A, chỉ cần chú ý là cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng nên cần tính toán và bố trí cốt thép đối xứng, ở đây do yêu cầu của một thí dụ, không trình bày các phần tính toán đó.



Hình 2.2.28. Sơ đồ tác dụng lực và bố trí cốt thép vai cột giữa

Vai cột trục B được tính toán theo sơ đồ trên hình 2.2.28, xem gần đúng như một dầm ngắn kê lên hai nhánh cột, chịu lực P do dầm cầu trục và nội lực M , N , Q do phần cột trên truyền vào. Ngoài ra nó còn chịu tác dụng của mômen uốn và lực cắt như các thanh ngang khác do cột bị uốn tổng thể

$$P = G_d + D_{\max} = 5,7 + 80,73 = 86,43 \text{ t.}$$

Nội lực ở tiết diện II-II chọn cặp II-22 có $M = 35,4$; $N = 158,93$, tương ứng với nó ở tiết diện III-III xác định được $Q = 6,3 \text{ t.}$

a. Tính phần côngxon ngắn chịu tác dụng của lực P

Kiểm tra kích thước với $Q_{v1} = P = 86,43 \text{ t}$; $b = 50 \text{ cm}$; $h = 125 \text{ cm}$; $h_0 = 121 \text{ cm}$, hệ số $k_v = 1$; $a_v = 5 \text{ cm}$.

$$2,5 \times R_K \times b \times h_0 = 2,5 \times 10 \times 50 \times 121 = 151\,200 \text{ kG} > Q_{v1};$$

$$\frac{1,2 \times k_v \times R_k \times b \times h_o^2}{a_v} = \frac{1,2 \times 1 \times 10 \times 50 \times 121^2}{5} = 1757000 \text{ kG} > Q_{v1}$$

Tính toán cốt dọc chịu mômen $M = 1,25 Pa_v$.

$$M = 1,2 \times 86,43 \times 0,05 = 5,402 \text{ tm};$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{540200}{2600 \times 0,9 \times 121} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

F_a khá bé, đặt theo cấu tạo. Cốt đai của phần vai cột đồng thời làm nhiệm vụ cốt dọc cấu tạo trong thanh ngang. Chọn cốt $\varnothing 8$; bốn nhánh, khoảng cách $u = 15$ cm. Cốt xiên F_{x1} đặt trong vai cột lấy bằng $0,002 b h_o$.

$$F_{x1} = 0,002 \times 50 \times 121 = 12,1 \text{ cm}^2.$$

Chọn dùng 4 $\varnothing 20$

b. Tính toán phần thanh ngang

Mômen uốn dùng để tính cốt thép dọc trong thanh ngang lấy theo trị số lớn trong hai giá trị sau

$$M_1 = 0,25 N \times (c - 0,8 \times a_t) = 0,25 \times 158,93 \times (1,1 - 0,8 \times 0,6) = 24,63 \text{ tm};$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,1 \times N \times (c - 0,8 \times a_t) + 0,2 \times M + 0,25 \times Q \times S_t = \\ &= 0,1 \times 158,93 \times (1,1 - 0,48) + 0,2 \times 35,4 + 0,25 \times 6,3 \times 1,8 = 19,93 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Lấy $M_1 = 24,63$ tm để tính cốt thép với tiết diện $b = 50$ cm, $h = 85$ cm, $a = a' = 4$ cm.

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_o^2} = \frac{2463000}{130 \times 50 \times 81^2} = 0,06$$

tra bảng có $\gamma = 0,97$

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{2463000}{2600 \times 0,97 \times 81} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Dùng 4 $\varnothing 20$, $F_a = 12,56 \text{ cm}^2$ cho cả phía trên và dưới dầm ngang.

Lực cắt trong thanh ngang :

$$Q_{th} = \frac{N}{2} + \frac{M + 0,5 \times Q \times S_t}{C} = \frac{158,93}{2} + \frac{35,4 + 0,5 \times 6,3 \times 1,8}{1,1} = 117 \text{ t.}$$

Kiểm tra kích thước tiết diện

$$0,35 \times R_n \times b \times h_o = 0,35 \times 130 \times 50 \times 81 = 184\,200 \text{ kG},$$

thỏa mãn điều kiện $Q < 0,35 \times R_n \times b \times h_o$.

Chọn cốt đai $\varnothing 12$, bốn nhánh, thép nhóm C II có $R_{ad} = 2100 \text{ kG} / \text{cm}^2$, $f_d = 1,131 \text{ cm}^2$, chọn $u = 12$ cm.

$$F_d = 4 \times 1,131 = 4,524 \text{ cm}^2.$$

$$q_d = \frac{R_{ad} \times F_d}{u} = \frac{2100 \times 4,524}{12} = 790 \text{ kG/m}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai và bê tông

$$\begin{aligned} Q_{db} &= 2,8\sqrt{R_k \times b \times h_o^2 \times q_d} = 2,8\sqrt{10 \times 50 \times 81^2 \times 790} \\ &= 142\,700 \text{ kG} > Q_{th} = 11700 \text{ kG, bảo đảm khả năng chịu lực.} \end{aligned}$$

Ví dụ 3

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ BA NHỊP ĐỐI XỨNG, LỆCH CAO TRÌNH

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, ba nhịp đối xứng ; nhịp biên có $L_1 = L_3 = 18$ m, nhịp giữa $L_2 = 24$ m. Cao trình ray lệch nhau ; nhịp biên $R_1 = R_3 = 5,6$ m, nhịp thứ hai có $R_2 = 8,1$ m. Ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q_1 = Q_3 = 10$ tấn, $Q_2 = 20$ tấn. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m.

I. lựa chọn cấu kiện và kích thước của chúng

1. Chọn kết cấu mái

Nhịp biên với $L = 18$ m, dùng dầm mái theo thiết kế định hình, tiết diện chữ I, chiều cao đầu dầm 800 mm, độ dốc $i = 1/12$, trọng lượng tiêu chuẩn của dầm theo bảng 2 là 7,7 t.

Nhịp giữa có $L = 24$ m, dùng dàn mái gẫy khúc, chiều cao giữa dàn là 3,2 m, trọng lượng tiêu chuẩn của dàn là 9,6 t.

Cửa mái chỉ đặt ở nhịp giữa, rộng 12m, cao 3m, trọng lượng tiêu chuẩn là 2,5t.

Các lớp mái được cấu tạo hoàn toàn giống như ví dụ 1.

2. Chọn dầm cầu trục

Chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình, kết quả cho trong bảng 2.3.1

Bảng 2.3.1. Các thông số của dầm cầu trục

Nhịp	Q (t)	H_c (m m)	b (m m)	b_c (m m)	h_c (m m)	G_c^c (t)
Biên	10	800	200	570	120	3,3
Giữa	20	1000	200	570	120	4,2

3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Theo trình tự và ký hiệu như các ví dụ trước đây, lập bảng các thông số đã cho và tự chọn, từ đó tính các thông số chiều cao, kết quả thể hiện trong bảng 2.3.2 và bảng 2.3.3

Bảng 2.3.2. Các thông số dùng để tính (m)

Cột	R	H_c	H_r	H_{ct}	a_1	a_2	a_3	h	h_{cm}	t
Biên	5,6	0,8	0,15	1,9	0,15	0,4	0,6	1,55	0,0	0,5
Giữa	8,1	1,0	0,15	2,4	0,15	0,4	0,8	3,20	3,0	0,5

Bảng 2.3.3. Các thông số chiều cao (m)

Thông số	Công thức tính	Kết quả	
		Cột biên	Cột giữa
V	$R - (H_c + H_r)$	4,65	6,95
D	$R + H_{ct} + a_1$	7,65	10,65
H_t	$D - V$	3,0	3,70
H_d	$V + a_2$	5,05	7,35
H	$H_d + H_t$	8,05	11,05
H^*	$H + a_3$	8,65	11,85
M_1, M_3	$D + h + t$	9,70	
M_2	$D + h + h_{cm} + t$		17,35

4. Chọn kích thước cột

a. Cột biên

Việc chọn hình dáng và kích thước tiết diện cột không có gì đặc biệt, tương tự như ví dụ 1 chọn thống nhất bề rộng cột $b = 400$ cho cả hai phần cột trên và cột dưới. Chiều cao tiết diện từng phần cột chọn tương ứng là $h_t = 400$, $h_d = 600$ mm, thỏa mãn các yêu cầu đề ra.

b. Cột giữa

Trong nhà lệch cao trình, cột giữa có hình dáng phức tạp vì có nhiều vai cột lệch nhau để đỡ dầm cầu trục và kết cấu mang lực mái của nhịp biên. Để đảm bảo định hình hóa các cấu kiện lắp ghép thì trục định vị trong trường hợp này trùng với mép ngoài của phần cột trên cùng và khoảng cách từ trục định vị đến vị trí đặt lực của kết cấu mang lực mái cũng như đến trục dầm cầu trục vẫn giữ nguyên theo quy định, tương ứng là 150 mm và 750 mm.

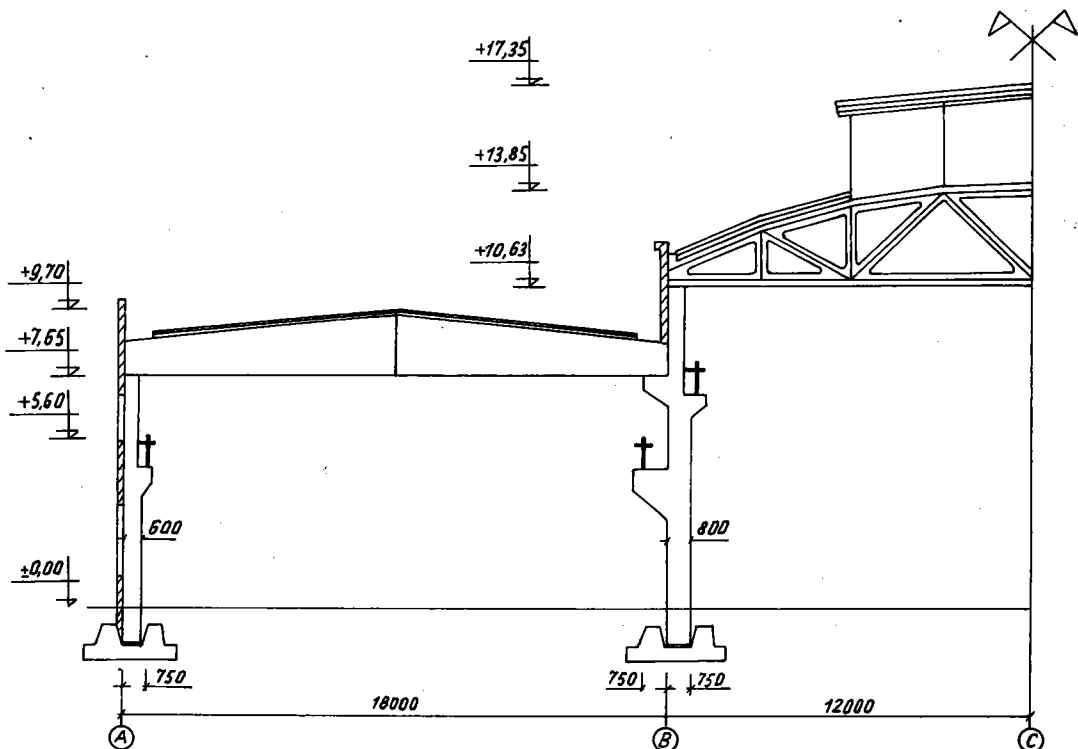
Cột có thể cấu tạo từ hai đoạn, ba đoạn, thậm chí bốn đoạn có tiết diện khác nhau. Trong ví dụ này do chênh lệch giữa cao trình vai đỡ cầu trục giữa và vai đỡ mái biên bé (0,7 m) nên để đơn giản cho chế tạo có thể chia cột ra làm hai đoạn; đoạn dưới từ chân cột đến vai đỡ dầm cầu trục nhịp giữa, đoạn trên từ vai này đến đỉnh cột giữa.

