

PHẦN II: KẾT CẤU (45 %)

Nhiệm vụ thiết kế:

- Giải pháp kết cấu.
- Tính toán sàn tầng điển hình.
- Tính toán khung trục 3.
 - + Tính toán tải trọng tác dụng lên khung trục 3.
 - + Tổ hợp nội lực.
 - + Tính toán và bố trí cốt thép cho khung trục 3.
- Tính móng trục 3.
- Tính toán cầu thang bộ trục C-D.

Bản vẽ kèm theo:

- KC - 01: Bản vẽ kết cấu móng
- KC - 02: Bản vẽ kết cấu sàn tầng điển hình
- KC - 03: Bản vẽ kết cấu cầu thang bộ
- KC - 04: Bản vẽ kết cấu khung trục 3

Giáo viên hướng dẫn: Ths. Trần Dũng

CHƯƠNG 1: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU VÀ CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC

Cơ sở tính toán

A. Các tài liệu sử dụng trong tính toán

1. Tuyển tập tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam.
2. TCVN 356-2005 Kết cấu bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế.
3. TCVN 2737-1995 Tải trọng và tác động. Tiêu chuẩn thiết kế.

B. Tài liệu tham khảo:

1. Hướng dẫn sử dụng chương trình SAP 2000.
2. Phương pháp phân tử hữu hạn. - Trần Bình, Hồ Anh Tuấn.
3. Giáo trình giảng dạy chương trình SAP2000 - Ths Hoàng Chính Nhân.
4. Kết cấu bê tông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa) - Gs Ts Ngô Thế Phong, Pts Lý Trần Cường, Pts Trịnh Kim Đạm, Pts Nguyễn Lê Ninh.
5. Kết cấu thép II (công trình dân dụng và công nghiệp) - Phạm Văn Hội, Nguyễn Quang Viên, Phạm Văn T., Đoàn Ngọc Tranh, Hoàng Văn Quang.

C. Vật liệu dùng trong tính toán

1. Bê tông:

- Theo tiêu chuẩn TCXDVN 356- 2005, Tiêu chuẩn thiết kế Btct
- + Sử dụng bê tông cấp độ bền B20 có:
 $R_b = 11,5 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 0,90 \text{ MPa}$, $E_b = 27.10^3 \text{ MPa}$
- + Sử dụng thép :
 - Thép $\phi < 12$ nhóm AI : $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$, $E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$
 - Thép $\phi \geq 12$ nhóm AII : $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$, $E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$
 - Thép $\phi \geq 22$ nhóm AIII : $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$, $E_s = 20.10^4 \text{ MPa}$
- + Các loại vật liệu khác thể hiện trong các hình vẽ cấu tạo.

Giải pháp :

Khái quát chung

Lựa chọn hệ kết cấu chịu lực cho công trình(hệ chịu lực chính, sàn) có vai trò quan trọng tạo tiền đề cơ bản để ng-ời thiết kế có đ-ợc định hướng thiết lập mô hình, hệ kết cấu chịu lực cho công trình đảm bảo yêu cầu về độ bền, độ ổn định phù hợp với yêu cầu kiến trúc, thuận tiện trong sử dụng và đem lại hiệu quả kinh tế.

Trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng việc chọn giải pháp kết cấu có liên quan đến vấn đề bố trí mặt bằng, hình thể khối đứng, độ cao tầng, thiết bị điện, đ-ờng ống, yêu cầu thiết bị thi công, tiến độ thi công, đặc biệt là giá thành công trình và sự làm việc hiệu quả của kết cấu mà ta chọn.

2. Các dạng kết cấu khung.

2.1. Các dạng kết cấu khung

Đối với nhà cao tầng có thể sử dụng các dạng sơ đồ chịu lực:

- + Hệ t-ờng chịu lực
- + Hệ khung chịu lực
- + Hệ kết cấu khung vách kết hợp

a) Hệ t-ờng chịu lực

Trong hệ kết cấu này thì các cấu kiện chịu tải trọng đứng và ngang của nhà là các t-ờng phẳng. Tải trọng ngang truyền đến các tấm t-ờng thông qua các bản sàn đ-ợc xem là cứng tuyệt đối. Trong mặt phẳng của chúng các vách cứng (chính là tấm t-ờng) làm việc nh- thanh công xôn có chiều cao tiết diện lớn. Với hệ kết cấu này thì khoảng không bên trong công trình còn phải phân chia thích hợp đảm bảo yêu cầu về kết cấu, thiếu độ linh hoạt về không gian kiến trúc.

Hệ kết cấu này có thể cấu tạo cho nhà khá cao tầng, tuy nhiên theo điều kiện kinh tế và yêu cầu kiến trúc của công trình ta thấy ph-ơng án này không thoả mãn.

b) Hệ khung chịu lực

Hệ khung gồm các cột và các dầm liên kết cứng tại các nút tạo thành hệ khung không gian của nhà. Hệ kết cấu này tạo ra đ-ợc không gian kiến trúc khá linh hoạt. Kết cấu khung đ-ợc tạo nên bởi cột và dầm liên kết với nhau bằng mắt cứng hoặc khớp, chúng cùng với sàn và mái tạo nên một kết cấu không gian có độ cứng.

* Sơ đồ giằng.

Sơ đồ này tính toán khi khung chỉ chịu phần tải trọng thẳng đứng t-ương ứng với diện tích truyền tải đến nó còn tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng do các kết cấu chịu tải cơ bản khác nh- lối, t-ờng chịu lực. Trong sơ đồ này thì tất cả các nút khung đều có cấu tạo khớp hoặc các cột chỉ chịu nén.

* Sơ đồ khung - giằng.

Hệ kết cấu khung - giằng đ-ợc tạo ra bằng sự kết hợp giữa khung và vách cứng. Hai hệ thống khung và vách đ-ợc lên kết qua hệ kết cấu sàn. Khung cũng tham gia chịu tải trọng đứng và ngang cùng với lối và vách. Hệ thống vách cứng đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu thiết kế để chịu tải trọng thẳng đứng. Sự phân rõ chức năng này tạo điều kiện để tối - u hoá các cấu kiện, giảm bớt kích th-ớc cột và dầm, đáp ứng đ-ợc yêu cầu kiến trúc.

Sơ đồ này khung có liên kết cứng tại các nút (khung cứng).

*** Kết luận:**

Qua phân tích - u nh- ọc điểm của các hệ kết cấu, đối chiếu với đặc điểm kiến trúc của công trình: ta chọn ph- ơng án kết cấu khung chịu lực làm kết cấu chịu lực chính của công trình

2.2. Các lựa chọn cho giải pháp kết cấu sàn:

Để chọn giải pháp kết cấu sàn ta so sánh 2 tr- ờng hợp sau:

a) Kết cấu sàn không dầm (sàn nầm)

Hệ sàn nầm có chiều dày toàn bộ sàn nhỏ, làm tăng chiều cao sử dụng do đó dễ tạo không gian để bố trí các thiết bị d- ới sàn (thông gió, điện, n- ớc, phòng cháy và có trần che phủ), đồng thời dễ làm ván khuôn, đặt cốt thép và đổ bê tông khi thi công. Tuy nhiên giải pháp kết cấu sàn nầm là không phù hợp với công trình vì không đảm bảo tính kinh tế do tốn vật liệu

b) Kết cấu sàn dầm

Là giải pháp kết cấu đ- ợc sử dụng phổ biến cho các công trình nhà cao tầng. Khi dùng kết cấu sàn dầm độ cứng ngang của công trình sẽ tăng do đó chuyển vị ngang sẽ giảm. Khối l- ượng bê tông ít hơn dẫn đến khối l- ượng tham gia dao động giảm. Chiều cao dầm sẽ chiếm nhiều không gian phòng ảnh h- ưởng nhiều đến thiết kế kiến trúc, làm tăng chiều cao tầng. Tuy nhiên ph- ơng án này phù hợp với công trình vì bên d- ới các dầm là t- ờng ngăn , chiều cao thiết kế kiến trúc là tới 3,2m nên không ảnh h- ưởng nhiều.

Kết luận:

Lựa chọn ph- ơng án sàn s- ờn toàn khối.

2.3 Sơ bộ chọn kích th- ớc tiết diện

2.3.1 Chọn chiều dày sàn

Chiều dày bản chọn sơ bộ theo công thức:

$$h_b = \frac{D \cdot l}{m} \quad \text{với } D = 0,8 - 1,4$$

Trong đó : l là cạnh ngắn của ô bản.

Xét ô bản lớn nhất có l = 3,15 cm; chọn D = 1,2 với hoạt tải 300kg/m²

Với bản kê bốn cạnh chọn m = 40 - 45, ta chọn m = 42 ta có chiều dày sơ bộ của bản

$$\text{sàn: } h_b = \frac{D \cdot l}{m} = \frac{1,2 \cdot 315}{42} = 9 \text{ cm}$$

Chọn thống nhất h_b = 14 cm cho toàn bộ các mặt sàn.

2.3.2. Chọn tiết diện dầm

* Chọn dầm ngang:

- Nhịp của dầm chính $l_d = 720$ cm

- Chọn sơ bộ $h_{dc} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) l = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) 720 = (60 \div 90) \text{ cm};$

Chọn $h_{dc} = 65$ cm, $b_{dc} = 30$ cm

- Nhịp của dầm chính $l_d = 240$ cm

Chọn $h_{dc} = 65$ cm, $b_{dc} = 30$ cm

* Chọn dầm dọc:

- Nhịp của dầm $l_d = 630$ cm

- Chọn sơ bộ $h_{dc} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) l = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) 630 = (52,5 \div 78,75) \text{ cm};$

Chọn $h_d = 60$ cm, $b_d = 30$ cm

* Các dầm phụ chọn 300x600

* Dầm thang chọn kích thước 220x350.

2.3.3. Chọn kích thước t-ờng

* T-ờng bao

Đ-ợc xây chung quanh chu vi nhà, do yêu cầu chống thấm, chống ẩm nên t-ờng dày 22 cm xây bằng gạch đặc M75. T-ờng có hai lớp trát dày 2 x 1.5 cm

Chiều cao của t-ờng xây : $H_{t-ờng} = H_t - h_d = 3,6 - 0,65 = 2,95$ m

* T-ờng ngăn

Dùng ngăn chia không gian trong mỗi tầng, song tùy theo việc ngăn giữa các căn hộ hay ngăn trong 1 căn hộ mà có thể là t-ờng 22 cm hoặc 11 cm. T-ờng có hai lớp trát dày 2 x 1.5 cm

Chiều cao t-ờng ngăn : $H_{t-ờng} = H_{tầng} - h_d = 3,6 - 0,65 = 2,95$ m

2.3.4. Chọn tiết diện cột

Sơ bộ lựa chọn theo công thức : $F_b = (1,2 \div 1,5) \frac{N}{R_n}$

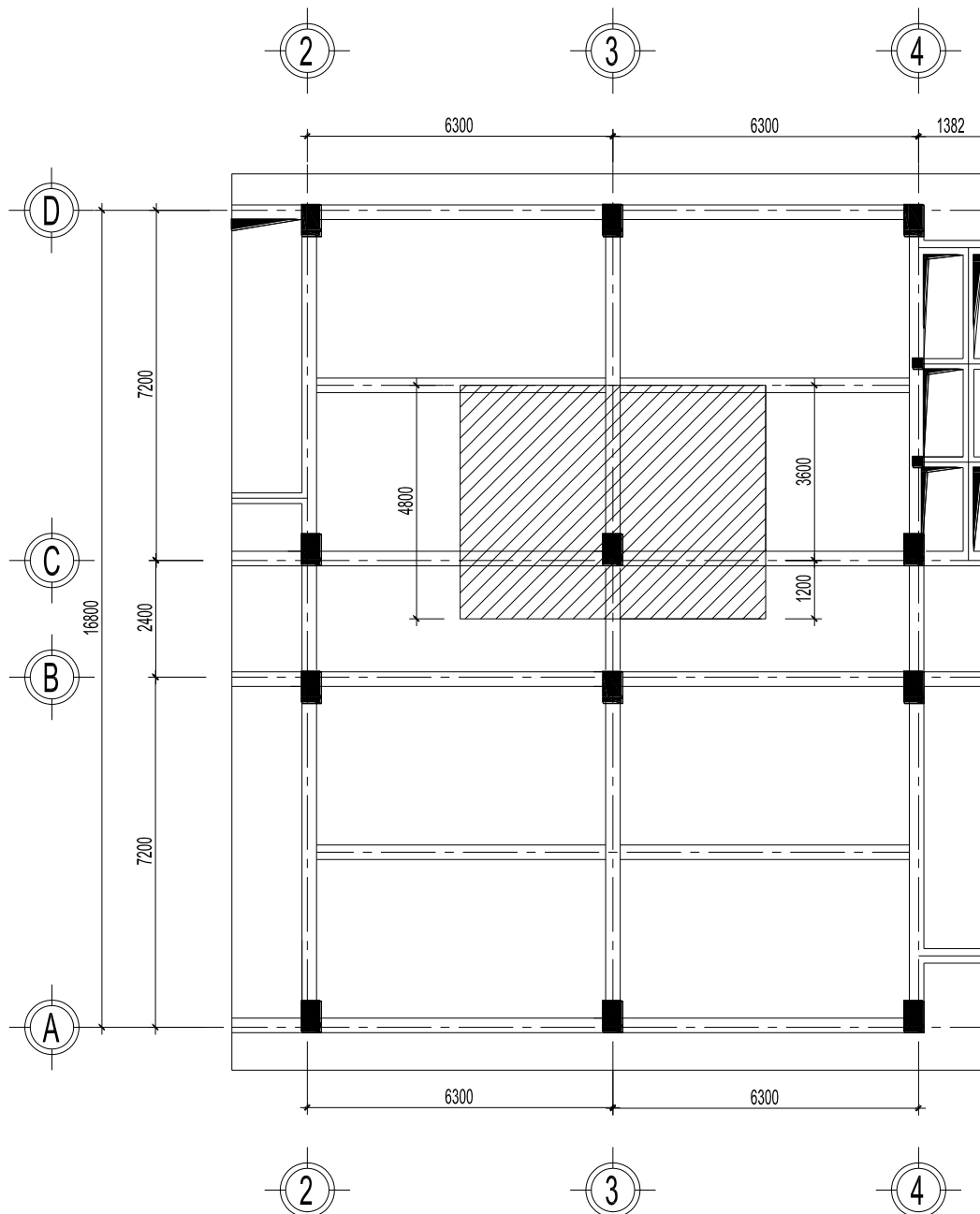
Trong đó:

$R_n = 115 \text{ kg/cm}^2$

N : lực dọc lớn nhất có thể xuất hiện trong cột

Tính gần đúng N = số tầng x diện chịu tải x (tĩnh tải sàn + hoạt tải)

Dự kiến cột thay đổi tiết diện 2 lần : tầng 1-3, tầng 4-8



Hình vẽ: Sơ đồ truyền tải lên cột

Cột từ tầng 1-3 trục: (B) và (C)

$$N = 8.6, 3.4, 8. (476 + 360) = 202245 \text{ kg}$$

$$F_b = 1, 4. \frac{202245}{115} = 2574 \text{ cm}^2$$

Sơ bộ chọn cột 400x650

Cột từ tầng 4-8 trục: (B) và (C)

$$N = 5.6,6.4,5.(476 + 360) = 124146 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,4. \frac{124146}{110} = 1580 \text{ cm}^2$$

Sơ bộ chọn cột 350x550

Cột từ tầng 1-3 trục: (A) và (D)

$$N = 8.6,6.3,3.(476 + 360) = 145665 \text{ kg}$$

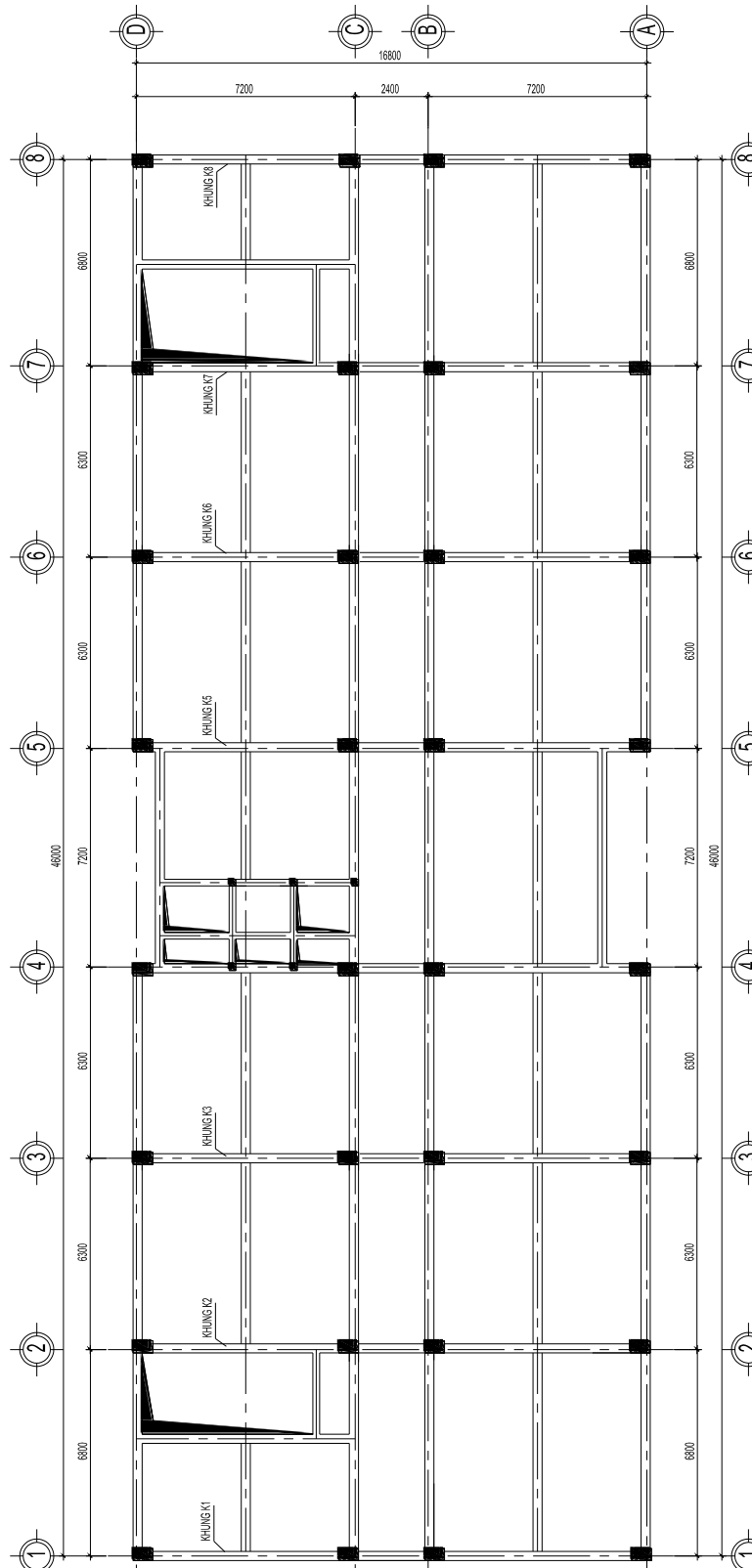
$$F_b = 1,4. \frac{145665}{110} = 1854 \text{ cm}^2$$

Cột từ tầng 4-8 trục: (A) và (D)

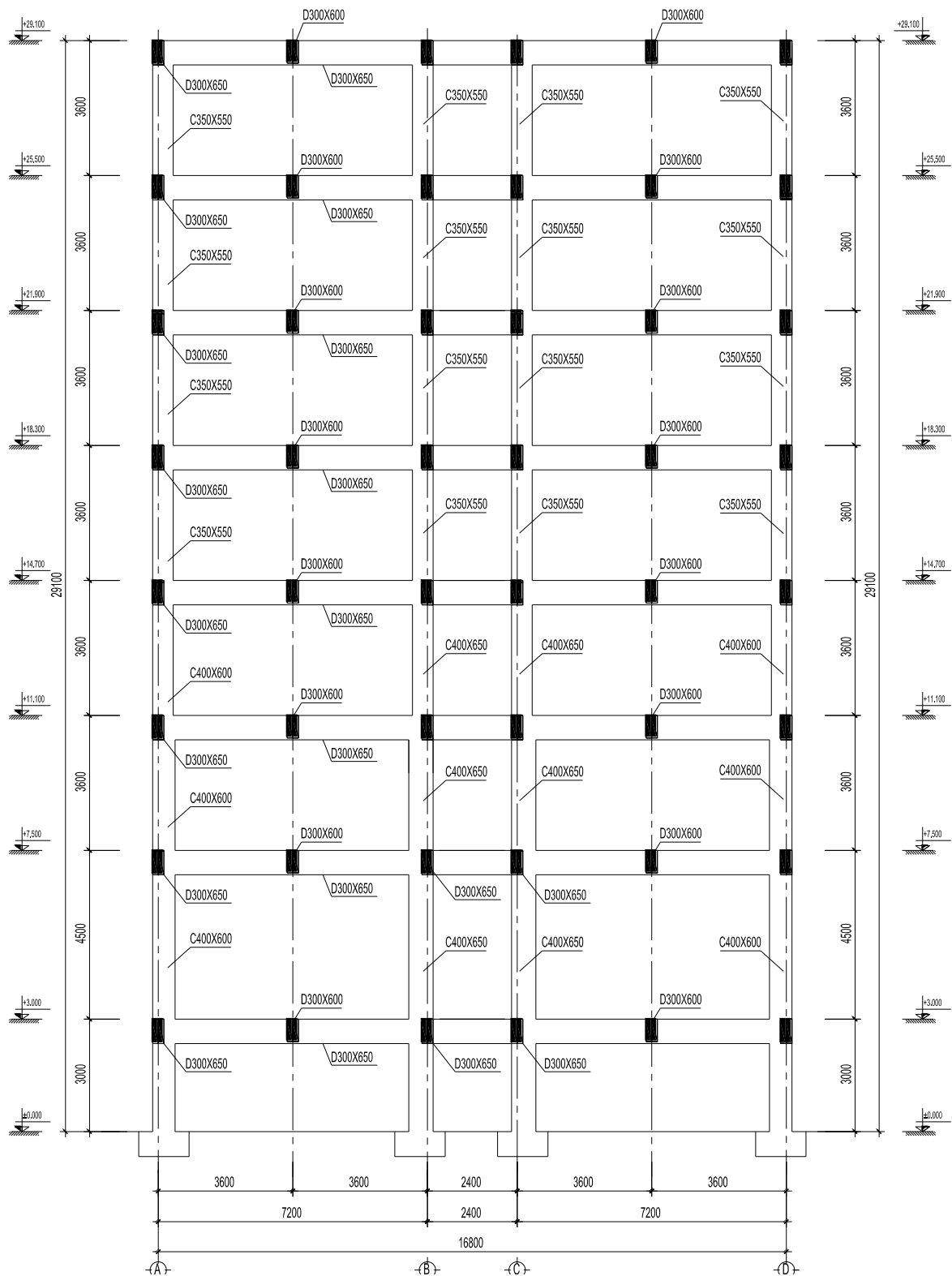
$$N = 5.6,6.3,3.(476 + 360) = 91040 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,4. \frac{91040}{110} = 1159 \text{ cm}^2$$

Sơ bộ chọn cột 350x550



Hình vẽ: Mặt bằng kết cấu



3. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

3.1 TẢI TRỌNG ĐÚNG:

3.1.1. Tĩnh tải:

a) *Tĩnh tải sàn tầng điển hình:*

* Trọng lượng bản thân sàn :

$$g_{ts} = n.h.\gamma \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

n: hệ số vượt tải xác định theo tiêu chuẩn 2737-95

h: chiều dày sàn

γ : trọng lượng riêng của vật liệu sàn

Bảng 3.1: Tĩnh tải sàn

Cấu tạo các lớp	Chiều dày (m)	γ (kG/m ³)	Hệ số vượt tải	Tải trọng (kG/m ²)
Gạch lát	0.01	2000	1.3	26
Vữa lót	0.02	2000	1.3	52
Bản BTCT	0.12	2500	1.1	330
Vữa trát trần	0.015	2000	1.3	39
Trần thạch cao	0.015	1500	1.3	29
Tổng				Σ 476

Bảng 3.2: Tĩnh tải sàn (sàn phòng vệ sinh)

STT	Các lớp sàn	Chiều dày	TLR	Hệ số	TT tính toán
		(m)	(kG/m ³)	vượt tải	(kG/m ²)
1	Gạch lát chống trơn	0.01	2000	1,1	22
2	Vữa xm lót nền	0.02	2000	1,3	52
3	Sàn btct	0.12	2500	1,1	330
4	Lớp chống thấm	0.015	2000	1,3	39
5	Vữa trát trần	0.015	2000	1,3	39
6	Trần thạch cao	0.015	1500	1,3	29
Tổng tĩnh tải					511

b) Tính tải mái:

* Trọng lượng bản thân mái:

$$g_{ts} = n.h.\gamma \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

n: hệ số v-ợt tải xác định theo tiêu chuẩn 2737-95

h: chiều dày sàn

γ : trọng lượng riêng của các lớp vật liệu trên mái

BẢNG TÍNH TÍNH TẢI SÀN MÁI

Cấu tạo các lớp	Chiều dày (m)	γ (kG/m ³)	Hệ số v-ợt tải	Tải trọng (kG/m ²)
2 Gạch lá nem	0.02*2	1500	1.3	78
Vữa lót	0.02	2000	1.3	52
Gạch chống nóng	0.2	1500	1.3	390
Bê tông chống thấm	0.04	2000	1.3	104
Bản BTCT	0.12	2500	1.1	330
Vữa trát trần	0.015	2000	1.3	39
Trần thạch cao	0.015	1500	1.3	29
Tổng				Σ 1022

c) Tính tải t-ờng:

* Trọng lượng bản thân t-ờng 220:

BẢNG TÍNH TÍNH TẢI T-ỜNG 220

TT	Các lớp sàn	Dày (m)	Cao (m)	γ (kg/m ³)	n	G (kg/m)
1	T-ờng gạch	0,220	2.95	1800	1.3	1520
2	Vữa trát 2 bên	2 x 0,015	2.95	1800	1.3	210
3	Σ					1730

* Trọng lượng bản thân t-ờng 110:

BẢNG TÍNH TÍNH TẢI T-ỜNG 110

TT	Các lớp sàn	Dày (m)	Cao (m)	γ (kg/m ³)	n	G (kg/m)
1	T-ờng gạch	0,110	2.95	1800	1.3	760
2	Vữa trát 2 bên	2 x 0,015	2.95	1800	1.3	210
3	Σ					970

* Kể đến lỗ cửa tải trọng t-ờng 220 và t-ờng 110 nhân với hệ số 0,7:

-T-ờng 220 : $1730 \times 0.7 = 1210 \text{ kg/m}$

-T-ờng 110: $970 \times 0.7 = 680 \text{ kg/m}$

-T-ờng mái 220; $0.22 \times 1.5 \times 1800 \times 1.1 = 653,4 \text{ kg/m}$

d) Trọng l-ợng bản thân dầm

Trọng l-ợng bản thân dầm ngang:

$$g_{dc} = n.h.b.\gamma \text{ (kG/m)}$$

$$\text{Dầm } 650 \times 300: g_{dc} = 1,1.(0,65-0,12).0,3.2500=437,3 \text{ (kG/m)}$$

Trọng l-ợng bản thân dầm dọc:

$$g_d = n.h.b.\gamma \text{ (kG/m)}$$

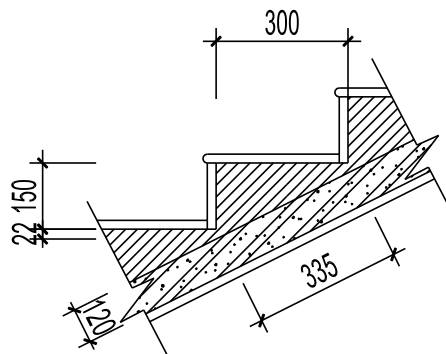
$$\text{Dầm } 600 \times 300: g_d = 1,1.(0,6-0,12).0,3.2500=396 \text{ (kG/m)}$$

e) Tính tải cầu thang:

Sơ bộ chọn bề dày bản thang 12 cm, dựa vào chiều cao tầng $H=3,6\text{m}$ và chiều dài $L=3.6\text{m}$ vẽ thang ta chọn chiều cao bậc thang là $h=150\text{mm}$, rộng bậc thang $b=300$

-Diện tích dọc 1 bậc thang.

$$S = \frac{((0,022 + 0,150) + 0,022) \times 0,3}{2} = 0,0291(m^2).$$



Hình vẽ: Cấu tạo bản thang

-Chiều dày qui đổi của bậc gạch.

$$h = \frac{S}{0.335} = \frac{0.0291}{0.335} = 0.087(m)$$

-Tải trọng phân bố đều theo chiều dài bản.

$$q_{tt} = \gamma x h = 1800 \times 0.087 = 160(kG/m)$$

BẢNG TÍNH TẢI CẦU THANG

Cấu tạo các lớp	Tải trọng tc kG/m^2 .	n	Tải trọng tính toán kG/m^2 .
Lát đá Granit	20	1.3	26
Vữa xi măng M75	40	1.3	52
Bạc gạch	160	1.3	208
Bản BTCT dày 100mm	300	1.1	330
Vữa trát trần 15 mm	27	1.3	35
Tổng tĩnh tải thang			651(kG/m^2)

BẢNG TÍNH TẢI CHIẾU NGHỈ

Cấu tạo các lớp	Tải trọng tc kG/m^2 .	n	Tải trọng tính toán kG/m^2 .
Lát đá Granit	20	1.3	25
Vữa xi măng M75	40	1.3	52
Bản BTCT dày 100mm	300	1.1	330
Vữa trát trần 15 mm	27	1.3	35
Tổng tĩnh tải chiếu nghỉ			440(Kg/m^2)

3.1.2. Hoạt tải sàn

Tải trọng hoạt tải ng-ời phân bố trên sàn các tầng đ-ợc lấy theo bảng mẫu của tiêu chuẩn TCVN: 2737-95

BẢNG TÍNH HOẠT TẢI NGƯỜI

Stt	Loại phòng	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m^2)	n	Tải tính toán (kG/m^2)
1	Phòng khách	200	1.3	260
2	Hành lang	300	1.2	360
3	Cầu thang	300	1.2	360
4	Mái BTCT	75	1.3	97.5

3.2. TẢI TRỌNG NGANG:

3.2.1. Tải trọng gió:

Tải trọng gió đ-ợc xác định theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN.2737-95. Vì công trình có chiều cao lớn ($H < 40,0\text{m}$), do đó công trình chỉ cần tính toán với thành phần gió tĩnh

3.2.1.1. Thành phần gió tĩnh

Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió tác dụng phân bố đều trên một đơn vị diện tích đ-ợc xác định theo công thức sau:

$$W_{tt} = n \cdot W_0 \cdot k \cdot c$$

áp lực gió tác dụng lên khung đ-ợc qui về lực phân bố đều trên khung

$$W = B \cdot W_{tt}$$

Trong đó : $B = \frac{(B1 + B2)}{2}$ Với B1, B2 là chiều dài b-ớc gian mỗi bên khung tính toán

$$B1 = B2 = 6.6m \Rightarrow B = 6.6m$$

Trong đó:

- n : hệ số tin cậy của tải gió $n=1.2$
- W_0 : Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bản đồ phân vùng áp lực gió. Theo TCVN 2737-95, khu vực Hạ Long thuộc vùng III-B có $W_0 = 125 \text{ kG/m}^2$.
- k: Hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình, hệ số k tra theo bảng 5 TCVN 2737-95. Địa hình dạng B.
- c: Hệ số khí động, lấy theo chỉ dẫn bảng 6 TCVN 2737-95, phụ thuộc vào hình khối công trình và hình dạng bề mặt đón gió. Với công trình có hình khối chữ nhật, bề mặt công trình vuông góc với h-ớng gió thì hệ số khí động
đối với mặt đón gió là $c = +0.8$
với mặt hút gió là $c = +0.6$.

Bảng: Giá trị tải trọng mặt đón gió

Tầng	Chiều cao (m)	k	B (m)	W_0 (kG/m ²)	Hệ số vượt tải	c	c'	W_d (kG/m)	W_h (kG/m)
1	3	0,84	6,6	125	1,2	0,8	0,6	665,28	498,96
2	7,5	0,92	6,6	125	1,2	0,8	0,6	728,64	546,48
3	11,1	1,024	6,6	125	1,2	0,8	0,6	811	608,26
4	14,7	1,103	6,6	125	1,2	0,8	0,6	873,576	655,182
5	18,3	1,163	6,6	125	1,2	0,8	0,6	921,096	690,822
6	21,9	1,215	6,6	125	1,2	0,8	0,6	962,28	721,71
7	25,5	1,262	6,6	125	1,2	0,8	0,6	999,504	749,628
8	29,1	1,308	6,6	125	1,2	0,8	0,6	1035,936	776,952

3.2.1.2 .áp lực gió tập trung lên nút khung

Tải trọng gió tác dụng vào t-ờng chắn mái đ-ợc qui về lực tập trung tác dụng lên nút trên cùng của khung

Độ cao của đỉnh t-ờng chắn mái $h=30.6m$ ta có $k = 1.326$

Ta có : $P_d = 0,8.125.1,326.1,2.6,6.1,5 = 1575,29kg$

$P_h = 0,6.95.1,22.1,2.6,6.1,5 = 1181,47kg$

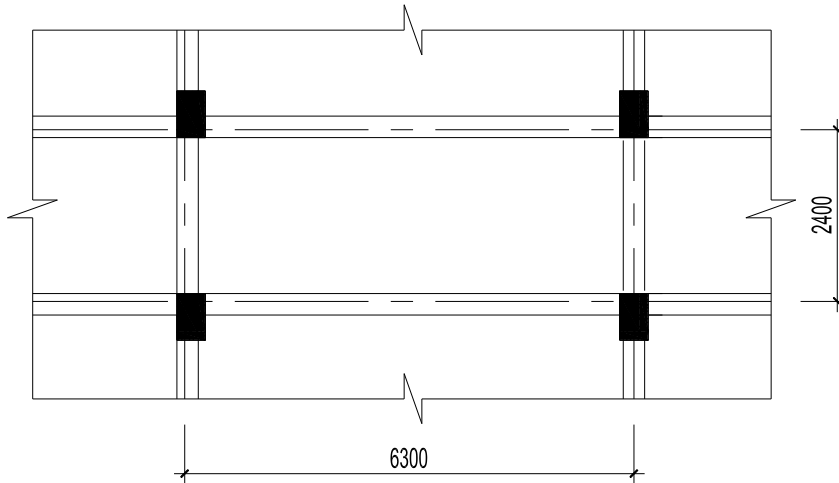
CHƯƠNG 2. THIẾT KẾ Ô SÀN ĐIỂN HÌNH

2.1. Thiết kế sàn hành lang

a. Sơ đồ tính:

Xét tỷ số $L_2/L_1 = 6300/2400 = 2,625 > 2$

⇒ tính theo bản làm việc 1 phương theo phương cạnh ngắn.



b. Xác định nội lực

+ Tĩnh tải tính toán: 476 kG/m^2

+ Hoạt tải tính toán: 360 kG/m^2

⇒ $q_b = 476 + 360 = 836 \text{ kG/m}^2$

Mômen âm lớn nhất ở hai đầu ngàm:

$$M = \frac{q_b l_1^2}{12} = \frac{836,2,4^2}{12} = 401,3 \text{ kGm}$$

Mômen dương lớn nhất ở giữa nhịp:

$$M = \frac{q_b l_1^2}{24} = \frac{836,2,4^2}{24} = 200,64 \text{ kGm}$$

c. Tính toán cốt thép:

cắt ra một dải bản rộng $b = 1 \text{ m}$ để tính

chọn $a = 2 \text{ cm}$ cho mọi tiết diện ⇒ $h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

***Tính thép chịu mômen âm ở gối:**

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{401,3 \cdot 100}{140 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,03$$

$$\gamma = 0,5 \cdot [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03}] = 0,98$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_0} = \frac{40130}{2300 \cdot 0,98 \cdot 10} = 1,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu \% = \frac{1,78}{10 \cdot 100} \cdot 100 = 0,178\%$$

$$\text{Chọn thép } \phi 8, a150 \text{ có } F_a = 3,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu\% = \frac{3,35}{10.100} \cdot 100 = 0,335\%$$

***Tính thép chịu mômen d- ơng**

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{20064}{140.100.10^2} = 0,014$$

$$\gamma = 0,5 \cdot [1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014}] = 0,993$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_o} = \frac{20064}{2300 \cdot 0,993 \cdot 10} = 0,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu\% = \frac{0,88}{10.100} \cdot 100 = 0,088\%$$

Để tiện bố trí ta chọn thép $\phi 8, a150$ có $F_a = 3,35 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \mu\% = \frac{3,35}{10.100} \cdot 100 = 0,335\%$$

*** Cốt thép phân bố :**

Để tiện cấu tạo ta chọn thép $\phi 8, a200$ có $F_a = 2,5 \text{ cm}^2$

2.2. TÍNH CỐT THÉP Ô SÀN PHÒNG 3.6X6.3 M

a. Xác định nhịp, sơ đồ tính toán

$$L_{t1} = 360 \text{ (cm)}$$

$$L_{t2} = 630 \text{ (cm)}$$

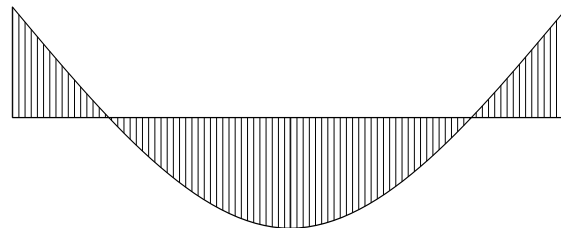
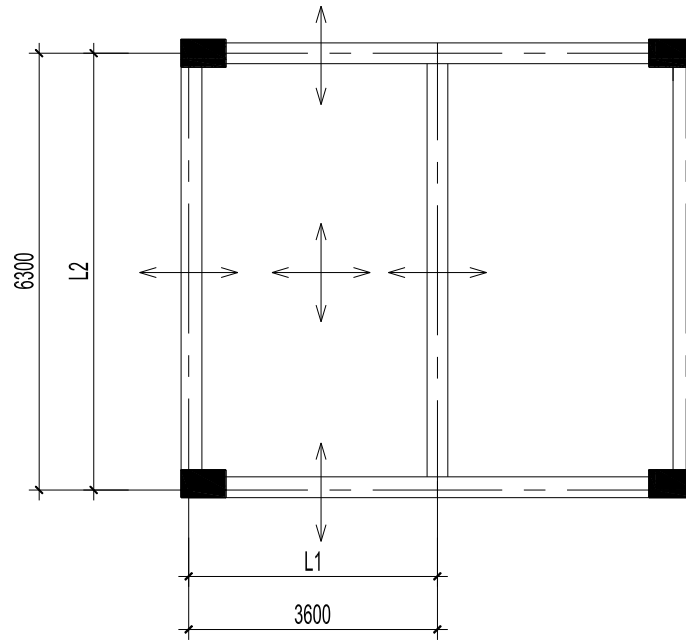
$$\Rightarrow r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{630}{360} = 1,75 < 2 \Rightarrow \text{Bản kê 4 cạnh}$$

b. Xác định nội lực

$$+ \text{Tĩnh tải tính toán: } 476 \text{ kG/m}^2$$

$$+ \text{Hoạt tải tính toán: } 260 \text{ kG/m}^2$$

$$\Rightarrow q_b = 476 + 260 = 736 \text{ kG/m}^2$$



Sơ đồ tính bản sàn

tính theo sơ đồ đàn hồi, sử dụng bảng tra các hệ số theo tỷ lệ : $r = l_2/L_1 = 1,8$

Cả 4 cạnh đều đ-ợc liên kết cứng nên ta có:

ứng với $r=1,8$ thì $\theta=0,4$; $A_1=B_1=1$; $A_2=B_2=0,6$ (tra theo bảng 2.2 sách sàn s-ờn bê tông toàn khối)

Ta có :

$$\frac{q_b l_{t1}^2 (3l_{t2} - l_{t1})}{12} = (2 + A_1 + B_1) l_{t2} \cdot M_1 + (2\theta + A_2 + B_2) l_{t1} \cdot M_1$$

Do $\theta=0,4$ nên $M_2=0,4M_1$;

$$\Rightarrow \frac{736,3 \cdot 6^2 (3,6 - 3,6)}{12} = 4,6 \cdot 3 \cdot M_1 + 2,3 \cdot 6 \cdot M_1 \Rightarrow M_1 = 383,2 \text{ kGm}$$

$$M1g = M1.A1$$

$$M1g = M1 = 383,2 \text{ kGm}$$

$$M2 = 0,4.M1 = 0,4.383,2 = 153,3 \text{ kGm}$$

c. Tính cốt thép theo ph-ong L1

$$\text{Chọn } a = 2(\text{cm}) \Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm}$$

+ Cốt thép chịu mômen d-ong:

$$A = \frac{M_1}{R_n b h_0^2} = \frac{38320}{140.100.10^2} = 0,027$$

$$\gamma = 0,5 [1 + \sqrt{1 - 2A}] = 0,986$$

$$F_a = \frac{M_1}{R_a \gamma h_0} = \frac{38320}{2300.0,986.10} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn thép } 5 \phi 8 \text{ a } 150 \text{ có } F_a = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu\% = \frac{2,51}{10.100} \cdot 100 = 0,251\%$$

+ Cốt thép âm:

Do $M1g = M1$ nên ta chọn thép giống cốt thép chịu momen d-ong

Chọn thép $5 \phi 8$ a 150

c. Tính cốt thép theo ph-ong L2

$$\text{Chọn } a = 2(\text{cm}) \Rightarrow h_0 = 10 \text{ cm}; \text{ có } M2 = 153,3 \text{ kGm}$$

+ Cốt thép chịu mômen d-ong:

$$A = \frac{M_2}{R_n b h_0^2} = \frac{15330}{140.100.10^2} = 0,011$$

$$\gamma = 0,5 [1 + \sqrt{1 - 2A}] = 0,994$$

$$F_a = \frac{M_2}{R_a \gamma h_0} = \frac{15330}{2300.0,994.10} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn thép } \phi 8 \text{ a } 150 \text{ có } F_a = 3,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu\% = \frac{3,35}{10.100} \cdot 100 = 0,335\%$$

+ Cốt thép âm:

$$\text{Do } M2g = A2.M1 = 0,6.383,2 = 229,92 \text{ kGm}$$

$$A = \frac{M_{2g}}{R_n b h_0^2} = \frac{22992}{140.100.10^2} = 0,016$$

$$\gamma = 0,5 [1 + \sqrt{1 - 2A}] = 0,992$$

$$F_a = \frac{M_1}{R_a \gamma h_0} = \frac{22992}{2300.0,992.10} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn thép } \phi 8 \text{ a } 150 \text{ có } F_a = 3,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu\% = \frac{3,35}{10.100} \cdot 100 = 0,251\%$$

CHƯƠNG 3. TÍNH TOÁN CỐT THÉP CẦU THANG

Số liệu tính toán:

Bê tông cầu thang mác 200: có $R_n = 130 \text{ kG/cm}^2$, $R_k = 10 \text{ kG/cm}^2$

Thép AI có $R_a = R_a' = 2300 \text{ kG/cm}^2$

Thép gai AII có $R_a = R_a' = 2800 \text{ kG/cm}^2$

3.1. Tính toán bản chiếu nghỉ :

Kích thước $160 \times 330 \text{ cm}$.