Mép ngoài của cột dưới cũng lấy trùng với trục định vị để nhằm san bớt độ lệch mômen do hai tải trọng cầu trục.

Kích thước tiết diện cột chọn như sau

- Bề rộng cho cả hai phần cột trên và dưới $b = 400$ mm.
- Chiều cao tiết diện :
 phần cột trên : 400 mm
 phần cột dưới : 800 mm.

Mặt cắt ngang nhà, các kích thước và chi tiết cho trên hình 2.3.1.



Hình 2.3.1. Mặt cắt ngang nhà

II. Xác định tải trọng

1. Tải trọng đứng và lực hãm ngang của cầu trục xác định tương tự như các ví dụ trước, sơ đồ tác dụng của chúng đối với từng cột cho trên hình 2.3.2. Độ lớn và

- Mức đỉnh mái, độ cao 17,35 m, $k = 1,14$.

Hệ số khí động C lấy bằng :

+ 0,8 đối với phía gió đẩy ;

- 0,5 đối với phía gió hút .

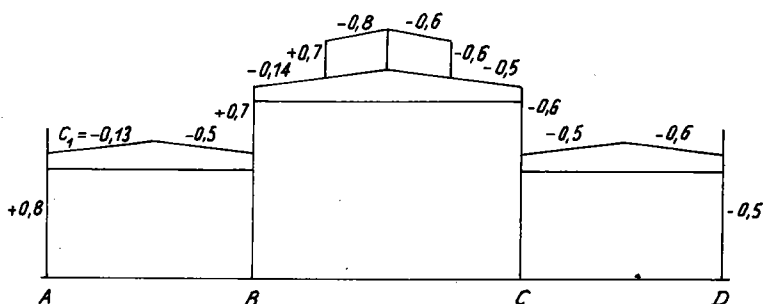
Tải trọng gió tác dụng đều lên phần thân cột $p = n \times W_0 \times k \times C \times a$

phía gió đẩy : $p_d = 1,2 \times 0,085 \times 0,8 \times 6 = 0,499 \text{ t/m}$;

phía gió hút : $p_h = 1,2 \times 0,085 \times 0,5 \times 6 = 0,312 \text{ t/m}$.

Phần tải trọng tác dụng trên mái đưa về thành các lực tập trung đặt ở mức cao trình đỉnh cột. S_1, S_2, S_3, S_4 với k lấy giá trị trung bình $k = (1+1,14) \times 0,5 = 1,07$.

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái lấy theo sơ đồ trên hình 2.3.3.



Hình 2.3.3. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Trị số

$$S = n \times W_0 \times k \times C \times a \sum C_i \times h_i = 1,2 \times 1,07 \times 0,085 \times 6 \times \sum C_i \times h_i = 0,668 \sum C_i \times h_i$$

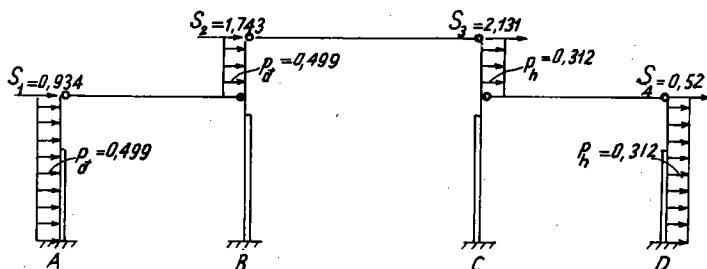
$$S_1 = 0,668 (0,8 \times 1,4 - 0,13 \times 0,75 + 0,5 \times 0,75) = 0,934 \text{ t} ;$$

$$S_2 = 0,668 (0,7 \times 1,4 - 0,14 \times 0,5 + 0,7 \times 3 - 0,8 \times 0,5) = 1,743 \text{ t} ;$$

$$S_3 = 0,668 (0,6 \times 0,5 + 0,6 \times 3 + 0,5 \times 0,5 + 0,6 \times 1,4) = 2,131 \text{ t} ;$$

$$S_4 = 0,668 (0,6 \times 0,75 - 0,5 \times 0,75 + 0,5 \times 1,4) = 0,52 \text{ t} .$$

Sơ đồ tác dụng của gió cho trên hình 2.3.4



Hình 2.3.4. Sơ đồ tác dụng của tải trọng gió

III. Xác định nội lực

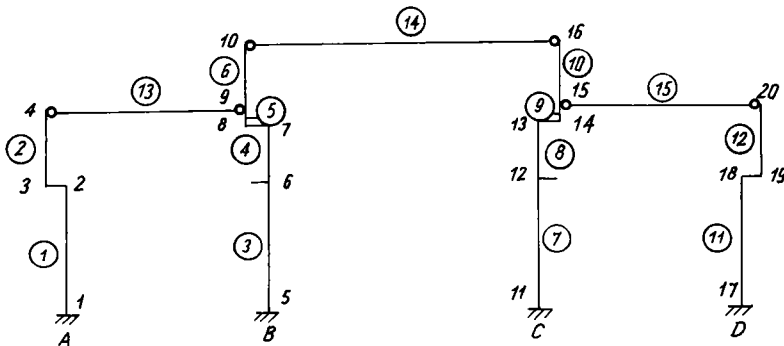
Với nhà ba nhịp lệch cao trình, giả thiết bỏ qua sự làm việc không gian của khối khung khi chịu tải trọng cục bộ của cầu trục như nhà ba nhịp cùng cao trình là điều chưa hợp lý. Tuy nhiên trong khuôn khổ ví dụ này chấp nhận giả thiết trên để đơn giản quá trình tính toán. Muốn chính xác hơn có thể giải hệ không gian của khối khung trên những chương trình tính hệ thanh, tấm không gian.

Tuy là nhà ba nhịp nhưng giả thiết bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột do tải trọng đứng và lực hãm ngang trong trường hợp này tỏ ra thiếu chính xác cho dù coi xà ngang là cứng vô cùng, vì trong thực tế thì với bất kỳ loại tải trọng nào đầu cột biên cũng có chuyển vị ngang.

Để tính nội lực trong cột khung với từng loại tải trọng tác dụng có thể dùng những giả thiết đơn giản hóa để giải gần đúng như dùng hệ chính - phụ hay đơn giản hơn nữa là chấp nhận bỏ qua chuyển vị ngang ở tất cả các đầu cột khi tính với tải trọng đứng và lực hãm ngang.

Trong ví dụ này giới thiệu cách tính đáng tin cậy nhờ chương trình tính khung phẳng theo phương pháp phần tử hữu hạn rất thông dụng hiện nay. Các ví dụ trước cũng giải được trên các chương trình này.

Sơ đồ tính, chia phần tử và đánh số nút ở trên hình 2.3.5, các phần côngxon của vai cột có thể cắt bỏ rồi thay thế bằng mômen và lực dọc tác dụng tại nút. Do cả cột biên lẫn cột giữa đều có sự lệch trục của hai phần cột trên và dưới nên chỗ nối giữa hai phần cột được thay bởi phần tử nằm ngang. Thực tế thì sự truyền lực từ phần cột trên xuống phần cột dưới là liên tục và chuyển vị của hai điểm nút của phần tử nối hần như nhau nên phần tử nối được đưa vào có độ cứng vô cùng.



Hình 2.3.5. Sơ đồ phân chia nút và phần tử

Các trường hợp đặt tải để đưa vào tổ hợp xét như sau :

1. **Tĩnh tải** (h 2.3.6a) :

Gồm tĩnh tải mái G_m , tĩnh tải dầm cầu trục G_c , còn trọng lượng bản thân cột có thể đưa vào trực tiếp hoặc do chương trình tính thông qua kích thước hình học và trọng lượng riêng.

2. Hoạt tải mái xét các trường hợp

- a) Tác dụng ở nhịp AB , (h. 2.3.7a) .
- b) Tác dụng ở nhịp BC , (h. 2.3.8a) .
- c) Tác dụng ở nhịp CD được suy ra từ trường hợp a.

3. Hoạt tải đứng của cầu trục tác dụng

- Ở nhịp AB có hai trường hợp

1a) $D_{\max 1}$ ở A ; $D_{\min 1}$ ở B , (h. 2.3.9a) .

1b) $D_{\max 1}$ ở B ; $D_{\min 1}$ ở A , (h. 2.3.10a) .

- Ở nhịp BC có hai trường hợp

2a) $D_{\max 2}$ ở B ; $D_{\min 2}$ ở C , (h. 2.3.11a) .

2b) $D_{\max 2}$ ở C ; $D_{\min 2}$ ở B , được suy ra từ 2a.

- Ở nhịp CD có hai trường hợp

3a) $D_{\max 1}$ ở C ; $D_{\min 1}$ ở D , được suy ra từ 1b.

3b) $D_{\max 1}$ ở D ; $D_{\min 1}$ ở C , được suy ra từ 1a.

4. Lực hãm ngang của cầu trục tác dụng

- Ở nhịp AB có hai trường hợp

1a) $T_{\max 1}$ ở A , (h. 2.3.12a) .

1b) $T_{\max 1}$ ở B , (h. 2.3.13a) .

- Ở nhịp BC có hai trường hợp

2a) $T_{\max 2}$ ở B , (h. 2.3.14a) .

2b) $T_{\max 2}$ ở C , được suy ra từ 2a.

- Ở nhịp CD có hai trường hợp

3a) $T_{\max 1}$ ở C , suy ra từ 1b.

3b) $T_{\max 1}$ ở D , suy ra từ 1a.