- a) Sơ đồ tính : hai cạnh có tỉ lệ $330/160 = 2,1 > 2$ nên có thể xem bản làm việc theo một phương (loại dầm).

Chiều dày bản chọn : $h_b = 10 \text{ cm}$

Cắt một dải bản rộng 100 cm theo phương cạnh ngắn. Tính theo sơ đồ dầm đơn giản chịu tải phân bố đều. Nhịp tính toán : $l = 160 \text{ cm}$.

- b) Xác định nội lực :

Tải trọng : + Tĩnh tải : 440 kG/m^2

+ Hoạt tải : 360 kG/m^2

Tải trọng toàn phần : $440 + 360 = 800 \text{ kG/m}^2$

Mô men lớn nhất giữa nhịp $M = ql^2/8 = 800 \times 1.6^2/8 = 256 \text{ (kG.m)}$

- c) Tính thép : Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ $a = 1.5 \text{ cm}$, $h_0 = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ cm}$.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{25600}{130 \times 100 \times 8,5^2} = 0.027 < A_0 = 0.3$$

$$\gamma = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.990$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{25600}{0.990 \times 2300 \times 8,5} = 1.32 (\text{cm}^2)$$

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} * 100 = \frac{1.32}{100 \times 8,5} * 100 = 0.16\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Cốt thép $d < h_b/10 = 100/10 = 10 \text{ mm}$,

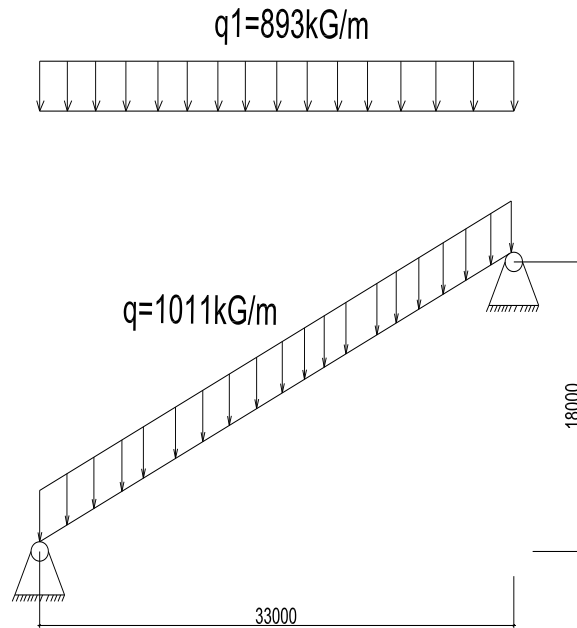
chọn $\phi 8$ có $f_a = 0.503 \text{ cm}^2$. $a = 200 \Rightarrow F_a = 2,50 \text{ cm}^2$

thép phân bố chọn $\phi 6$ có $f_a = 0.283 \text{ cm}^2$. $a = 200 \Rightarrow F_a = 1,41 \text{ cm}^2$

3.2. Tính toán bản thang :

bản thang không có limông kích thước $140 \times 376 \text{ cm}$

- a) sơ đồ tính:



Chiều dày bản chọn : $h_b = 10 \text{ cm}$.

Góc nghiêng của bản thang so với ph-ơng ngang là α với $\text{tg} \alpha = 180 / 330 = 0.545 \Rightarrow \alpha = 28^\circ$
độ $\Rightarrow \cos \alpha = 0.883$.

Do không có cốt thang, cắt một dải bản rộng 100cm theo ph-ơng cạnh dài. Bản làm việc nh- một dầm nghiêng đơn giản chịu tải phân bố đều. Nhịp tính toán : $l = 330 \text{ cm}$.

b) Xác định nội lực :

- Tải trọng :

+ Tĩnh tải : $g = 651 \text{ kG/m}^2$

+ Hoạt tải : $p = 360 \text{ kG/m}^2$

Do đó $q = 651 + 360 = 1011 \text{ kG/m}^2$

$q_1 = 1011 \times 0.883 = 893 \text{ kG/m}^2$

Mô men lớn nhất giữa nhịp $M = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{893 \cdot 3,3^2}{8} = 1216 \text{ KGm}$

c) Tính thép : giả thiết chiều dày lớp bảo vệ $a = 2 \text{ cm}$; $h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{121600}{130 \times 100 \times 10^2} = 0,09 < A_0 = 0.3$$

$$\gamma = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0.95$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{121600}{0,95 \times 2300 \times 10} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} * 100 = \frac{5,56}{100 \times 10} * 100 = 0.56 \% > \mu_{\min} = 0.1 \%$$

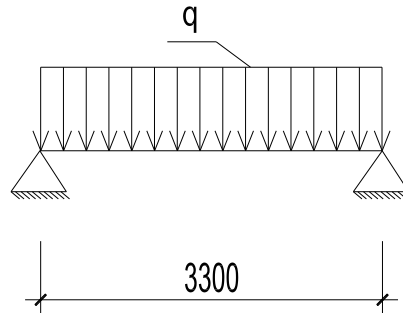
Chọn $\varnothing 10$ a150 có $F_a = 6,38 \text{ cm}^2$.

Chỗ bản gối lên dầm thang đặt thép mũ cấu tạo $\varnothing 10$ a150 có $F_a = 6,38 \text{ cm}^2$.

Theo ph-ong cạnh ngắn , đặt cốt thép theo cấu tạo $\varnothing 6$ a200. $F_a = 1,41 \text{ cm}^2$

3.3. Tính toán dầm chiếu nghỉ :

a) Sơ đồ tính : dầm đơn giản chịu tải phân bố đều



Kích th-ớc dầm : $b \times h = 200 \times 350$

b) Xác định nội lực :

- Tải trọng tác dụng :

+ Trọng l-ợng bản thân : $1.1 \times 0.2 \times 0.35 \times 2500 = 193 \text{ (kG /m)}$

+ Từ chiếu nghỉ truyền vào : $0.5 \times 800 \times 1.6 = 640 \text{ (kG /m)}$

+ Từ các bản thang truyền vào : $0,5 \times 706 \times 3 = 1059 \text{ (kG /m)}$

Vậy tải phân bố $q = 193 + 640 + 1059 = 1892 \text{ (kG/m)}$

- Mô men lớn nhất xuất hiện ở giữa nhịp :

$$M_{\max} = ql^2/8 = 1892 \times 3,3^2/8 = 2575 \text{ kGm}$$

c) Tính thép : giả thiết $a = 4 \text{ cm}$ thì $h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$.

$$\text{- Cốt dọc : } A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{2575}{130 \times 20 \times 31^2} = 0.128 < A_0 = 0.412$$

$$\gamma = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.861$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{257500}{0.861 \times 2800 \times 31} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} \times 100 = \frac{4.6}{20 \times 31} \times 100 = 0,74\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Chọn $3\varnothing 16$ ($F_a = 6,032 \text{ cm}^2$), đặt $2\varnothing 12$ ở phía trên theo cấu tạo.

- Cốt đai :

+ Lực cắt lớn nhất :

$$Q_{\max} = ql/2 = 1892 \times 3,3/2 = 3122 \text{ kG}$$

+ Kiểm tra điều kiện hạn chế : $Q \leq k_0 R_n b h_0$

$$Q_{\max} = 3122 \text{ KG} \leq k_o R_n b h_o = 0.35 \times 130 \times 20 \times 36 = 32760 \text{ kG}$$

Thoả mãn điều kiện tránh phá hoại bê tông do ứng suất chính giữa các vết nứt nghiêng.

+ Điều kiện tính toán : $Q \leq k_1 R_k b h_o$

$$Q_{\max} = 3122 \text{ kG} < k_1 R_k b h_o = 0.6 \times 10 \times 20 \times 36 = 4320 \text{ kG}$$

=> không phải tính toán cốt đai .

+ Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo $U_{ct} = \min(h/2 ; 150) \text{ mm} = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$

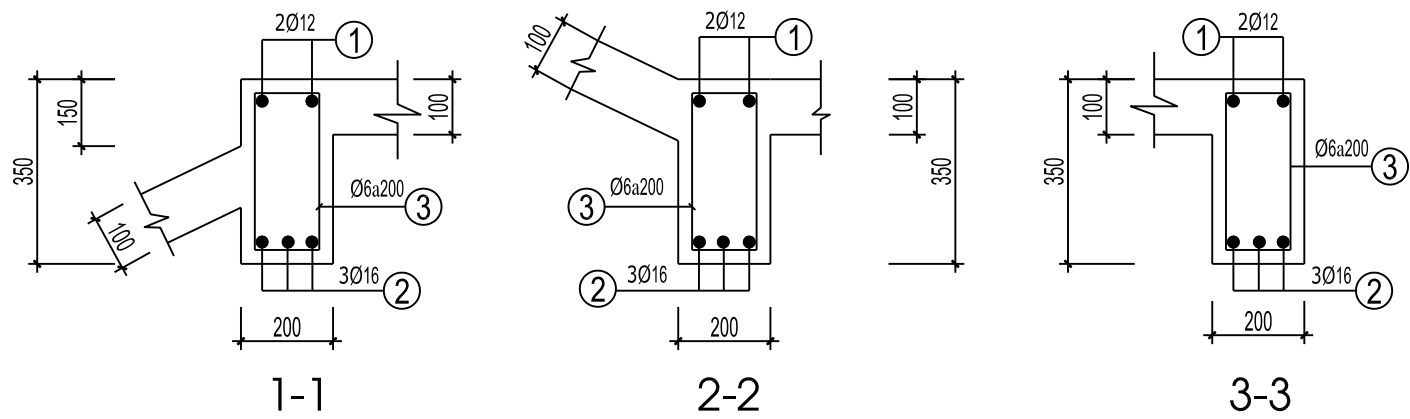
Vậy chọn khoảng cốt đai $\varnothing 6$ a150 mm với khoảng 900mm hai đầu dầm , $U \leq \min(3h/4 = 18 \text{ cm} ; 200 \text{ cm}) = 200 \text{ mm}$ cho đoạn giữa dầm còn lại .

3.4. Tính toán dầm chịu tải :

a) Sơ đồ tính : nh- dầm chịu nghỉ.

kích thước tiết diện dầm $b \times h = 20 \times 35 \text{ cm}$

Cấu tạo tương tự dầm chịu nghỉ



Hình vẽ: Các mặt cắt dầm chịu tải

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ KHUNG NGANG TRỤC 3

D) XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG:

1) Xác định tải trọng đơn vị:

Cơ sở xác định tải trọng tác dụng lên công trình là: TCVN 2737-1995 “Tải trọng và tác động- Tiêu chuẩn thiết kế”.

- Tính tải bao gồm trọng lượng bản thân các kết cấu nh- cột, dầm, sàn và tải trọng do t- ờng đặt trên công trình. Khi xác định tĩnh tải, ta phải phân tải sàn về các dầm theo diện phân tải và độ cứng, riêng tải trọng bản thân của các phân tử cột và dầm sẽ đ- ọc Sap2000 tự động cộng vào khi khai báo hệ số trọng lượng bản thân.(self weight = 1)

- Tính tải bản thân phụ thuộc vào cấu tạo các lớp sàn. Cấu tạo các lớp sàn phòng ở , phòng vệ sinh xem trong bản vẽ kiến trúc. Trọng lượng phân bố đều các lớp sàn cho trong bảng sau.

a, Tĩnh tải đơn vị :