5. Hoạt tải gió xét hai trường hợp

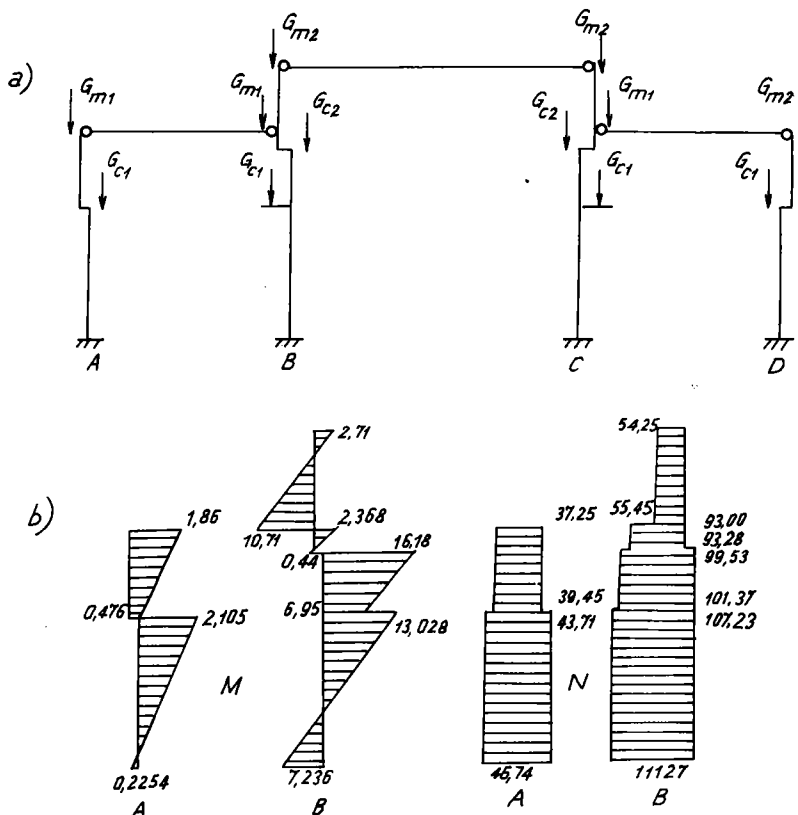
a) Gió từ trái sang phải, (h. 2.3.15a) .

b) Gió từ phải sang trái, được suy ra từ a.

Trong kết quả tính nội lực, tên tiết diện của các cột được cho trên hình 2.3.16. Biểu đồ nội lực của từng trường hợp đặt tải trên thể hiện ở các hình vẽ từ 2.3.6b đến 2.3.15b.

Kết quả nội lực do tĩnh tải

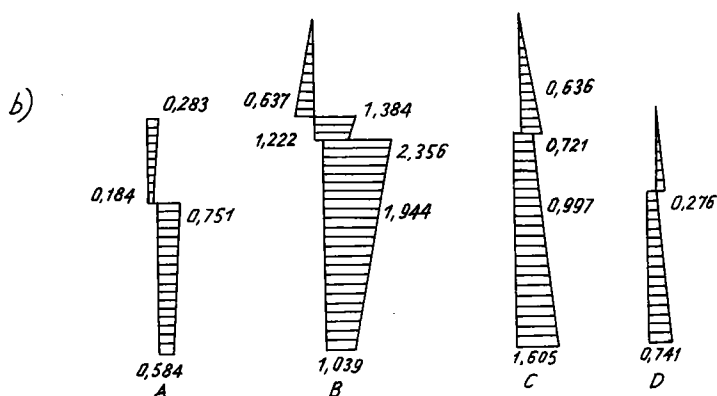
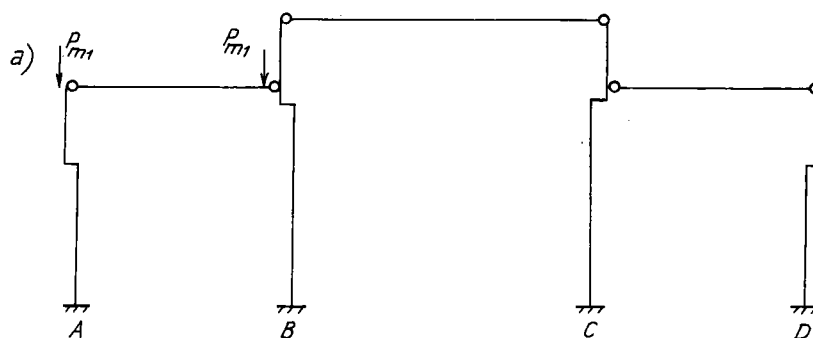
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-46,740	0,462	-0,225
	3	-43,710	0,462	2,105
	2	-38,450	0,462	0,476
	1	-37,250	0,462	1,860
B	8	-111,270	4,013	-7,236
	7	-107,230	4,013	13,028
	6	-101,370	4,013	6,950
	5	-99,530	4,013	16,179
	4	-93,280	4,013	-0,441
	3	-93,000	4,013	2,368
	2	-55,450	4,474	-10,713
	1	-54,250	4,474	2,710
C	8	-111,270	-4,013	7,235
	7	-107,230	-4,013	-13,031
	6	-101,370	-4,013	-6,953
	5	-99,530	-4,013	-16,183
	4	-93,280	-4,013	0,438
	3	-93,000	-4,013	-2,371
	2	-55,450	-4,474	10,710
	1	-54,250	-4,474	-2,713
D	4	-46,740	-0,462	0,224
	3	-43,710	-0,462	-2,105
	2	-38,450	-0,462	-0,476
	1	-37,250	-0,462	-1,860



Hình 2.3.6. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ nội lực do tĩnh tải ở hai cột A, B

Kết quả nội lực do hoạt tải mái ở nhịp AB

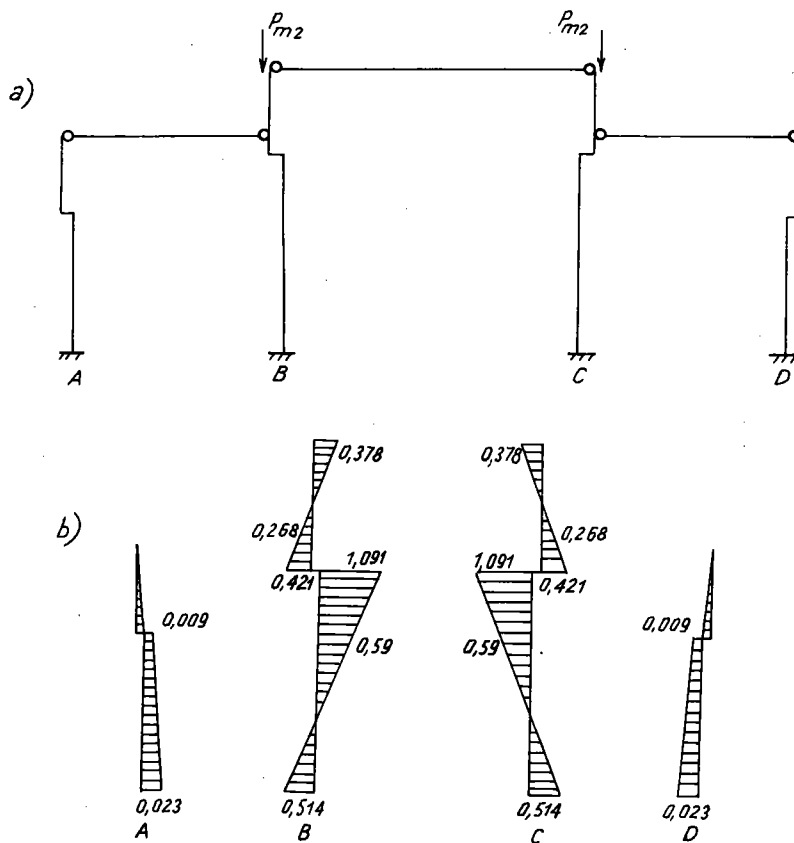
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-5,670	0,033	0,584
	3	-5,670	0,033	0,751
	2	-5,670	0,033	0,184
	1	-5,670	0,033	0,283
B	8	-5,670	0,179	1,039
	7	-5,670	0,179	1,944
	6	-5,670	0,179	1,944
	5	-5,670	0,179	2,356
	4	-5,670	0,179	1,222
	3	-5,670	0,179	1,348
	2	0	0,212	-0,638
	1	0	0,212	0
C	8	0	-0,120	1,605
	7	0	-0,120	0,997
	6	0	-0,120	0,997
	5	0	-0,120	0,721
	4	0	-0,120	0,721
	3	0	-0,120	0,636
	2	0	-0,213	0,636
	1	0	-0,213	0
D	4	0	-0,0921	0,741
	3	0	-0,0921	0,276
	2	0	-0,0921	0,276
	1	0	-0,0921	0



Hình 2.3.7. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải mái ở nhịp AB

Kết quả nội lực do hoạt tải mái ở nhịp BC

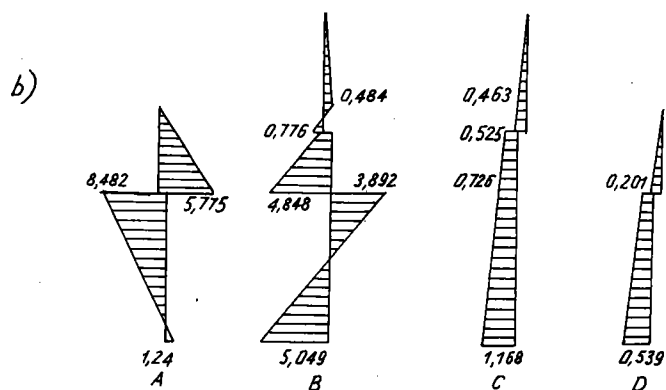
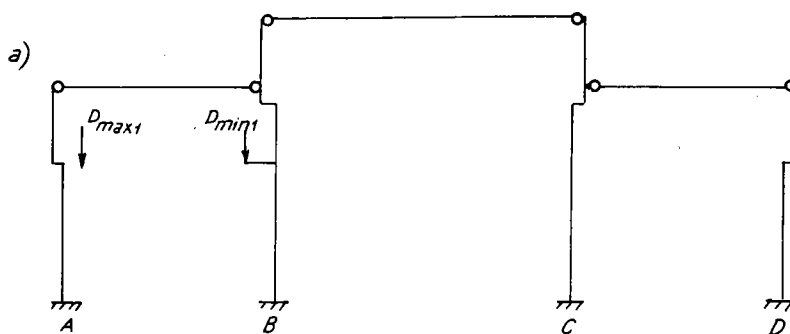
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,003	0,023
	3	0	-0,003	0,009
	2	0	-0,003	0,009
	1	0	-0,003	0
B	8	-7,560	0,218	-0,514
	7	-7,560	0,218	0,589
	6	-7,560	0,218	0,589
	5	-7,560	0,218	1,091
	4	-7,560	0,218	-0,421
	3	-7,560	0,218	-0,268
	2	-7,560	0,215	-0,268
	1	-7,560	0,215	0,378
C	8	-7,560	-0,218	0,514
	7	-7,560	-0,218	-0,589
	6	-7,560	-0,218	-0,589
	5	-7,560	-0,218	-1,091
	4	-7,560	-0,218	0,421
	3	-7,560	-0,218	0,268
	2	-7,560	-0,215	0,268
	1	-7,560	-0,215	-0,378
D	4	0	0,003	-0,023
	3	0	0,003	-0,009
	2	0	0,003	-0,009
	1	0	0,003	0