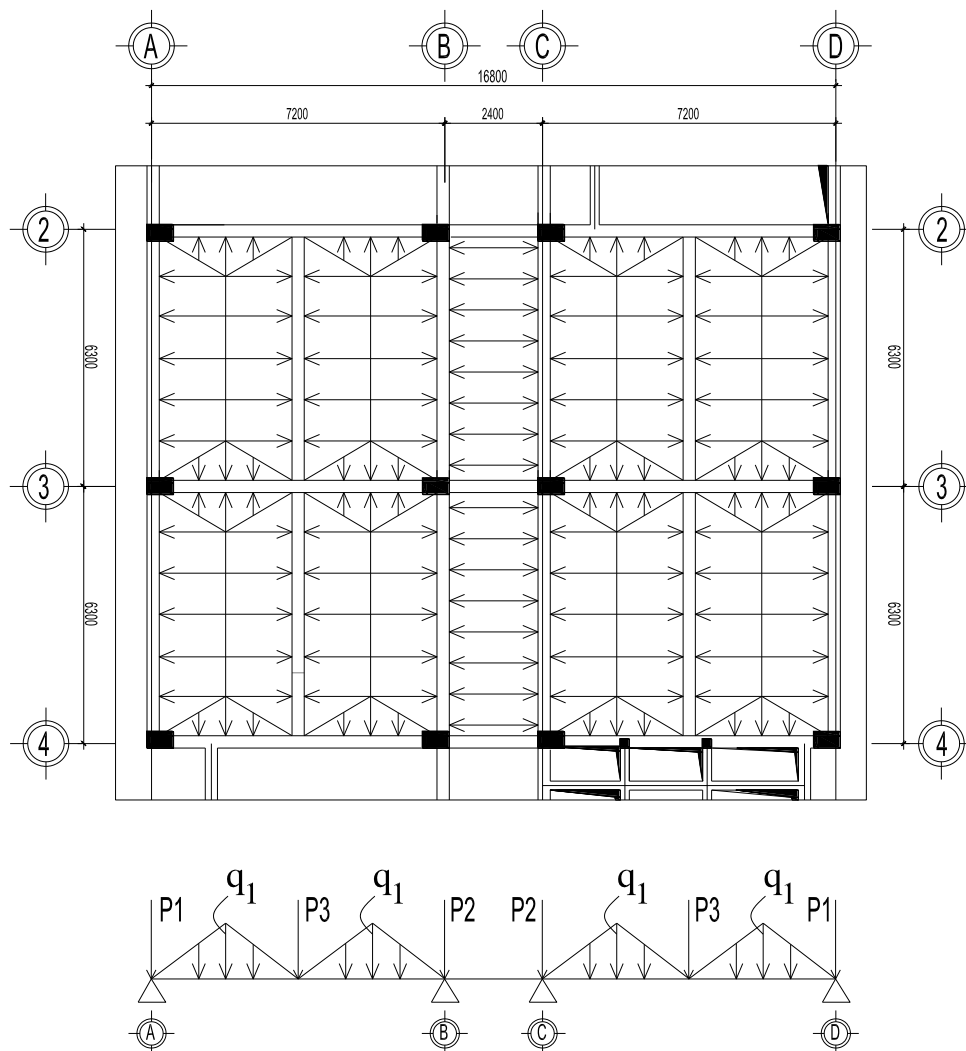
- + Tĩnh tải sàn phòng làm việc: $g = 476 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải sàn phòng WC : $g = 511 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải sàn mái : $g = 1022 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải t- ờng 220 : $g = 1210 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải t- ờng 110 : $g = 680 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải t- ờng mái 220 : $g = 653,4 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải dầm ngang : $g = 437,3 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh tải dầm dọc : $g = 396 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh cầu thang : $g = 651 \text{ KG/m}^2$
- + Tĩnh cầu chiếu nghỉ cầu thang: $g = 440 \text{ KG/m}^2$

b, Hoạt tải đơn vị :

- + Hoạt tải phòng khách : $g = 260 \text{ KG/m}^2$
- + Hoạt tải hành lang : $g = 360 \text{ KG/m}^2$
- + Hoạt tải cầu thang : $g = 360 \text{ KG/m}^2$
- + Hoạt tải mái BTCT : $g = 97,5 \text{ KG/m}^2$

2) Xác định tĩnh tải, hoạt tải tác dụng vào khung K3:

2.1. Chất tải lên khung K3.



Hình vẽ: Sơ đồ tải trọng tác dụng lên khung trục 3

2.1. Chất tải lên tầng điển hình.

a) Tĩnh tải:

- Quy về tải trọng tập trung:

.Tại nút trục A, D:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{sàn}} = 476 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 = 4529 \text{ kG}$$

$$\text{Do tường: } Q_{\text{tường}} = 1210,6,3 = 7623 \text{ kG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396,6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{Tổng } P1 = 14647 \text{ kG}$$

. Tại nút trực B, C:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{sàn}} = 476 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 + 476 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 8128 \text{ KG}$$

$$\text{Do tường: } Q_{\text{tuong}} = 1210,6,3 = 7623 \text{ kG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396,6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{tổng } P2 = 18246 \text{ kG}$$

. Tại vị trí P3:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{sàn}} = 2 \cdot 476 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 = 9058 \text{ KG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396,6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{tổng } P3 = 11553 \text{ kG}$$

- Quy về tải trọng phân bố đều:

. Nhip AB, CD:

$$\text{Do dầm chính: } q_{\text{dc}} = 437,3 \text{ kG/m}$$

$$\text{Do sàn: } q_s = 476 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot 2,0,839 = 1258 \text{ kG/m}$$

$$\rightarrow \text{tổng } q_1 = 1696 \text{ kG/m}$$

. Nhip BC:

$$\text{Do dầm chính: } q_{\text{dc}} = 437,3 \text{ kG/m}$$

b. Hoạt tải:

- Quy về tải trọng tập trung:

$$\text{. Tại nút trực A, D: } Q_{\text{ht}} = 260 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2 = 2949 \text{ kG}$$

$$\text{. Tại nút trực B, C: } Q_{\text{ht}} = 260 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2 + 360 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 5709 \text{ kG}$$

$$\text{. Tại vị trí P3: } Q_{\text{ht}} = 260 \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 1638 \text{ kG}$$

- Quy về tải trọng phân bố đều:

$$\text{. Nhip AB, CD: } q_{\text{ht}} = 260 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot 2 = 819 \text{ kG}$$

2.2 Chất tải lên tầng mái.

a) Tĩnh tải:

- Quy về tải trọng tập trung:

. Tại nút trục A, D:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{san}} = 1022 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 = 9724 \text{ kG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396 \cdot 6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{Tổng } P1 = 12219 \text{ kG}$$

. Tại nút trục B, C:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{san}} = 1022 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 + 1022 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 17450 \text{ KG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396 \cdot 6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{tổng } P2 = 19945 \text{ kG}$$

. Tại vị trí P3:

$$\text{Do sàn: } Q_{\text{san}} = 2 \cdot 1022 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2,0,839 = 19447 \text{ KG}$$

$$\text{Do dầm phụ: } Q_{\text{dp}} = 396 \cdot 6,3 = 2495 \text{ KG}$$

$$\rightarrow \text{tổng } P3 = 21942 \text{ kG}$$

- Quy về tải trọng phân bố đều:

. Nhịp AB, CD:

$$\text{Do dầm chính: } q_{\text{dc}} = 437,3 \text{ kG/m}$$

$$\text{Do sàn: } q_s = 1022 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot 2,0,839 = 2701 \text{ kG/m}$$

$$\rightarrow \text{tổng } q_1 = 3138 \text{ kG/m}$$

. Nhịp BC:

$$\text{Do dầm chính: } q_{\text{dc}} = 437,3 \text{ kG/m}$$

b. Hoạt tải:

$$\text{Tại nút trục A, D: } Q_{\text{ht}} = 97,5 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2 = 1106 \text{ kG}$$

$$\text{. Tại nút trục B, C: } Q_{\text{ht}} = 97,5 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot \frac{7,2}{2} \cdot 2 + 97,5 \cdot \frac{2,4}{2} \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 1843 \text{ kG}$$

$$\text{. Tại vị trí P3: } Q_{\text{ht}} = 97,5 \cdot \frac{6,3}{2} \cdot 2 = 615 \text{ kG}$$

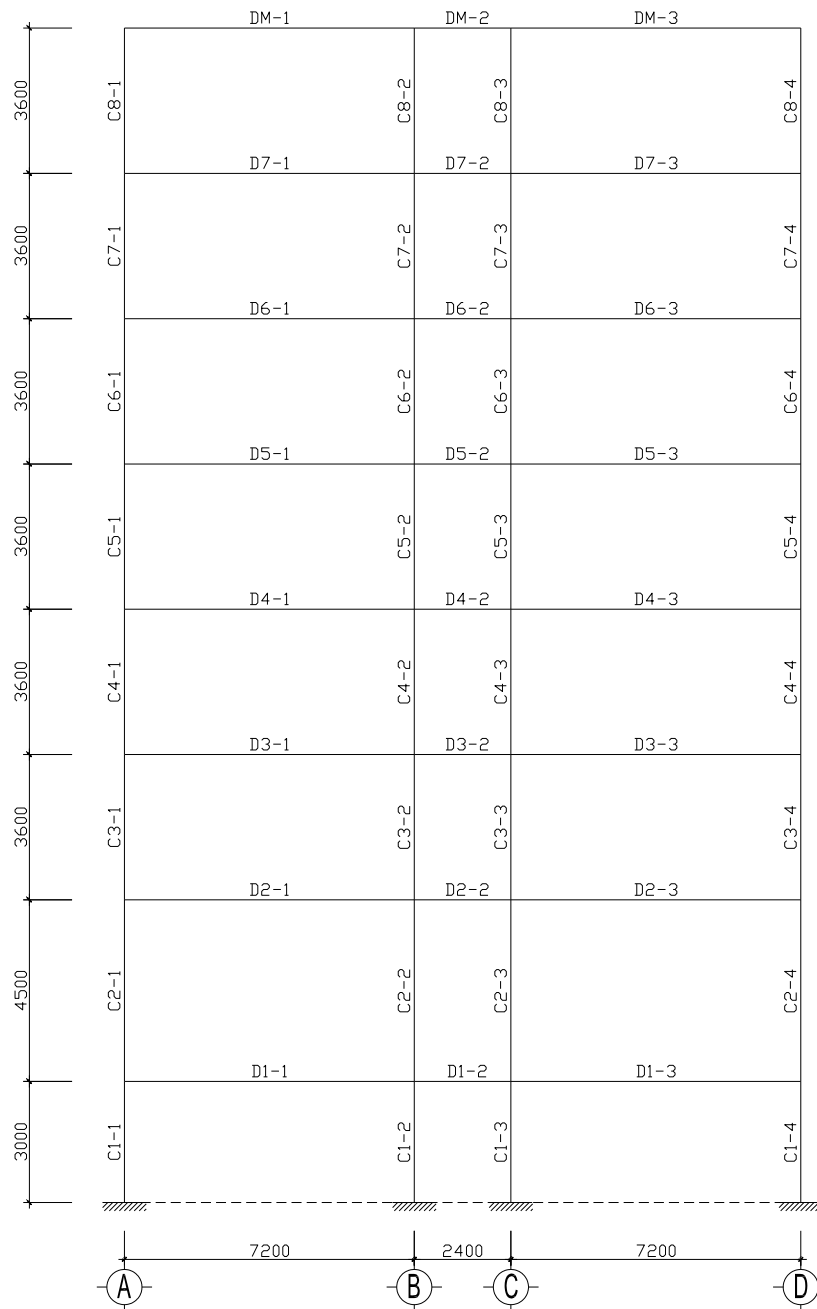
- Quy về tải trọng phân bố đều:

$$\text{. Nhịp AB, CD: } q_{\text{ht}} = 97,5 \cdot \frac{3,15}{2} \cdot 2 = 307 \text{ kG}$$

II) XÁC ĐỊNH NỘI LỰC:

Sử dụng chương trình Sap2000 để tính toán nội lực cho khung với sơ đồ phân tử dầm, cột như hình 3.17 dưới đây.

Chú ý: Khi khai báo tải trọng trong Sap2000 với trường hợp tính tải phải kể đến trọng lượng bản thân của kết cấu (dầm, cột khung) với hệ số vượt tải $n = 1,1$.



Hình vẽ: Sơ đồ phân tử dầm, cột của khung

III) TÍNH TOÁN CỐT THÉP CÁC CẤU KIỆN CƠ BẢN:

1) CHỌN VẬT LIỆU SỬ DỤNG:

+ Sử dụng bê tông cấp độ bền B20 có:

$$R_b = 11,5 \text{ MPa}, R_{bt} = 0,90 \text{ MPa}, E_b = 27.10^3 \text{ MPa}$$

+ Sử dụng thép :

- Thép $\phi < 12$ nhóm AI : $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}, E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$

- Thép $\phi \geq 12$ nhóm AII : $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}, E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$

- Thép $\phi \geq 22$ nhóm AIII : $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}, E_s = 20.10^4 \text{ MPa}$

Tra bảng phụ lục 9 và 10 “Khung BTCT toàn khối” – chủ biên PGS.TS.Lê Bá Huế với Bê tông B20 , Thép AIII : $\Rightarrow \alpha_R = 0,416; \xi_R = 0,590$.

2) TỔ HỢP NỘI LỰC:

+ Để tính toán đ- ọc các cặp nội lực dùng để thiết kế các cấu kiện, ta có hai cách:

- Tổ hợp nội lực: Sau khi tính ra đ- ọc nội lực của từng tr- ờng hợp tải trọng, ta tiến hành tổ hợp chúng lại với nhau, để tìm ra cặp đ- ọc cặp nội lực nguy hiểm nhất.

- Tổ hợp tải trọng: Ngay tr- ớc khi tiến hành giải nội lực khung, ta đã cộng các tr- ờng hợp tải trọng với nhau, sau đó tiến hành giải nội lực.

+ ở đây ta dùng cách tổ hợp nội lực.

Tổ hợp nội lực gồm có:

- Tổ hợp cơ bản 1 bao gồm: Tĩnh tải + một hoạt tải.

- Tổ hợp cơ bản 2 bao gồm: Tĩnh tải + các hoạt tải với nhân hệ số giảm tải.

➤ Sau khi tổ hợp nội lực ta tiến hành chọn các cặp nội lực nguy hiểm nhất để tính toán:

+ Đối với cột:

- Mỗi tiết diện ở cột chịu nhiều cặp nội lực khác nhau. Trong khi tính toán ta chọn ra một số cặp nội lực nguy hiểm, trong những cặp nội lực này ta dùng một cặp để tính toán và chọn ra cốt thép. Sau đó dùng các cốt thép đã chọn để kiểm tra lại khả năng chịu lực đối với các cặp còn lại. Để đơn giản ta có thể tính cho từng cặp một ,song chọn thép lớn nhất trong các cặp để bố trí.

- Tr- ớc hết căn cứ vào bảng tổ hợp nội lực, ta chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm. Đó là các cặp nội lực có trị tuyệt đối của mômen, độ lệch tâm, lực dọc lớn nhất. Những cặp có độ lệch tâm lớn th- ờng gây nguy hiểm cho vùng kéo, còn những cặp có lực dọc lớn th- ờng gây nguy hiểm cho vùng nén.

+ Đối với dầm:

- Chọn mômen d- ơng lớn nhất ở giữa dầm.

- Chọn mômen âm nhỏ nhất ở hai đầu dầm.

- Tính toán chịu cắt với lực cắt lớn.