Hình 2.3.8. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải mái ở nhịp BC

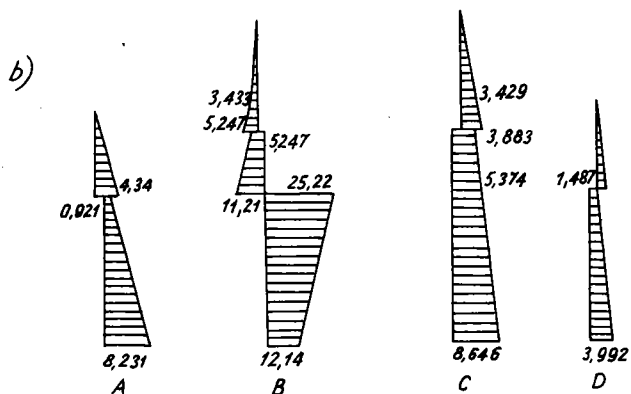
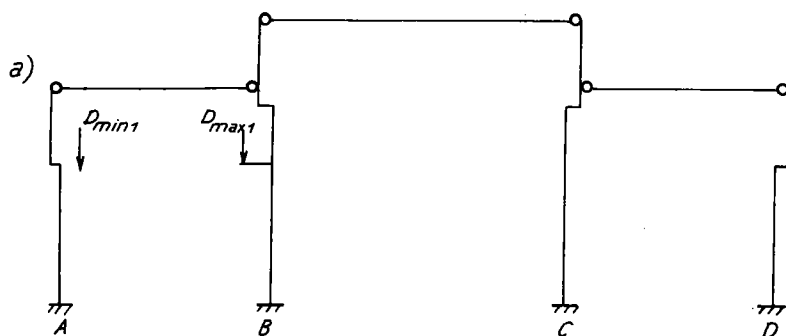
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $D_{\max 1}-A$

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-31,680	-1,925	1,240
	3	-31,680	-1,925	-8,482
	2	0	-1,925	5,775
	1	0	-1,925	0
B	8	-7,600	-1,771	-5,049
	7	-7,600	-1,771	3,892
	6	0	-1,771	-4,848
	5	0	-1,771	-0,776
	4	0	-1,771	-0,776
	3	0	-1,771	0,464
	2	0	-0,155	0,464
	1	0	-0,155	0
C	8	0	0,088	-1,168
	7	0	0,088	-0,726
	6	0	0,088	-0,726
	5	0	0,088	-0,525
	4	0	0,088	-0,524
	3	0	0,088	0,463
	2	0	0,155	-0,463
	1	0	0,155	0
D	4	0	0,067	-0,539
	3	0	0,067	-0,201
	2	0	0,067	-0,201
	1	0	0,067	0

Hình 2.3.9. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mô men do hoạt tải cầu trục $D_{\max 1}-A$

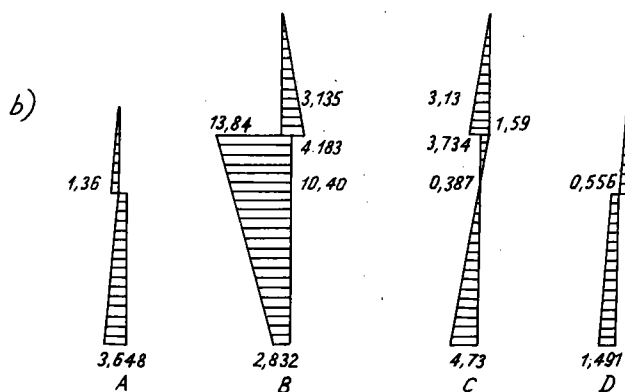
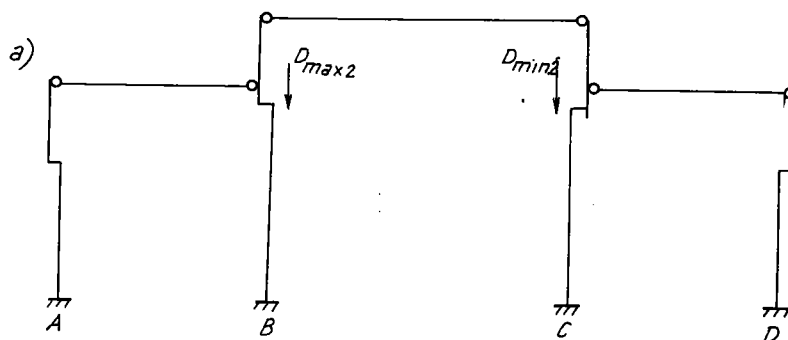
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $D_{\max 1}-B$

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-7,600	-1,448	8,231
	3	-7,600	-1,448	0,921
	2	0	-1,448	4,340
	1	0	-1,448	0
B	8	-3,168	2,592	12,136
	7	-3,168	2,592	25,224
	6	0	2,592	-11,208
	5	0	2,592	-5,247
	4	0	2,592	-5,247
	3	0	2,592	-3,433
	2	0	1,144	-3,433
	1	0	1,144	0
C	8	0	-0,648	8,646
	7	0	-0,648	5,374
	6	0	-0,648	5,374
	5	0	-0,648	3,883
	4	0	-0,648	3,883
	3	0	-0,648	3,429
	2	0	-1,144	3,429
	1	0	-1,144	0
D	4	0	-0,496	3,399
	3	0	-0,496	1,487
	2	0	-0,496	1,487
	1	0	-0,496	0

Hình 2.3.10. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục $D_{\max 1}-B$

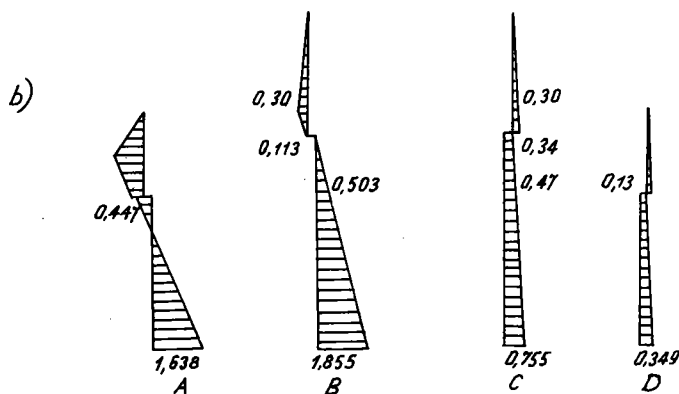
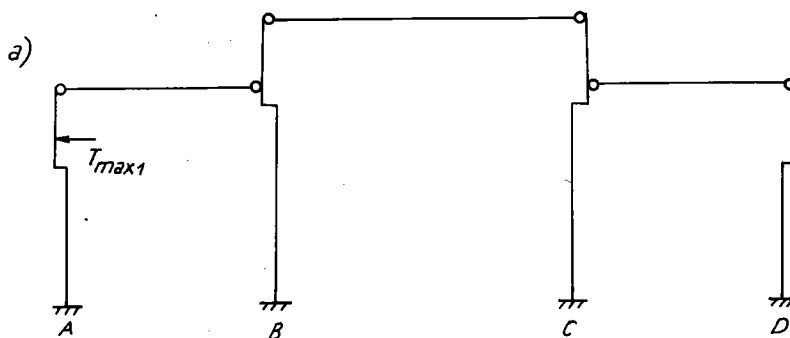
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $D_{\max 2}$ -B

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	0,453	-3,648
	3	0	0,453	-1,359
	2	0	0,453	-1,359
	1	0	0,453	0
B	8	-51,500	-1,498	-2,832
	7	-51,500	-1,498	-10,397
	6	-51,500	-1,498	-10,397
	5	-51,500	-1,498	-13,842
	4	0	-1,498	4,183
	3	0	-1,498	3,135
	2	0	-1,045	3,135
	1	0	-1,045	0
C	8	-15,210	0,859	-4,727
	7	-15,210	0,859	-0,387
	6	-15,210	0,859	-0,387
	5	-15,210	0,859	1,590
	4	0	0,859	-3,743
	3	0	0,859	-3,132
	2	0	1,045	-3,132
	1	0	1,045	0
D	4	0	0,185	-1,491
	3	0	0,185	-0,555
	2	0	0,185	-0,555
	1	0	0,185	0

Hình 2.3.11. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục $D_{\max 2}$ -B

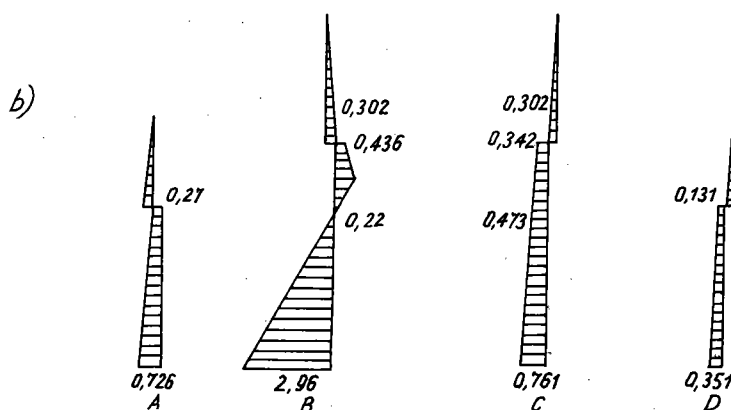
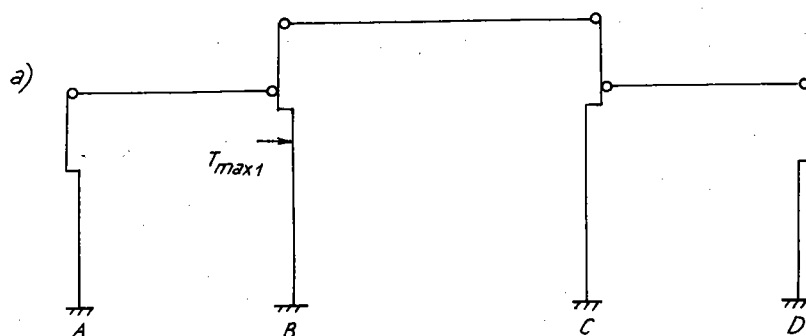
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục T_{max1} -A

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,452	1,838
	3	0	-0,452	-0,447
	2	0	-0,452	-0,447
	1	0	0,368	0
B	8	0	-0,268	1,855
	7	0	-0,268	0,503
	6	0	-0,268	0,503
	5	0	-0,268	-0,113
	4	0	-0,268	-0,113
	3	0	-0,268	-0,300
	2	0	0,100	-0,300
	1	0	0,100	0
C	8	0	-0,057	0,755
	7	0	-0,057	0,469
	6	0	-0,057	0,469
	5	0	-0,057	0,339
	4	0	-0,057	0,339
	3	0	-0,057	0,300
	2	0	-0,100	0,300
	1	0	-0,100	0
D	4	0	-0,043	0,349
	3	0	-0,043	0,130
	2	0	-0,043	0,130
	1	0	-0,043	0

Hình 2.3.12. Sơ đồ tác dụng (a) và biểu đồ mô men (b) do hoạt tải cầu trục T_{max1} -A

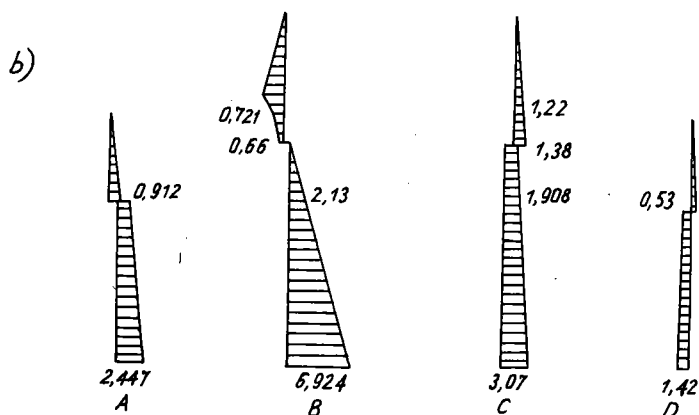
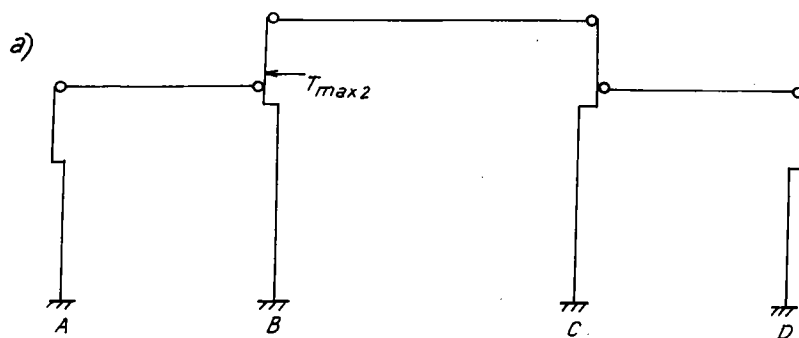
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục T_{max1} -B

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	0,090	-0,726
	3	0	0,090	-0,270
	2	0	0,090	-0,270
	1	0	0,090	0
B	8	0	0,629	-2,959
	7	0	0,629	0,219
	6	0	0,629	0,219
	5	0	-0,191	0,436
	4	0	-0,191	0,436
	3	0	-0,191	0,302
	2	0	-0,101	0,302
	1	0	-0,101	0
C	8	0	0,057	-0,761
	7	0	0,057	-0,473
	6	0	0,057	-0,473
	5	0	0,057	-0,342
	4	0	0,057	-0,342
	3	0	0,057	-0,302
	2	0	0,101	-0,302
	1	0	0,101	0
D	4	0	0,044	-0,351
	3	0	0,044	-0,131
	2	0	0,044	-0,131
	1	0	0,044	0

Hình 2.3.13. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục T_{max1} -B

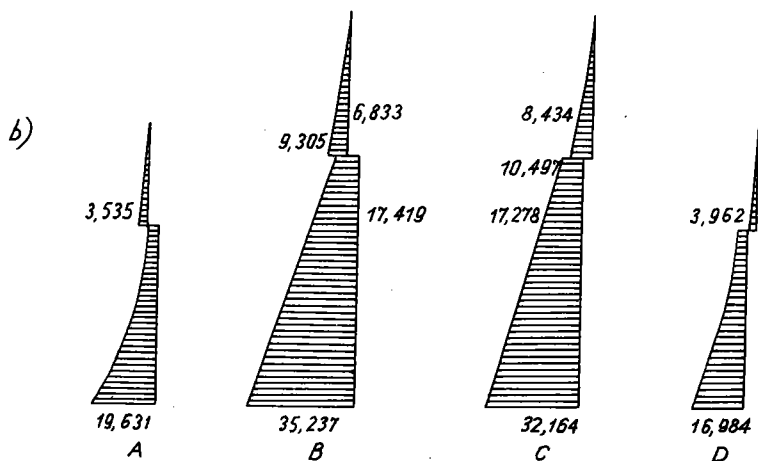
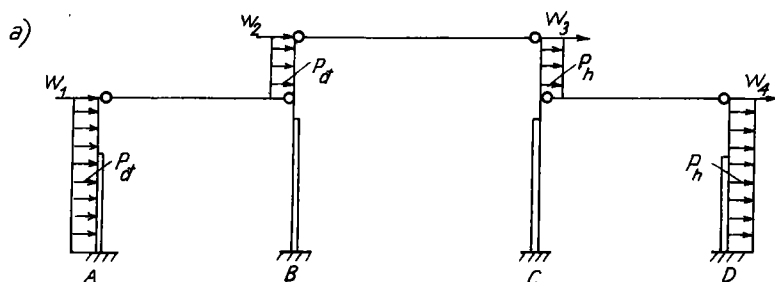
Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $T_{\max 2}-B$

Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,304	2,447
	3	0	-0,304	0,912
	2	0	-0,304	0,912
	1	0	-0,304	0
B	8	0	-0,950	6,924
	7	0	-0,950	2,128
	6	0	-0,950	2,128
	5	0	-0,950	-0,056
	4	0	-0,950	-0,056
	3	0	-0,950	-0,721
	2	0	-1,254	-0,721
	1	0	0,406	0
C	8	0	-0,230	3,070
	7	0	-0,230	1,908
	6	0	-0,230	1,908
	5	0	-0,230	1,379
	4	0	-0,230	1,379
	3	0	-0,230	1,218
	2	0	-0,406	1,218
	1	0	-0,406	0
D	4	0	-0,176	1,418
	3	0	-0,176	0,528
	2	0	-0,176	0,528
	1	0	-0,176	0,528
	1	0	-0,176	0

Hình 2.3.14. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục $T_{\max 2}-B$

Kết quả nội lực do gió thổi từ trái sang phải

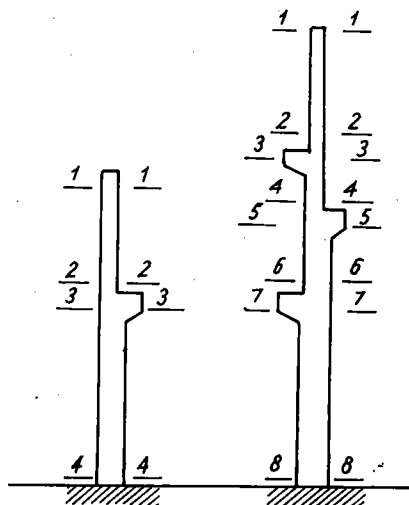
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	4,447	-19,631
	3	0	1,927	-3,535
	2	0	1,927	-3,535
	1	0	0,430	0
B	8	0	3,528	-35,237
	7	0	3,528	-17,419
	6	0	3,528	-17,419
	5	0	3,528	-9,305
	4	0	3,528	-9,305
	3	0	3,528	-6,833
	2	0	3,025	-6,833
	1	0	1,528	0
C	8	0	2,948	-32,164
	7	0	2,948	-17,278
	6	0	2,948	-17,278
	5	0	2,948	-10,497
	4	0	2,948	-10,497
	3	0	2,948	-8,434
	2	0	3,283	-8,434
	1	0	2,347	0
D	4	0	3,366	-16,984
	3	0	1,791	-3,962
	2	0	1,791	-3,962
	1	0	0,855	0



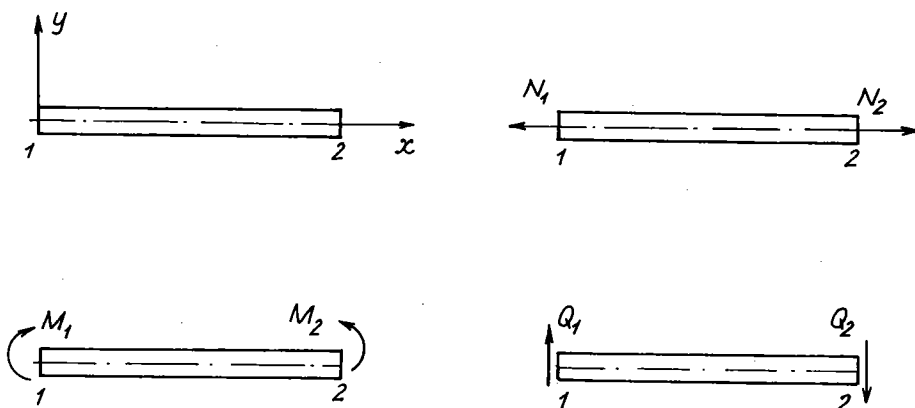
Hình 2.3.15. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do gió thổi từ trái sang phải

Quy ước dấu của nội lực của chương trình dùng để tính trong ví dụ này như sau: mỗi phần tử được giới hạn bởi hai nút 1 và 2, trục tọa độ địa phương x theo trục của phần tử và có chiều dương đi từ 1 đến 2. Lực dọc dương khi kéo và âm khi nén. Mômen tại một đầu thanh là dương khi làm căng thớ dưới của thanh theo tọa độ địa phương. Lực cắt là dương khi làm cho thanh quay theo chiều ngược chiều kim đồng hồ (xem minh họa trên hình 2.3.17).

Do nội lực được xác định theo phương pháp phần tử hữu hạn, có xét đến cả biến dạng dọc trục nên kết quả tính sẽ khác với kết quả tính theo các phương pháp thông thường của cơ học kết cấu như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị...



Hình 2.3.16. Vị trí các tiết diện tính toán



Hình 2.3.17. Tọa độ địa phương và qui ước dấu của nội lực

IV. Tổ hợp nội lực và tính toán tiết diện

Việc tổ hợp nội lực được tiến hành bình thường, tương tự như các ví dụ 1.2 trước đây. Tuy nhiên để giúp cho việc bố trí cốt thép trong cột giữa được tiết kiệm nên tổ hợp thêm cho các tiết diện trung gian 4 - 4, 5 - 5, 6 - 6, 7 - 7.

Việc tính toán cốt thép, kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện, tính toán vai cột, tính kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp...tiến hành như với cột đặc của ví dụ 1. Ở đây coi như các công việc này đã được làm quen nên không cần giới thiệu thêm.

PHỤ LỤC

Phụ lục I

CÁC SỐ LIỆU VỀ CẦU TRỤC

Giải thích ký hiệu :

Q - sức nâng của cầu trục , nếu cho bởi một con số là cầu trục chỉ có một móc cầu , nếu cho bởi hai con số cách nhau bằng gạch xiên là cầu trục có hai móc cầu

L_k - nhịp cầu trục , tính bằng khoảng cách giữa hai trục ray ;

B - bề rộng cầu trục ;

K - khoảng cách giữa hai trục bánh xe của cầu trục ;

H_{ct} - chiều cao cầu trục , là khoảng cách từ đỉnh ray đến mặt trên của xe con ;

B_1 - khoảng cách từ trục ray đến nút cầu trục ;

$P_{\max}^c$ - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con chạy sát phía ray đó ;

$P_{\min}^c$ - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con đứng ở phía bên kia ;

G - trọng lượng xe con .