Việc tổ hợp nội lực đ- ợc thực hiện và trình bày trong bảng :

3. TÍNH TOÁN DẦM PHỤ

Dầm phụ có kích th- ớc 300x600 , dài $l = 6,6\text{m}$

Tải trọng tác dụng lên dầm

tính tải: $g_d = g_0 + g_1$

g_0 : trọng l- ợng bản thân dầm phân bố trên mỗi mét dài

$$g_0 = 0,3 \cdot (0,6 + 0,12) \cdot 2500 \cdot 1,1 = 396 \text{ kG/m}$$

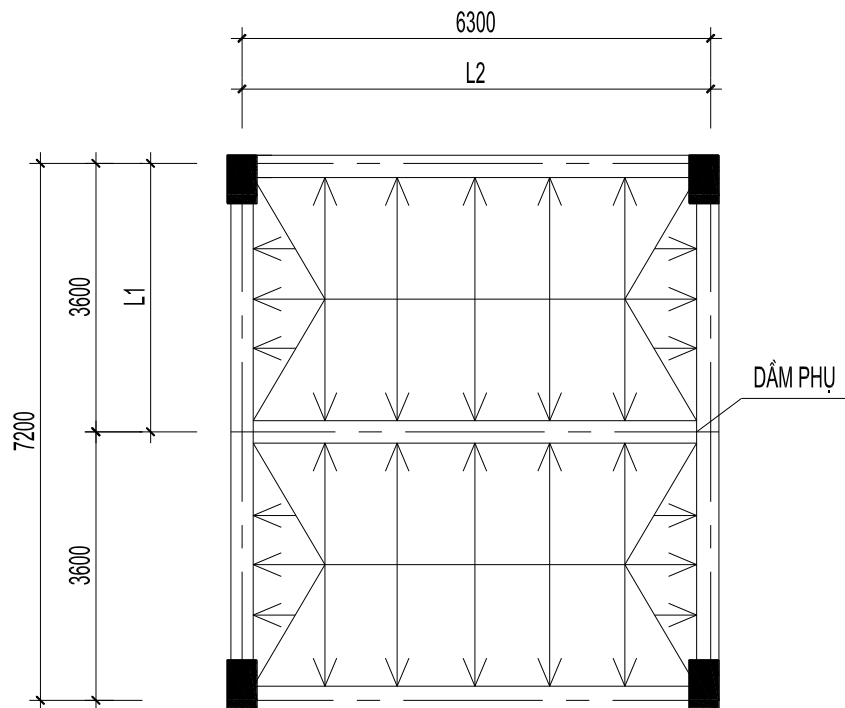
$$g_1 = 476 \cdot 3,15 = 1571 \text{ kG/m}$$

$$g_d = 396 + 1571 = 1967 \text{ kG/m}$$

- hoạt tải: $p_{ht} = 260 \cdot 3,15 = 858 \text{ kG/m}$

- Tổng tải trọng tác dụng lên dầm: $q_d = 1967 + 858 = 2825 \text{ KG/m}$

- Momen giữa nhịp : $M = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 2825 \cdot 6,3^2 = 15382 \text{ kGm}$



Hình vẽ: Sơ đồ truyền tải dầm phụ

*Tính cốt thép dọc

Với momen d- ợng ở giữa nhịp tính theo tiết diện chữ T cánh trong vùng chịu nén.

Với $h_c = 12\text{cm}$; chọn $a = 8\text{cm}$; $h_0 = 60 - 8 = 52\text{cm}$

Bề rộng cánh $b_c = b + 2C_1$ với C_1 lấy min của 3 giá trị:

- $0,5.(630 - 30) = 300 \text{ cm}$
- $1/6 . 630 = 105 \text{ cm}$
- $9.h_c = 9.12 = 108 \text{ cm} (h_c = 12\text{cm} > 0,1h = 6\text{cm})$

Vậy ta lấy $C_1 = 108\text{cm} \rightarrow b_c = b + 2C_1 = 30 + 2.108 = 246 \text{ cm}$

$$\rightarrow M_c = R_n.b_c.h_c(h_0 - 0,5h_c) = 130.246.12.(52 - 0,5.12) = 17652960 \text{ KGcm} = 176530\text{kGm}$$

Có $M_{\max} = 15382 \text{ KGm} < M_c$

Trục trung hòa đi qua cánh.

$$A = \frac{M}{R_n.b_c.h_0^2} = \frac{1538200}{105.246.52^2} = 0,021$$

$$\gamma = 0,5*(1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0,989$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma.R_n.h_0} = \frac{1538200}{0,989 \times 2800 \times 52} = 10,7 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_a}{b.h_0} * 100 = \frac{10,7}{30.52} . 100 = 0,68\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 5Φ 18 có $F_a = 12,72 \text{ cm}^2$ đặt thành 2 lớp, đặt 2Ø12 ở phía trên theo cấu tạo.

*Tính cốt thép ngang

$$Q_{\max} = q_d.l/2 = 2825.6,6 = 9322 \text{ KG}$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế : $Q < k_0.R_n.b.h_0$

$$\text{Có : } k_0.R_n.b.h_0 = 0,35.130.30.52 = 70980 \text{ KG}$$

$\rightarrow Q_{\max} < k_0.R_n.b.h_0$ thỏa mãn điều kiện hạn chế.

Kiểm tra điều kiện tính toán $Q < 0,6.R_k.b.h_0 = 0,6.10.30.52 = 9360 \text{ kG}$

$\rightarrow$ thỏa mãn điều kiện tính toán.

$\rightarrow$ không phải tính toán cốt đai.

+ Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo $U_{ct} = \min(h/2 ; 150) \text{ mm} = 150 \text{ mm} = 15\text{cm}$

Vậy chọn khoảng cốt đai Ø6 a150 mm với khoảng 900mm hai đầu dầm , $U \leq \min(3h/4 = 45\text{cm} ; 200\text{cm}) = 200\text{mm}$ cho đoạn giữa dầm còn lại .

4. TÍNH TOÁN DẦM CHÍNH

Số liệu tính toán

Kích thước hình học:

+ Tiết diện dầm : $h = 65 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

+ Nhịp dầm: $L = 720\text{cm}$

Nội lực: Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn cặp nội lực nguy hiểm nhất tại 3 tiết diện: giữa nhịp và 2 đầu để tính toán thép.(tính cho dầm số hiệu 131).

Bảng 4.1: Nội lực tính toán chính

Tiết diện	M (kG.m)	Q (kG)
I-I	-31905	-20101
II-II	9970	5735
III-III	-33740	-20131

- Vật liệu :

+ Bê tông M 250, có : $R_n = 110 \text{ kG/cm}^2$, $R_k = 8,3 \text{ kG/cm}^2$.

+ Cốt thép:

Cốt thép dọc dầm loại AII có : $R_a = 2800 \text{ kG/cm}^2$

Cốt thép bản và cốt đai dầm loại AI có $R_a = 2100 \text{ kG/cm}^2$; $R_{ad} = 1700 \text{ kG/cm}^2$

+ Tra bảng có: $\alpha_o = 0,58$ và $A_o = 0,412$

4.1. Thiết kế cốt dọc

4.1.1. Tính với mômen dương:

$M = 9970 \text{ kG.m} = 997000 \text{ kG.cm}$.

Cánh nằm trong vùng nén ,tham gia chịu lực với sườn. Bề rộng cánh là:

$$b_c = b + 2 \times C_1$$

C_1 là giá trị nhỏ nhất trong 3 giá trị:

+ Một nửa khoảng cách giữa 2 mép trong của dầm: $0,5 \times (660 - 30) = 315 \text{ cm}$.

+ Một phần sáu nhịp dầm: $1/6 \times 720 = 120 \text{ cm}$.

+ $6 \times h_c = 6 \times 12 = 72 \text{ cm}$. ($h_c = 12 \text{ cm} > 0,1h = 0,1 \times 65 = 6,5 \text{ cm}$)

Nên tăng lên $9 \times h_c = 9 \times 12 = 108 \text{ cm}$

$$C_1 = 108 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_c = 30 + 2 \times 108 = 246 \text{ cm}$$

Dự kiến lớp bảo vệ bê tông $a = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà :

$$M_c = R_n \cdot b_c \cdot h_c (h_0 - 0,5 \cdot h_c) = 110 \cdot 246 \cdot 12 \cdot (60 - 0,5 \cdot 12) = 1,688 \cdot 10^7 \text{ kG.cm} = 1,688 \cdot 10^5 \text{ kG.m}$$

Mô men dương lớn nhất: $M = 9970 \text{ kG.m} < M_c \Rightarrow$ trục trung hoà đi qua cánh.

Tính như tiết diện hình chữ nhật : $b_c x h = 246 \times 65 \text{ cm}$

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b_c \cdot h_0^2} = \frac{997000}{110 \cdot 246 \cdot 60^2} = 0,01 < A_o = 0,412$$

$$\gamma = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot A}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01}) = 0,995$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{997000}{0,995 \cdot 2800 \cdot 60} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra tỉ lệ cốt thép: $\mu = \frac{5,96}{30.65} \cdot 100 = 0,371\% < 0,5\% \rightarrow$ chọn theo cấu tạo

Chọn cốt dọc 3Φ18 $F_a = 7,63\text{cm}^2 \Rightarrow \mu = 0,43\%$.

4.1.2. Tính với mômen âm:

*Tại tiết diện III-III : $M = 33740 \text{ kG.m} = 3374000 \text{ kG.cm}$

Cánh nằm trong vùng chịu kéo nên bỏ qua, tính theo tiết diện chữ nhật $b = 30\text{cm}$. Ở trên gối cốt thép dầm chính phải đặt xuống phía dưới hàng trên cùng của cốt thép bản.

Giả thiết $a = 8 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 65 - 8 = 57 \text{ cm}$.

$$A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3374000}{110 \cdot 30 \cdot 57^2} = 0,315 < A_0 = 0,412$$

$$\gamma = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot A}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,315}) = 0,804$$

$$F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_a \cdot h_0} = \frac{3374000}{0,804 \cdot 2800 \cdot 57} = 26,29 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra tỉ lệ cốt thép: $0,5\% < \mu = \frac{26,29}{30.57} \cdot 100 = 1,53\%$

*Tại tiết diện I-I : $M = 31905 \text{ kG.m}$

Lấy thép như tiết diện III-III

Chọn 6Φ 25 có diện tích $29,45 \text{ cm}^2$

4.1.3. Tính toán cốt đai

- Kiểm tra điều kiện hạn chế cho tiết diện chịu lực cắt lớn nhất : $Q = 20131 \text{ kG}$

$$Q < k_0 \times R_n \times b \times h_0$$

Thay $k = 0,35$ với mác bê tông ≤ 300 ta có:

$$k_0 \times R_n \times b \times h_{0tt} = 0,35 \times 110 \times 30 \times 57 = 65835 \text{ kG}$$

Trị số lực cắt lớn nhất là: $20131 \text{ kG} < 65835 \text{ kG}$. Thỏa mãn điều kiện hạn chế.

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$0,6 \times R_k \times b \times h_0 = 0,6 \times 8,3 \times 30 \times 57 = 8516 \text{ kG}$$

Lực cắt $Q = 20131 \text{ kG} > 8516 \text{ kG}$ nên cần phải tính toán cốt thép chịu lực cắt.

Giả thiết dùng cốt đai Φ8, $f_d = 0,503 \text{ cm}^2$ hai nhánh ($n = 2$).

$$U_{\max} = \frac{1,5 \cdot b \cdot h_0^2}{Q} \cdot R_k = \frac{1,5 \cdot 8,3 \cdot 20 \cdot 57^2}{20131} = 60,28 \text{ cm}$$

$$U_{tt} = \frac{8 \cdot R_k \cdot h_0^2 \cdot R_{ad} \cdot n \cdot f_d}{Q^2} = \frac{8 \cdot 8,3 \cdot 30 \cdot 57^2 \cdot 1700 \cdot 2 \cdot 0,503}{20131^2} = 27,31 \text{ cm}$$

Khoảng cách cấu tạo $U_{ct} \leq 30 \text{ cm}$

Chọn $U = 10\text{cm}$, đoạn giữa dầm chọn 15cm

$$q_d = \frac{R_{ad} \times n \times f_a}{U} = \frac{1700 \times 2 \times 0,503}{10} = 171,02 \text{ kG/cm}$$

Khả năng chịu lực cắt của bê tông và cốt đai trên tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất là:

$$Q_{db} = \sqrt{8 \times R_k \times b \times h_0^2 \times q_d} = \sqrt{8 \times 10 \times 30 \times 62^2 \times 171,02} = 39721 \text{ kG}$$

$\Rightarrow$ lực cắt lớn nhất trong dầm $Q = 20131\text{kG} < Q_{db} = 39721\text{kG}$ nên bê tông và cốt đai đủ khả năng chịu cắt nên không cần tính toán cốt xiên.

5. TÍNH CỘT

5.1. Tính toán cột tầng 1

5.1.1. Tính toán cột biên

5.1.1.1. Số liệu:

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$.
- Chiều cao cột: $H = 3,0\text{m}$
- l_0 - Chiều dài tính toán của cột: $l_0 = \psi \times H$

Với khung nhà nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có 3 nhịp (4 cột) trở lên với phương pháp sàn toàn khối có hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng : $\psi = 0,7$).

$$l_0 = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1\text{m}.$$

5.1.1.2. Vật liệu:

- Bê tông mác 250, có: $R_n = 110 \text{ kG/cm}^2$, $R_k = 8,3 \text{ kG/cm}^2$.
- Cốt thép:
 - + nhóm AI: $R_a = 2300 \text{ kG/cm}^2$
 - + nhóm AII: $R_a = 2800 \text{ kG/cm}^2$
- Tra bảng có: $\alpha_o = 0,58$ và $A_o = 0,412$

5.1.1.3. Tính cốt thép

Bảng 5.2: Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép cột biên tầng 1;2;3

Cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e_0'$ (m)
1	20.368	-285.295	0.071	0.101
2	-20.363	-285.287	0.071	0.101
3	18.922	-320.337	0.059	0.089

Với $e_0' = 3 \text{ cm} = 0,03 \text{ m}$ là độ lệch tâm ngẫu nhiên, thỏa mãn điều kiện:

$$e_0' \geq (h/30; H/600; 2\text{cm}) = (2; 0,35; 2\text{cm})$$

Tính cốt thép cho cột là tính thép đối xứng ta tiến hành tính toán cho cặp nội lực số 3 sau đó kiểm tra cho cặp còn lại.

Giả thiết $a = a' = 5\text{cm} \rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55\text{ cm}$.