Bảng 1. Chỉ tiêu cấu trúc chạy điện , chế độ làm việc nhẹ

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5000	3500	1650	230	6,8	2,3	2,00	13,2
	14					7,3	2,7		15,0
	17					8,0	3,4		17,7
	20					8,7	4,0		20,4
	23					10,0	4,9		24,8
	26	6500	5000			10,5	5,8		27,7
	29	11,3	6,3			31,0			
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	2,0	3,8	17,0
	14					12,0	2,5		19,0
	17					12,5	2,8		20,5
	20					13,5	3,2		23,5
	23					14,5	3,8		26,5
	26		15,5			4,2	29,5		
	29	5000	17,0			5,2	34,5		
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	2,8	5,2	19,5
	14					15,5	2,8		21,5
	17					16,5	3,2		24,5
	20					17,5	3,8		27,5
	23					18,5	4,2		30,5
	26		19,5			4,8	33,5		
	29	5000	21,0			6,8	40,5		
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	4,0	8,4	23,0
	13,5					18,5	4,0		25,0
	16,5					19,5	4,5		28,0
	19,5					21,0	5,0		32,0
	22,5					22,0	5,8		35,5
	25,5		23,5			6,8	40,5		
	28,5	5000	25,5			7,5	46,0		
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,0	6,8	11,2	33,5
	13,5					26,5	7,2		37,5
	16,5					27,5	8,0		41,5
	19,5					29,5	8,5		46,0
	22,5					31,0	9,2		50,5
	25,5		32,5			10,0	55,0		
	28,5	34,0	11,2			60,5			

Bảng 2. Chỉ tiêu cấu trúc chạy điện, chế độ làm việc trung bình

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	xe con G	Toàn cầu trụ
5	11	5000	3500	1650	230	7,0	2,3	2,2	13,6
	14					7,5	2,7		15,4
	17					8,2	3,4		18,1
	20					8,9	4,0		20,8
	23					10,1	4,9		25,0
	26	6500	5000			10,7	5,8		28,0
	29	11,5	6,3			31,2			
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	2,2	4,0	17,5
	14					12,0	2,8		19,5
	17					12,5	3,0		21,0
	20					13,5	3,5		24,0
	23					14,5	4,0		27,0
	26		15,5			4,5	30,0		
	29	5000	17,0			5,4	34,8		
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	3,0	5,3	20,0
	14					15,5	3,0		22,0
	17					16,5	3,5		25,0
	20					17,5	4,0		28,0
	23					18,5	4,5		31,0
	26		19,5			5,0	34,0		
	29	5000	21,0			7,0	41,0		
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	4,2	8,5	23,5
	13,5					18,5	4,2		25,5
	16,5					19,5	4,8		28,5
	19,5					21,0	5,2		32,5
	22,5					22,0	6,0		36,0
	25,5		23,5			7,0	41,0		
	28,5	5000	25,5			7,8	46,5		
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,5	7,0	12,0	35,0
	13,5					27,0	7,5		39,0
	16,5					28,0	8,2		42,5
	19,5					30,0	8,8		47,5
	22,5					31,5	9,5		52,0
	25,5		33,0			10,2	56,6		
	28,5	34,5	11,5			62,0			

Bảng 3. Chỉ tiêu cầu trục chạy điện , chế độ làm việc nặng

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5000	3500	1650	230	7,6	2,2	3,0	14,6
	14					8,1	2,6		16,4
	17					8,8	3,3		19,1
	20					9,5	3,9		21,8
	23					10,7	4,8		26,0
	26	6500	5000			11,3	5,7		29,0
	29	12,1	6,5			32,2			
10	11	6300	4400	1900	260	12,5	2,0	5,6	19,0
	14					13,0	2,5		21,0
	17					13,5	3,0		23,0
	20					14,5	3,5		26,0
	23					15,0	4,0		28,0
	26		16,0			4,5	31,0		
	29	5000	17,5			5,9	36,8		
15	11	6300	4400	2300	260	15,0	3,8	6,0	22,5
	14					16,0	3,8		24,5
	17					16,5	4,8		27,5
	20					17,5	5,8		31,5
	23					18,6	6,5		35,0
	26		19,5			7,2	38,5		
	29	5000	21,5			8,2	44,5		
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	18,5	4,0	6,0	25,0
	13,5					19,5	4,0		27,0
	16,5					20,5	4,5		30,0
	19,5					22,0	4,8		33,5
	22,5					23,0	5,5		37,0
	25,5		24,5			6,6	41,0		
	28,5	5000	26,0			7,2	46,5		
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,5	7,8	12,5	36,5
	13,5					27,5	7,8		40,0
	16,5					29,5	7,8		44,5
	19,5					31,0	9,0		50,0
	22,5					32,5	9,8		54,5
	25,5					33,5	11,0		59,0
	28,5	35,5	12,0			65,0			

Phụ lục II**CÁC SỐ LIỆU VỀ TẢI TRỌNG GIÓ THEO TCVN 2737 - 1995****Bảng 1. Áp lực gió W_0**

Các vùng gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_0 (kg/m^2)	65	95	125	155	185

Chú thích : - Theo bản đồ phân vùng áp lực gió

Khu vực I-A gồm các tỉnh vùng rừng núi phía bắc như Cao Bằng , Hà Giang , Lai Châu , Lạng Sơn , Lào Cai , Sơn La , Tuyên Quang , Yên Bái ; các tỉnh vùng cao nguyên Trung bộ như Công Tum , Gia Lai , Đắk Lắk , Lâm Đồng ; các tỉnh ở phía tây Nam bộ như An Giang , Đồng Nai , Đồng Tháp ...

Khu vực II-A gồm thành phố Hồ Chí Minh, Khánh Hòa và các tỉnh miền đông Nam bộ như Bà Rịa - Vũng Tàu , Bến Tre , Cần Thơ , Bạc Liêu , Cà Mau , Long An , Sóc Trăng , Tiền Giang , Trà Vinh , Vĩnh Long ...

Khu vực II-B gồm thành phố Hà Nội , các tỉnh Bắc Giang, Bắc ninh, Hà Tây và một số vùng phụ cận Hà Nội của các tỉnh Hải Dương, Hưng Yên, Hòa Bình , Vĩnh Phúc, Phú Thọ ... ; một số vùng núi Thanh Hóa , Nghệ An ...; một số vùng đồng bằng các tỉnh miền Trung như Quảng Bình , Quảng Trị , Thừa Thiên - Huế , Quảng Nam, Thành phố Đà Nẵng , Quảng Ngãi...

Khu vực III-B gồm một số vùng của các tỉnh đồng bằng Bắc Bộ như Hải Dương, Hưng Yên, Nam Hà , Ninh Bình , vùng đồng bằng Thanh Hóa , một số vùng ven biển của Quảng Ninh và các tỉnh miền Trung như Nghệ An , Quảng Bình , Quảng Trị , Thừa Thiên - Huế , Quảng Nam , Đà Nẵng , Quảng Ngãi , Phú Yên ..

Khu vực IV -B gồm tỉnh Thái Bình , Hải Phòng và một số vùng ven biển Bắc bộ và Trung bộ như Hà Nam, Nam Định, Ninh Bình , Thanh Hóa , Hà Tĩnh ...

Khu vực V-B là các khu vực ở ngoài hải đảo như quần đảo Hoàng Sa ...

- Đối với vùng ảnh hưởng của bão được đánh giá là yếu , giá trị của áp lực gió W_0 được giảm đi 10 kg/ m^2 đối với vùng I-A , 12 kg/ m^2 đối với vùng II-A và 15 kg/ m^2 đối với vùng III-A .

Bảng 2. Hệ số K

Độ cao Z (m)	Dạng địa hình	A	B	C
3		1,00	0,80	0,47
5		1,07	0,88	0,54
10		1,18	1,00	0,66
15		1,24	1,08	0,74
20		1,29	1,13	0,80
30		1,37	1,22	0,89
40		1,43	1,28	0,97
50		1,47	1,34	1,03
60		1,51	1,38	1,08
80		1,57	1,45	1,18
100		1,62	1,51	1,25
150		1,72	1,63	1,40
200		1,79	1,71	1,52
250		1,84	1,78	1,62
300		1,84	1,84	1,70
350		1,84	1,84	1,78
≥ 400		1,84	1,84	1,84

Chú thích : - Địa hình dạng A là địa hình trống trải ,không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5 m (bờ biển thoáng ,mặt sông , hồ lớn , đồng muối , cánh đồng không có cây cao ...) .

- Địa hình dạng B là địa hình tương đối trống trải , có thưa thớt một số vật cản nhưng cao không quá 10m (vùng ngoại ô ít nhà , thị trấn , làng mạc , vùng rừng thưa ,hoặc rừng non , vùng trồng cây thưa ...) .

- Địa hình dạng C là địa hình bị che chắn mạnh , có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (trong thành phố , vùng rừng rậm ...) .

Công trình được xem là thuộc dạng địa hình nào nếu tính chất của dạng địa hình đó không thay đổi trong khoảng cách 30h khi $h \leq 60m$ và 2 km khi $h > 60m$ tính từ mặt đón gió của công trình , h là chiều cao của công trình .

- Đối với các độ cao trung gian , giá trị K cho phép xác định bằng cách nội suy tuyến tính các số liệu trong bảng .

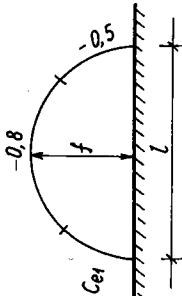
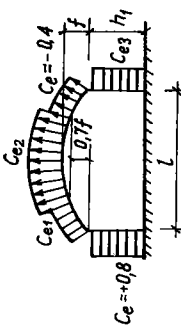
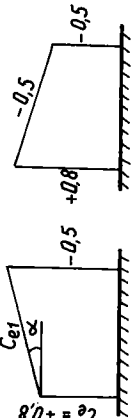
Bảng 3. Hệ số điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định của công trình khác nhau

Thời gian sử dụng giả định - năm	5	10	20	30	40	50
Hệ số điều chỉnh tải trọng gió	0,61	0,72	0,83	0,91	0,96	1

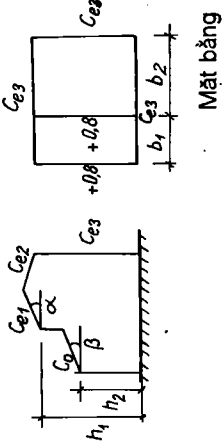
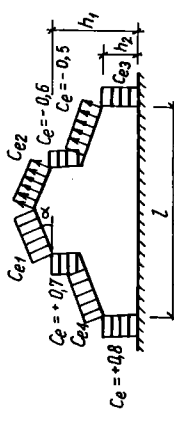
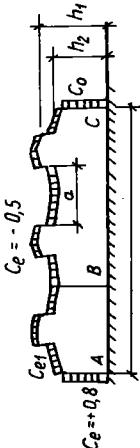
Bảng 4 : Bảng chỉ dẫn xác định hệ số khí động

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
1. a) Các mặt phẳng thẳng đứng - Đón gió - Khuất gió b) Các mặt phẳng thẳng đứng hay nghiêng với phương thẳng đứng không quá 15° nằm trong các nhà nhiều cửa trời hoặc các nhà có mặt phức tạp khác (nếu không có sơ đồ tương ứng trong bảng này) - Mặt biên hay mặt trung gian nhỏ - lên cao - Đón gió - Khuất gió - Mặt trung gian khác - Đón gió - Khuất gió	$c = +0,8$ $c = -0,6$ $c = +0,7$ $c = -0,6$ $c = -0,5$ $c = -0,5$	

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																																									
4. Mái vòm kín úp sát đất 	<table><tr><th>f/l</th><th>c_1</th></tr><tr><td>0,1</td><td>+0,1</td></tr><tr><td>0,2</td><td>+0,2</td></tr><tr><td>0,5</td><td>+0,6</td></tr></table>	f/l	c_1	0,1	+0,1	0,2	+0,2	0,5	+0,6																																		
f/l	c_1																																										
0,1	+0,1																																										
0,2	+0,2																																										
0,5	+0,6																																										
5. Mái vòm hoặc gần giống dạng vòm (như mái trên các dàn hình cánh cung) 	<table><tr><th rowspan="2">Hệ số</th><th rowspan="2">h_1/l</th><th colspan="6">f/l</th></tr><tr><th>0,1</th><th>0,2</th><th>0,3</th><th>0,4</th><th>0,5</th></tr><tr><td>c_{e1}</td><td>0</td><td>+0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,4</td><td>+0,6</td><td>+0,7</td></tr><tr><td></td><td>0,2</td><td>-0,2</td><td>-0,1</td><td>+0,2</td><td>+0,5</td><td>+0,7</td></tr><tr><td></td><td>≥ 1</td><td>-0,8</td><td>-0,7</td><td>-0,3</td><td>+0,3</td><td>+0,7</td></tr><tr><td>c_{e2}</td><td></td><td>-0,8</td><td>-0,9</td><td>-1</td><td>-1,1</td><td>-1,2</td></tr></table> Giá trị c_{e3} lấy theo sơ đồ 2	Hệ số	h_1/l	f/l						0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7		0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7		≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7	c_{e2}		-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2	- Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 CTCVN 2737 - 1995 thì $h = h_1 + 0,7f$
Hệ số	h_1/l			f/l																																							
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5																																					
c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7																																					
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7																																					
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7																																					
c_{e2}		-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																																					
6. Nhà kín mái dốc một chiều 	<table><tr><th>α</th><th>c_{e1}</th></tr><tr><td>$\leq 15^\circ$</td><td>+0,2</td></tr><tr><td>30°</td><td>0</td></tr><tr><td>$\geq 60^\circ$</td><td>+0,8</td></tr></table>	α	c_{e1}	$\leq 15^\circ$	+0,2	30°	0	$\geq 60^\circ$	+0,8																																		
α	c_{e1}																																										
$\leq 15^\circ$	+0,2																																										
30°	0																																										
$\geq 60^\circ$	+0,8																																										

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động			Chú thích
7. Nhà kín có phần bán mái 	h_1/h_2		c_o	- Khi $b_1 \leq b_2$ và $0 \leq \beta \leq 30^\circ$ thì c_o lấy theo bảng này - Khi $b_1 > b_2$ thì c_o lấy theo sơ đồ 2 - Giá trị c_{e1}, c_{e2}, c_{e3} lấy theo sơ đồ 2
8. Nhà một nhip có cửa trời dọc theo chiều dài nhà 	h_1/h_2		c_o	- Khi tính khung ngang của nhà có cửa trời theo sơ đồ 8 và có các tấm chắn gió thì hệ số khí động tổng công lên hệ thống "cửa trời - tấm chắn" lấy bằng 1,4. - Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì $h = h_1$
9. Nhà nhiều nhip có cửa trời dọc theo chiều dài nhà 	h_1/h_2		c_o	- Tường đón gió, khuất gió và tường bão kỳ, hệ số khí động xác định như sơ đồ 2. - Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì $h = h_1$

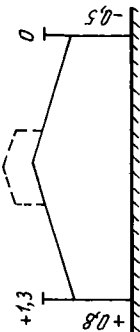
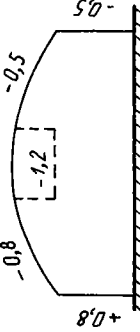
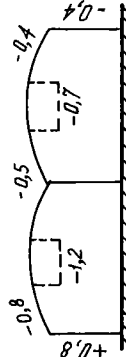
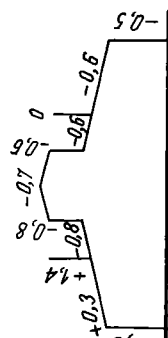
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
10. Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà, cao độ lệch nhau $C_{e1} = -0.8$, $C_{e2} = -0.5$, h_1	- Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8 - Hệ số C_{e1}, C_{e1}', C_{e2} lấy như sơ đồ 2 khi xác định C_{e1} theo h_1 (chiều cao tường đón gió) - Đối với đoạn AB hệ số C_e xác định như đoạn BC của sơ đồ 9 khi chiều cao cửa trời bằng $(h_1 - h_2)$	- Xem chú thích ở sơ đồ 9
11. Nhà kín hai khẩu độ, mái dốc hai chiều $C_{e1} = +0.8$, $C_{e2} = -0.4$, α	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2	
12. Nhà kín hai khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau $C_{e1} = +0.8$, $C_{e2} = -0.4$, α	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2	
13. Nhà kín ba khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau. $C_{e1} = +0.8$, $C_{e2} = -0.4$, α	- Hệ số C_{e1} lấy như sơ đồ 2 - Hệ số C_{e1} lấy như sau: $C_{e2} = 0.6 \times (1 - 2h_1/h)$ - Nếu $h_1 > h$ thì $C_{e2} = -0.6$	

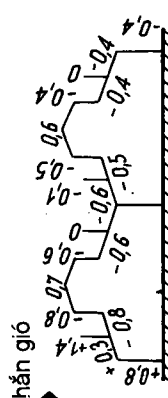
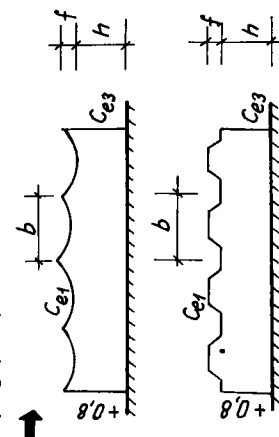
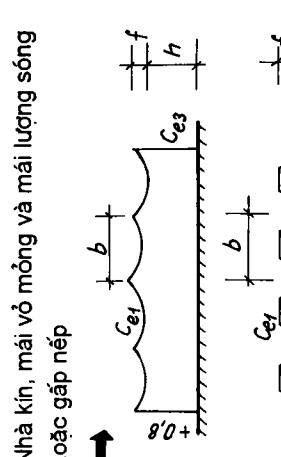
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
14. Nhà kín có cửa trời và một phần bán mái	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
15. Nhà kín có cửa trời và hai phần bán mái	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
16. Nhà kín ba khẩu độ, giữa có cửa trời dọc nhà	- Hệ số c_{e1} lấy như sơ đồ 2 - Hệ số c_{e1} lấy như sau: $c_{e2} = 0,6 \times (1 - 2h_1/h)$ Nếu $h_1 > h$ thì $c_{e2} = -0,6$	
17. Nhà kín ba khẩu độ, có cửa trời dọc nhà	- Hệ số c_{e1} lấy như sau: Khi $a \leq 4h$ thì $c_{e1} = +0,2$ Khi $a > 4h$ thì $c_{e1} = +0,6$	

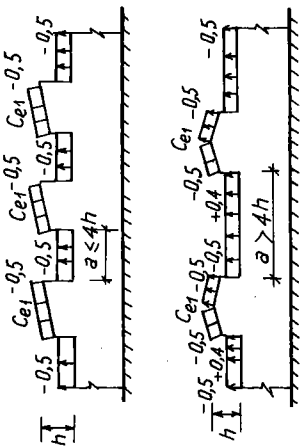
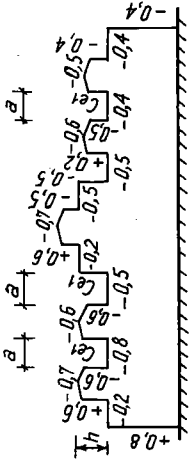
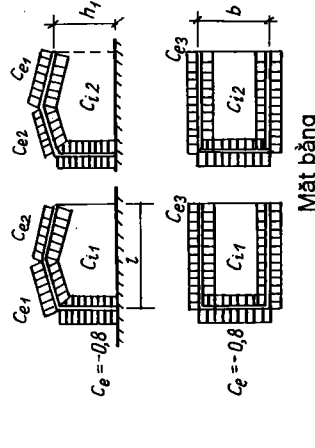
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
18. Nhà kín có tường con gá, mái dốc hai phía 	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
19. Nhà kín mái vòm có cửa trời ngấm 	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
20. Nhà kín mái vòm hai khẩu độ, có cửa trời ngấm 	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	
21. Nhà kín một khẩu độ có cửa trời và tấm chắn gió 	Hệ số khí động xem sơ đồ bên	

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
22. Nhà kín hai khẩu độ có cửa trời và tấm chắn gió 	Hệ thống khí động xem sơ đồ bên	
23. Nhà kín, mái vòm và mái lượng sóng hoặc gấp nếp 	Hệ số C_{e1} và lấy C_{e3} lấy như sau - Như sơ đồ 2 nếu $f/b \leq 0,25$ - Như sơ đồ 9 nếu $f/b > 0,25$	
24. Nhà có mái răng cưa 	Hệ số C_{e1} và C_{e3} lấy theo sơ đồ 2 - Lực ma sát W_f tính cho trường hợp hướng gió theo chiều mũi tên cũng như theo phương vuông góc với mặt phẳng bản vẽ	- Lực ma sát tính theo hướng gió với $\sigma_f = 0,04$ - Xem chú thích ở sơ đồ 9