Độ mảnh λ : $\lambda_b = \frac{l_0}{h} = \frac{210}{60} = 3,5 < 8 \rightarrow$ không cần xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Tính với cặp 3:

$$e_0 = 0,089\text{m} = 8,9\text{ cm} < 0,5.h - a = 25\text{cm}$$

$$e = e_0 + 0,5.h - 5 = 8,9 + 0,5.60 - 5 = 33,9\text{ cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_b.b} = \frac{320,337.10^3}{110.40} = 72,8\text{cm}$$

Độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_0.h_0) = 0,4.(1,25.60 - 0,58.55) = 17,24\text{cm}$

$\alpha_0.h_0 = 0,58.55 = 31,9\text{ cm} < x = 72,8\text{ cm}$ nên tính theo lệch tâm bé

Do $e_0 = 8,9\text{ cm} < e_{ogh} = 17,24\text{ cm}$; $0,2h_0 = 0,2.55 = 11,0\text{ cm} > e_0$

$\rightarrow$ Tính x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5.h}{h_0} + 1,8 - 1,4.\xi_0 \right).e_0 = 60 - \left(\frac{0,5.60}{55} + 1,8 - 1,4.0,58 \right).8,9 = 46,34\text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$A_s = A_s' = \frac{N.e - R_b.b.x.(h_0 - 0,5x)}{R_s.(h_0 - a')} = \frac{320,337.10^3.33,9 - 110.40.46,34(55 - 0,5.46,34)}{2800(55 - 5)} = 20,58\text{ cm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

b) Kiểm tra với cặp 1

$$e = e_0 + 0,5.h - 4 = 10,1 + 0,5.60 - 5 = 35,1\text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b.b} = \frac{285,295.10^3}{110.40} = 64,84\text{ cm}$$

Do $x = 64,84\text{ cm} > \alpha_0.h_0 = 31,9\text{ cm}$

Do $e_0 = 10,1\text{ cm} < e_{ogh} = 17,24\text{cm}$. Tính lại x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5.h}{h_0} + 1,8 - 1,4.\alpha_0 \right).e_0 = 60 - \left(\frac{0,5.60}{55} + 1,8 - 1,4.0,58 \right).10,1 = 44,45\text{ cm}$$

Kiểm tra theo điều kiện: $N.e < R_b.b.x(h_0 - 0,5x) + R_s'.A_s'(h_0 - a')$

$$N.e = 285,295.10^3.35,1 = 10,025.10^6\text{ kGcm}$$

$$VP = 110.40.44,45(55 - 0,5.44,45) + 2800.20,58.(55 - 5) = 10,782.10^6\text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực .

b) Kiểm tra với cặp 2

$$e = e_0 + 0,5.h - 5 = 10,1 + 0,5.60 - 5 = 35,1\text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{285,287 \cdot 10^3}{110 \cdot 40} = 64,84 \text{ cm}$$

$$\text{Do } x = 64,84 \text{ cm} > \alpha_o \cdot h_o = 31,9 \text{ cm}$$

Do $e_o = 10,1 \text{ cm} < e_{ogh} = 17,24 \text{ cm}$. Tính lại x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5 \cdot h}{h_o} + 1,8 - 1,4 \cdot \alpha_o \right) \cdot e_o = 60 - \left(\frac{0,5 \cdot 60}{55} + 1,8 - 1,4 \cdot 0,58 \right) \cdot 10,1 = 44,45 \text{ cm}$$

Kiểm tra theo điều kiện: $N \cdot e < R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + R_s \cdot A_s' (h_o - a')$

$$N \cdot e = 285,287 \cdot 10^3 \cdot 35,1 = 10,024 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110 \cdot 40 \cdot 44,45 (55 - 0,5 \cdot 44,45) + 2800 \cdot 20,58 \cdot (55 - 5) = 10,782 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực.

Chọn 6Φ 22 đặt cho 1 bên có diện tích 22,81 cm² để đặt cho cột biên

5.1.2. Tính thép cột giữa

5.1.2.1 Số liệu:

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 40 \times 65 \text{ cm}$.

- Chiều cao cột: $H = 3,0$

- l_o Chiều dài tính toán của cột: $l_o = \psi \times H$

Với khung nhà nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có 3 nhịp (4 cột) trở lên với phương pháp sàn toàn khối có hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng: $\psi = 0,7$.

$$l_o = \psi \times H = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1 \text{ m}$$

Bảng 5.3: Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép cột giữa tầng 1;2;3

Cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e_o'$ (m)
1	29.939	-231.631	0.129	0.159
2	-29.932	-231.643	0.129	0.159
3	-24.126	-391.243	0.062	0.092

Với $e_o' = 3 \text{ cm} = 0,03 \text{ m}$ là độ lệch tâm ngẫu nhiên, thỏa mãn điều kiện:

$$e_o' \geq (h/30; H/600; 2 \text{ cm}) = (2,17; 0,35; 2 \text{ cm})$$

Tính cốt thép cho cột là tính thép đối xứng ta tiến hành tính toán cho cặp nội lực số 3 sau đó kiểm tra cho cặp còn lại.

Giả thiết $a = a' = 5 \text{ cm} \rightarrow h_o = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$.

$$\text{Độ mảnh } \lambda: \lambda_b = \frac{l_o}{h} = \frac{210}{65} = 3,23 < 8 \rightarrow \text{không cần xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.}$$

Tính với cặp 3:

$$e_o = 0,092m = 9,2 \text{ cm} < 0,5.h - a = 25\text{cm}$$

$$e = e_o + 0,5.h - 5 = 9,2 + 0,5.65 - 5 = 36,7 \text{ cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{391,243.10^3}{110.40} = 88,92\text{cm}$$

$$\text{Độ lệch tâm giới hạn: } e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_o.h_o) = 0,4.(1,25.65 - 0,58.60) = 18,58\text{cm}$$

$$\alpha_o.h_o = 0,58.60 = 34,8\text{cm} < x = 88,92 \text{ cm nên tính theo lệch tâm bé}$$

$$\text{Do } e_o = 9,2 \text{ cm} < e_{ogh} = 18,58 \text{ cm}; 0,2h_o = 0,2.55 = 11,0 \text{ cm} > e_o$$

→ Tính x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5.h}{h_o} + 1,8 - 1,4.\alpha_o \right).e_o = 65 - \left(\frac{0,5.65}{60} + 1,8 - 1,4.0,58 \right).9,2 = 50,98 \text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$A_s = A_s' = \frac{N.e - R_b.b.x.(h_o - 0,5x)}{R_s.(h_o - a')} = \frac{391,243.10^3.36,7 - 110.40.50,98(60 - 0,5.50,98)}{2800(60 - 5)} = 34,86 \text{ cm}^2$$

b) Tính với cặp 1

$$e_o = 0,159m = 15,9 \text{ cm} < 0,5.h - a = 25\text{cm}$$

$$e = e_o + 0,5.h - 5 = 15,9 + 0,5.65 - 5 = 43,4\text{cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{231,631.10^3}{110.40} = 52,64\text{cm}$$

$$\text{Độ lệch tâm giới hạn: } e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_o.h_o) = 0,4.(1,25.65 - 0,58.60) = 18,58\text{cm}$$

$$\alpha_o.h_o = 0,58.60 = 34,8\text{cm} < x = 52,64 \text{ cm nên tính theo lệch tâm bé}$$

$$\text{Do } e_o = 15,9 \text{ cm} < e_{ogh} = 18,58 \text{ cm}; 0,2h_o = 0,2.55 = 11,0 \text{ cm} < e_o$$

→ Tính x theo công thức:

$$x = 1,8(e_{ogh} - e_o) + \alpha_o.h_o = 1,8.(18,58 - 15,9) + 34,8 = 39,58 \text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$A_s = A_s' = \frac{N.e - R_b.b.x.(h_o - 0,5x)}{R_s.(h_o - a')} = 19,24 \text{ cm}^2$$

c) Tính với cặp 2

$$e_o = 0,159m = 15,9 \text{ cm} < 0,5.h - a = 25\text{cm}$$

$$e = e_o + 0,5.h - 5 = 15,9 + 0,5.65 - 5 = 43,4\text{cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{231,643.10^3}{110.40} = 52,65 \text{ cm}$$

Độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_o.h_o) = 0,4.(1,25.65 - 0,58.60) = 18,58\text{cm}$

$\alpha_o.h_o = 0,58.60 = 34,8\text{cm} < x = 52,65\text{ cm}$ nên tính theo lệch tâm bé

Do $e_o = 15,9\text{ cm} < e_{ogh} = 28,58\text{ cm}$; $0,2h_o = 0,2.55 = 11,0\text{ cm} < e_o$

→ Tính x theo công thức:

$$x = 1,8(e_{ogh} - e_o) + \alpha_o.h_o = 1,8.(18,58 - 15,9) + 34,8 = 39,58\text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$A_s = A_s' = \frac{N.e - R_b.b.x.(h_o - 0,5x)}{R_s.(h_o - a')} = 19,24\text{ cm}^2$$

Vậy chọn thép theo cặp có diện tích lớn nhất

Chọn 6Φ 28 đặt cho 1 phía có diện tích 36,95 cm

5.2. Tính toán cột tầng 4

5.2.1. Tính toán cột biên

5.2.2.1 Số liệu:

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 35 \times 55\text{ cm}$.

- Chiều cao cột: $H = 3,6$

- l_o _Chiều dài tính toán của cột: $l_o = \psi \times H$

Với khung nhà nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có 3 nhịp (4 cột) trở lên với phương pháp sàn toàn khối có hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng : $\psi = 0,7$.

$$l_o = \psi \times H = 0,7.3,6 = 2,52\text{m}$$

Bảng 5.3: Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép cột biên

Cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e_o'$ (m)
1	12.715	-184.124	0.069	0.099
2	-12.714	-184.12	0.069	0.099
3	12.466	-182.216	0.068	0.098

Với $e_o' = 3\text{ cm} = 0,03\text{ m}$ là độ lệch tâm ngẫu nhiên, thỏa mãn điều kiện:

$$e_o' \geq (h/30; H/600; 2\text{cm}) = (1,83; 0,42; 2\text{cm})$$

Tính cốt thép cho cột là tính thép đối xứng ta tiến hành tính toán cho cặp nội lực số 1 sau đó kiểm tra cho cặp còn lại.

Giả thiết $a = a' = 5\text{cm} \rightarrow h_o = 55 - 5 = 50\text{ cm}$.

Độ mảnh λ : $\lambda_b = \frac{l_o}{h} = \frac{252}{55} = 4,58 < 8 \rightarrow$ không cần xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Tính với cặp 1:

$$e_o = 0,099\text{m} = 9,9\text{ cm} < 0,5.h - a = 22,5\text{cm}$$

$$e = e_o + 0,5.h - 5 = 9,9 + 0,5.55 - 5 = 32,4\text{ cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{184,124 \cdot 10^3}{110 \cdot 35} = 47,82 \text{ cm}$$

Độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4 \cdot (1,25 \cdot h - \alpha_o \cdot h_o) = 0,4 \cdot (1,25 \cdot 55 - 0,58 \cdot 50) = 15,9 \text{ cm}$

$\alpha_o \cdot h_o = 0,58 \cdot 50 = 29 \text{ cm} < x = 47,82 \text{ cm}$ nên tính theo lệch tâm bé

Do $e_o = 9,9 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}$; $0,2h_o = 0,2 \cdot 50 = 10,0 \text{ cm} > e_o$

→ Tính x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5 \cdot h}{h_o} + 1,8 - 1,4 \cdot \alpha_o \right) \cdot e_o = 55 - \left(\frac{0,5 \cdot 55}{50} + 1,8 - 1,4 \cdot 0,58 \right) \cdot 9,9 = 39,77 \text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$A_s = A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x)}{R_s \cdot (h_o - a')} = 10,76 \text{ cm}^2$$

b) Kiểm tra cho cặp 2

$$e = e_o + 0,5 \cdot h - 5 = 9,9 + 0,5 \cdot 55 - 5 = 32,4 \text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{184,12 \cdot 10^3}{110 \cdot 35} = 47,82 \text{ cm}$$

Do $x = 47,82 \text{ cm} > \alpha_o \cdot h_o = 29 \text{ cm}$

Do $e_o = 9,9 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}$. Tính lại x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5 \cdot h}{h_o} + 1,8 - 1,4 \cdot \alpha_o \right) \cdot e_o = 55 - \left(\frac{0,5 \cdot 55}{50} + 1,8 - 1,4 \cdot 0,58 \right) \cdot 9,9 = 39,77 \text{ cm}$$

Kiểm tra theo điều kiện: $N \cdot e < R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x) + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_o - a')$

$$N \cdot e = 184,12 \cdot 10^3 \cdot 32,4 = 5,97 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110 \cdot 35 \cdot 39,77(50 - 0,5 \cdot 39,77) + 2800 \cdot 10,76 \cdot (50 - 5) = 8,55 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực .

b) Kiểm tra cho cặp 3

$$e = e_o + 0,5 \cdot h - 5 = 9,8 + 0,5 \cdot 55 - 5 = 32,3 \text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{182,216 \cdot 10^3}{110 \cdot 35} = 47,33 \text{ cm}$$

Do $x = 47,33 \text{ cm} > \alpha_o \cdot h_o = 29 \text{ cm}$

Do $e_o = 9,8 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}$. Tính lại x theo công thức:

$$x = h - \left(\frac{0,5 \cdot h}{h_o} + 1,8 - 1,4 \cdot \alpha_o \right) \cdot e_o = 55 - \left(\frac{0,5 \cdot 55}{50} + 1,8 - 1,4 \cdot 0,58 \right) \cdot 9,8 = 39,86 \text{ cm}$$

Kiểm tra theo điều kiện: $N \cdot e < R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5x) + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_o - a')$

$$N \cdot e = 182,216 \cdot 10^3 \cdot 32,3 = 5,89 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110 \cdot 35 \cdot 39,86(50 - 0,5 \cdot 39,86) + 2800 \cdot 10,76 \cdot (50 - 5) = 8,55 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực .