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
25. Nhà có cửa trời thiên đỉnh 	- Hệ số c_{e1} và c_{e3} lấy theo sơ đồ 2 - Lực ma sát W_f tính như sơ đồ 24	- Xem chú thích sơ đồ 9
26. Nhà kín nhiều khẩu độ phức tạp 	- Hệ số c_{e1} lấy như sau : - Khi $a \leq 4h$ thì $c_{e1} = +0,2$ - Khi $a > 4h$ thì $c_{e1} = +0,6$	
27. Nhà có một mặt mở thường xuyên (mở hoàn toàn hoặc mở một phần) 	Gọi μ là khẩu độ thẩm thấu gió của tường, bằng tỷ số giữa diện tích lỗ cửa mở và diện tích của mặt tường. - Khi $\mu \geq 5\%$ thì $c_{i1} = c_{i2} = \pm 0,2$ tùy theo hướng đón hay khuất gió. - Khi $\mu \geq 30\%$ thì $c_{i1} = c_{i3} =$ xác định theo sơ đồ 2 và $c_{i2} = +0,8$ - Trường hợp mở một mặt hoàn toàn cũng lấy như khi $\mu \geq 30\%$	- Hệ số c_e lấy theo sơ đồ 2 - Với nhà kín lấy $c_i = 0$. Trong các nhà nêu ở mục 6.1.2, giá trị tiêu chuẩn của áp lực ngoài lên vách ngăn nhẹ (khí tỷ trọng bề mặt của chúng nhỏ hơn 100 kg/m^2) lấy bằng $0,2W_0$ nhưng không nhỏ hơn 10 kg/m^2 - Với mỗi tường nhà, dẫu + hay - của c_{i1} khi $\mu \leq 5\%$ xác định từ điều kiện thực nghiệm với các phương án tải trọng bất lợi nhất

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
28. Nhà hờ hai phía đối diện nhau → ↓	- Hệ số c_{e1}, c_{e2} và c_{e3} lấy theo sơ đồ 2	
29. Nhà hờ ba phía → ↓	- Hệ số c_{e1}, c_{e2} và c_{e3} lấy theo sơ đồ 2 - Hệ số c_{e4} đối với phía đón gió lấy bằng +0,8, với phía khuất gió lấy bằng c_{e3}	

Bảng 4 (tiếp theo)

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																								
30. Nhà có nhiều bậc		- Đối với các phần mái nằm ngang hay nghiêng ($\alpha < 15^\circ$), các hệ số khí động trên chiều cao h_1 và h_2 cũng lấy như trên phần thẳng đứng. - Khi $l_1 > h_2$ chiều dài của đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $h_1 / 2$. - Các hệ số khí động trên mặt góc lõm vào của nhà (trên chiều dài a) song song với hướng gió cũng lấy như đối với cạnh đón gió - Khi $b > a$ chiều dài đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $a / 2$.																								
31. Mái hiên	<table> <tr> <th>Dạng sơ đồ</th><th>α (độ)</th><th>C_{e1}</th><th>C_{e2}</th><th>C_{e3}</th><th>C_{e4}</th></tr> <tr> <td>I</td><td>10 20 30</td><td>0,5 1,1 2,1</td><td>-1,3 0 0,9</td><td>-1,1 0 0,6</td><td>0 -0,4 0</td></tr> <tr> <td>II</td><td>10 20 30</td><td>0 1,5 2</td><td>-1,1 0,5 0,8</td><td>-1,5 0 0,4</td><td>0 0 0,4</td></tr> <tr> <td>III</td><td>10 20 30</td><td>1,4 1,8 2,2</td><td>0,4 0,5 0,6</td><td></td><td></td></tr> </table>	Dạng sơ đồ	α (độ)	C_{e1}	C_{e2}	C_{e3}	C_{e4}	I	10 20 30	0,5 1,1 2,1	-1,3 0 0,9	-1,1 0 0,6	0 -0,4 0	II	10 20 30	0 1,5 2	-1,1 0,5 0,8	-1,5 0 0,4	0 0 0,4	III	10 20 30	1,4 1,8 2,2	0,4 0,5 0,6			- Giá trị các hệ số C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} và C_{e4} dùng để tính tổng áp lực lên mặt trên và dưới của mái hiên - Đối với các giá trị âm của C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} và C_{e4} hướng áp lực trên các sơ đồ đối theo chiều ngược lại - Đối với mái lượn sóng, nếu hướng gió dọc theo mái thì phải kể đến lực ma sát W_f với $c_f = 0,04$
Dạng sơ đồ	α (độ)	C_{e1}	C_{e2}	C_{e3}	C_{e4}																					
I	10 20 30	0,5 1,1 2,1	-1,3 0 0,9	-1,1 0 0,6	0 -0,4 0																					
II	10 20 30	0 1,5 2	-1,1 0,5 0,8	-1,5 0 0,4	0 0 0,4																					
III	10 20 30	1,4 1,8 2,2	0,4 0,5 0,6																							

Phụ lục III**CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN VÀ MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA
BÊTÔNG NẶNG , KG / cm^2**

Mác thiết kế của bê tông	150	200	250	300	350	400	500
Cường độ tiêu chuẩn về nén R_n^c	85	115	140	170	200	220	280
Cường độ tiêu chuẩn về kéo R_k^c	9,5	11,5	13,0	14,5	16,0	18,0	20,0
Môđun đàn hồi E_b	$21 \cdot 10^5$	$24 \cdot 10^4$	$26,5 \cdot 10^4$	$29 \cdot 10^4$	$31 \cdot 10^4$	$33 \cdot 10^4$	$36 \cdot 10^4$

Phụ lục IV**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN (KG / cm^2)
VÀ HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA BÊTÔNG NẶNG**

Mác thiết kế của bê tông	150	200	250	300	400	500	600
Cường độ tính toán về nén R_n	65	90	110	130	155	170	215
Cường độ tính toán về kéo R_k	6	7,5	8,8	10	11	12	13,4

Cường độ tính toán của bê tông R_n , R_k lấy bằng các giá trị trong bảng nhân với hệ số điều kiện làm việc m_b sau đây:

1. Cột bê tông đổ theo phương đứng , có cạnh lớn của tiết diện dưới 30 cm ,
 $m_b = 0,85$.
2. Kết cấu đổ bê tông theo phương đứng mỗi lớp đổ dày trên 1,5 m , $m_b = 0,9$.
3. Kết cấu chịu bức xạ mặt trời ở vùng nóng , độ ẩm dưới 40% , $m_b = 0,85$.
4. Khi tính kết cấu với tổ hợp đặc biệt , $m_b = 1,1$.
5. Trong các trường hợp bình thường , $m_b = 1,0$.

Phụ lục V**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP VIỆT NAM , kg / cm^2**

Nhóm cốt thép	Vẽ kéo R_a	Vẽ nén R_a'	Khi tính theo lực cắt R_{ax}
C I	2000	2000	1600
C II	2600	2600	2100
C III	3400	3400	2700

Phụ lục VI**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP
LIÊN XÔ (CỦ) , kg / cm^2**

Nhóm cốt thép	Vẽ kéo R_a	Vẽ nén R_a'	Khi tính theo lực cắt R_{ax}
A I	2100	2100	1700
A II	2700	2700	2150
A III	3400	3400	2700

Phụ lục VII**CÁC GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ α_o VÀ A_o TƯƠNG ỨNG**

Cường độ tính toán vẽ kéo của cốt thép R_a , kg/cm^2	Hệ số	Hệ số α_o và A_o tương ứng với mác chịu nén của bê tông nặng			
		≤ 200	250 - 300	350 - 400	500
≤ 3000	α_o	0,62	0,58	0,55	0,52
	A_o	0,428	0,412	0,399	0,385
4000	α_o	0,58	0,55	0,55	0,50
	A_o	0,412	0,399	0,399	0,375
5000	α_o	0,55	0,55	0,52	0,45
	A_o	0,399	0,399	0,385	0,349
6000	α_o	0,50	0,48	0,45	0,42
	A_o	0,375	0,365	0,349	0,332

Tài liệu tham khảo

1. **Trịnh Kim Đạm , Ngô Thế Phong . *Thiết kế khung bê tông cốt thép* .** Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1989 .
2. **Phí Văn Sương , Nguyễn Đình Cống . *Tính toán kết cấu bê tông cốt thép nhà công nghiệp một tầng* .** Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1984 .
3. **Nguyễn Đình Cống , Ngô Thế Phong , Huỳnh Chánh Thiên . *Kết cấu bê tông cốt thép* (phần kết cấu nhà cửa) .** Nhà xuất bản đại học và trung học chuyên nghiệp . Hà Nội , 1978.
4. **Ngô Thế Phong , Nguyễn Đình Cống , Trịnh Kim Đạm , Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phấn Tấn . *Kết cấu bê tông cốt thép* (phần cấu kiện cơ bản) .** Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1994
5. ***Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép* .** TCVN 5574 - 91
6. ***Tải trọng và tác động* .** TCVN 2737 - 1995 . Nhà xuất bản xây dựng. Hà Nội, 1995.

Mục lục

Trang

Lời nói đầu	3
-------------	---

Phần 1 .THIẾT KẾ KHUNG NGANG

§1. Xác định kích thước khung ngang	5
§2. Xác định tải trọng	13
§3. Xác định nội lực trong cột	20
§4. Tính toán cốt thép	33
§5. Một số yêu cầu về cấu tạo	43
§6. Cấu tạo hệ giằng của nhà	45

Phần 2 .VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 1. Tính toán khung ngang nhà một tầng ba nhịp	49
Ví dụ 2. Tính toán khung ngang nhà hai nhịp	91
Ví dụ 3. Tính toán khung ngang nhà ba nhịp đối xứng lệch cao trình	136
Phụ lục I. Các số liệu về cấu trúc	155
Phụ lục II. Các số liệu về tải trọng gió theo TCVN 2737 - 1995	159
Phụ lục III. Cường độ tiêu chuẩn và môđun đàn hồi của bê tông nặng	172
Phụ lục IV. Cường độ tính toán và hệ số điều kiện làm việc của bê tông nặng	172
Phụ lục V. Cường độ tính toán của cốt thép Việt Nam	173
Phụ lục VI. Cường độ tính toán của cốt thép Liên Xô (cũ)	173
Phụ lục VII. Các giá trị của hệ số α_0 và A_0 tương ứng	173
Phụ lục VIII. Các giá trị của hệ số α , γ , A	174
Phụ lục IX. Bảng chọn cốt thép làm móc cầu	174
Phụ lục X. Diện tích tiết diện cốt thép	175
Phụ lục XI. Hệ số uốn dọc φ của cấu kiện chịu nén đúng tâm	175
Tài liệu tham khảo	176

Ts. TRỊNH KIM ĐẠM

, Ts. LÊ BÁ HUẾ

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

<i>Chịu trách nhiệm xuất bản</i>	:	Pgs, Ts. TÔ ĐĂNG HẢI
<i>Biên tập</i>	:	THANH ĐỊNH, QUANG HÙNG
<i>Kỹ mỹ thuật</i>	:	ĐỖ PHÚ
<i>Sửa bản in</i>	:	QUANG HÙNG, ĐỖ PHÚ
<i>Vẽ bìa</i>	:	HỒNG VIỆT

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 TRẦN HƯNG ĐẠO - HÀ NỘI

In 700 bản, khổ 19 x 27cm, tại Nhà in Khoa học và Công nghệ
Giấy phép xuất bản số: 179-2006/CXB/11-9/KHKT.
In xong và nộp lưu chiểu tháng 4 năm 2006