Chọn 6Φ 20 có diện tích 12,56 cm²

5.2.2. Tính toán cho cột giữa

5.2.2.1 Số liệu:

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 35 \times 55$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 3,6$

- l_0 _Chiều dài tính toán của cột: $l_0 = \psi \times H$

Với khung nhà nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có 3 nhịp (4 cột) trở lên với phương pháp sàn toàn khối có hệ số phụ thuộc vào sơ đồ biến dạng : $\psi = 0,7$.

$$l_0 = \psi \times H = 0,7 \times 3,6 = 2,52\text{m}$$

Bảng 5.3: Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép cột giữa

Cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_{01}=M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e_0'$ (m)
1	18.654	-157.444	0.118	0.148
2	-18.657	-157.441	0.119	0.149
3	-15.756	-204.641	0.077	0.107

Với $e_0' = 3$ cm = 0,03 m là độ lệch tâm ngẫu nhiên, thỏa mãn điều kiện:

$$e_0' \geq (h/30; H/600; 2\text{cm}) = (1,83; 0,42; 2\text{cm})$$

Tính cốt thép cho cột là tính thép đối xứng ta tiến hành tính toán cho cặp nội lực số 3 sau đó kiểm tra cho cặp còn lại.

Giả thiết $a = a' = 5\text{cm} \rightarrow h_0 = 55 - 5 = 50$ cm.

Độ mảnh λ : $\lambda_b = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{55} = 4,58 < 8 \rightarrow$ không cần xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Tính với cặp 3:

$$e_0 = 0,107\text{m} = 10,7 \text{ cm} < 0,5.h - a = 22,5\text{cm}$$

$$e = e_0 + 0,5.h - 5 = 10,7 + 0,5.55 - 5 = 33,2 \text{ cm}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng:

$$x = \frac{N}{R_n.b} = \frac{204,641.10^3}{110.35} = 53,15\text{cm}$$

Độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4.(1,25.h - \alpha_o.h_0) = 0,4.(1,25.55 - 0,58.50) = 15,9\text{cm}$

$\alpha_o.h_0 = 0,58.50 = 29\text{cm} < x = 53,15 \text{ cm}$ nên tính theo lệch tâm bé

Do $e_0 = 10,7 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}$; $0,2h_0 = 0,2.50 = 10,0 \text{ cm} < e_0$

$\rightarrow$ Tính x theo công thức:

$$x = 1,8(e_{ogh} - e_0) + \alpha_o.h_0 = 1,8.(15,9 - 10,7) + 29 = 38,36 \text{ cm}$$

Diện tích cốt thép : $F_a = F_a'$

$$F_s = F_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x)}{R_s \cdot (h_0 - a')} = 17,73 \text{ cm}^2$$

b) Kiểm tra cho cặp 1

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - 5 = 14,8 + 0,5 \cdot 55 - 5 = 37,3 \text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{157,444 \cdot 10^3}{110 \cdot 35} = 40,89 \text{ cm}$$

$$\text{Do } x = 47,82 \text{ cm} > \alpha_0 \cdot h_0 = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Do } e_0 = 14,8 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}, 0,2h_0 = 0,2 \cdot 50 = 10,0 \text{ cm} < e_0 \text{ Tính lại } x \text{ theo công thức:}$$

$$x = 1,8(e_{ogh} - e_0) + \alpha_0 h_0 = 1,8 \cdot (15,9 - 10,7) + 29 = 30,89 \text{ cm}$$

$$\text{Kiểm tra theo điều kiện: } N \cdot e < R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_0 - a')$$

$$N \cdot e = 157,444 \cdot 10^3 \cdot 37,3 = 5,88 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110 \cdot 35 \cdot 30,89(50 - 0,5 \cdot 30,89) + 2800 \cdot 17,73 \cdot (50 - 5) = 6,43 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực .

b) Kiểm tra cho cặp 2

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - 5 = 14,9 + 0,5 \cdot 55 - 5 = 37,4 \text{ cm}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm cốt thép:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{157,441 \cdot 10^3}{110 \cdot 35} = 40,89 \text{ cm}$$

$$\text{Do } x = 40,89 \text{ cm} > \alpha_0 \cdot h_0 = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Do } e_0 = 14,9 \text{ cm} < e_{ogh} = 15,9 \text{ cm}, 0,2h_0 = 0,2 \cdot 50 = 10,0 \text{ cm} < e_0 \text{ .Tính lại } x \text{ theo công thức:}$$

$$x = 1,8(e_{ogh} - e_0) + \alpha_0 h_0 = 1,8 \cdot (15,9 - 14,9) + 29 = 30,89 \text{ cm}$$

$$\text{Kiểm tra theo điều kiện: } N \cdot e < R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_s' \cdot A_s' \cdot (h_0 - a')$$

$$N \cdot e = 157,441 \cdot 10^3 \cdot 30,89 = 5,89 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110 \cdot 35 \cdot 30,89(50 - 0,5 \cdot 30,89) + 2800 \cdot 17,73 \cdot (50 - 5) = 6,43 \cdot 10^6 \text{ kGcm}$$

Vậy đủ điều kiện chịu lực .

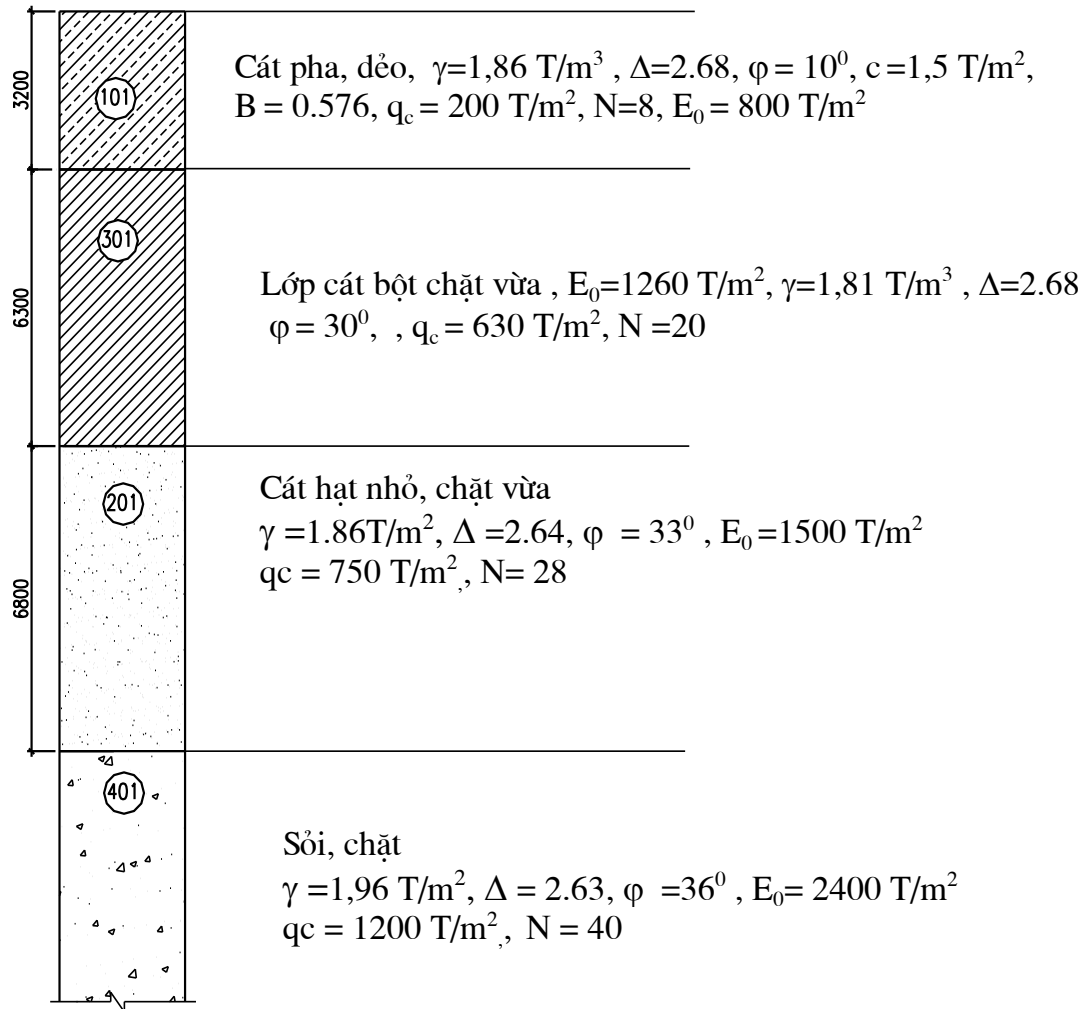
Chọn 6Φ 22 đặt cho 1 phía có diện tích 22,81 cm²

CHƯƠNG 5. TÍNH TOÁN NỀN MÓNG

5.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH, LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

5.1.1. Điều kiện địa chất công trình

Địa chất công trình nh- sau



Nhận xét chung:

Lớp đất thứ nhất và thứ hai thuộc loại mềm yếu, lớp 3 khá tốt và dày, lớp 4 rất tốt nhưng ở dưới sâu.

Tải trọng nguy hiểm tác dụng tại chân cột A(phần tử 1) lấy từ bảng tổ hợp

$$N_{\max} = 320,337 \text{ T} \quad M_t = 18,922 \text{ Tm} \quad Q_t = 9,380 \text{ T}$$

I.3. Tiêu chuẩn xây dựng.

Độ lún cho phép $S_{gh} = 8 \text{ cm}$. Chênh lún tương đối cho phép $\frac{\Delta S}{L} gh = 0,3 \%$

II. Đề xuất ph-ong án:

- Công trình có tải trọng khá lớn, đặc biệt lệch tâm lớn.
 - Khu vực xây dựng biệt lập, bằng phẳng.
 - Đất nền gồm 4 lớp:
 - + Lớp 1: cát pha dẻo gần nhão khá yếu.
 - + Lớp 2: cát bột chặt vừa, dày 6,3 m.
 - + Lớp 3: là lớp cát chặt vừa tính chất xây dựng tốt và có chiều dày 6,5 m.
 - + Lớp 4: lớp sỏi chặt, tốt nhưng ở dưới sâu.
- Nước ngầm không xuất hiện trong phạm vi khảo sát
- Chọn giải pháp móng cọc đài thấp.
 - + **Phương án 1:** dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 1, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 3 khoảng 2 – 4m. Thi công bằng phương pháp ép.
 - + **Phương án 2:** dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 1, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 3 khoảng 2 – 4m. Thi công bằng phương pháp đóng.
 - + **Phương án 3:** dùng cọc BTCT 30x30, đài đặt vào lớp 1. Cọc hạ bằng phương pháp khoan dẫn và đóng vào lớp 4. Phương án này độ ổn định cao nhưng khó thi công và giá thành cao.

Ở đây chọn phương án 1

III. PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG VÀ VẬT LIỆU MÓNG CỌC.

Đài cọc:

- + Bê tông : 250[#] có $R_n = 1100 \text{ T/m}^2$, $R_k = 88 \text{ T/m}^2$
- + Cốt thép: $\varnothing < 10$ - AI; $\varnothing \geq 10$ - AII
- + Bê tông lót: Mác 100[#] dày 10 cm
- + Đài liên kết ngầm với cột và cọc (xem bản vẽ). Thép của cọc neo trong đài $\geq 20d$ (ở đây chọn 40 cm) và đầu cọc trong đài 10 cm

Cọc đúc sẵn:

- + Bê tông : 300 $R_n = 1300 \text{ T/m}^2$
- + Cốt thép: AII, AI
- + Các chi tiết cấu tạo xem bản vẽ.

III.1: Chọn độ chôn sâu của đáy đài:

Trong thiết kế: giả thiết tải trọng ngang do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận nên muốn tính toán theo móng cọc đài thấp phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$h \geq 0,7h_{\min}$$

h - độ chôn sâu của đáy đài

$$h_{\min} = tg(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \sqrt{\frac{Q}{\gamma x b}} = tg(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}) \sqrt{\frac{9,38}{1,86 \times 2,4}} = 1,72m$$

Q : Tổng lực ngang theo phương vuông góc với cạnh b của đài: $Q_x = 9.38T$
 ϕ ; γ : góc nội ma sát và trọng lượng thể tích đơn vị của đất từ đáy đài trở lên:

$$\phi = 15^\circ ; \gamma = 1,86 (T/m^3)$$

b : bề rộng đài chọn sơ bộ $b = 2,4 m$

$$0,7h_{\min} = 0,7 \cdot 1,72 = 1,204m ; \text{ ở đây chọn } h = 1,6 m > 1,204m$$

III.2: Chọn cọc và xác định sức chịu tải của cọc:

III.2.1. Chọn cọc:

- Tiết diện cọc 30 x 30 (cm) . Thép dọc 4φ 18 AII
- Chiều dài cọc: chọn chiều sâu cọc hạ vào lớp 3 khoảng 3,6m → chiều dài cọc

$$l_c = (3,2 + 6,3 + 3,6) - 1,6 + 0,5 = 12 m$$

Cọc được chia thành 2 đoạn dài 6 m. Nối bằng hàn bản mã.

III.2.2. Sức chịu tải của cọc:

1-a .Sức chịu tải của cọc theo vật liệu:

$$\text{Bê tông Mác 300} \rightarrow R_n = 1300T / m^2$$

$$\text{Cốt thép AII: } R_a = 28.000T / m^2$$

$$P_{VL} = m. (R_b F_b + R_a F_a)$$

Trong đó:

m : hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc loại móng và số lượng cọc trong móng, ở đây dự kiến khoảng 6÷10 cọc nên chọn $m = 0,9$

$$\text{Thép } 4\phi 18 \quad F_a : \text{Diện tích cốt thép, } F_a = 10,18 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow P_{VL} = 0,9. (1300.0,3.0,3 + 2,8.10^4 10,18.10^{-4}) = 131 T.$$

1-b. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

1.b.1. Xác định theo kết quả của thí nghiệm trong phòng (phương pháp thống kê):

Sức chịu tải của cọc theo nền đất xác định theo công thức:

$$P_{gh} = Q_s + Q_c \quad \text{sức chịu tải tính toán:} \quad P_d = \frac{P_{gh}}{F_s}$$

$$Q_s: \text{ma sát giữa cọc và đất xung quanh cọc: } Q_s = \alpha_1 \sum_{i=1}^n u_i \tau_i h_i$$

h_i - Chiều dày lớp đất mà cọc đi qua

Q_c : lực kháng mũi cọc:

$$Q_c = \alpha_2 \cdot R \cdot F$$

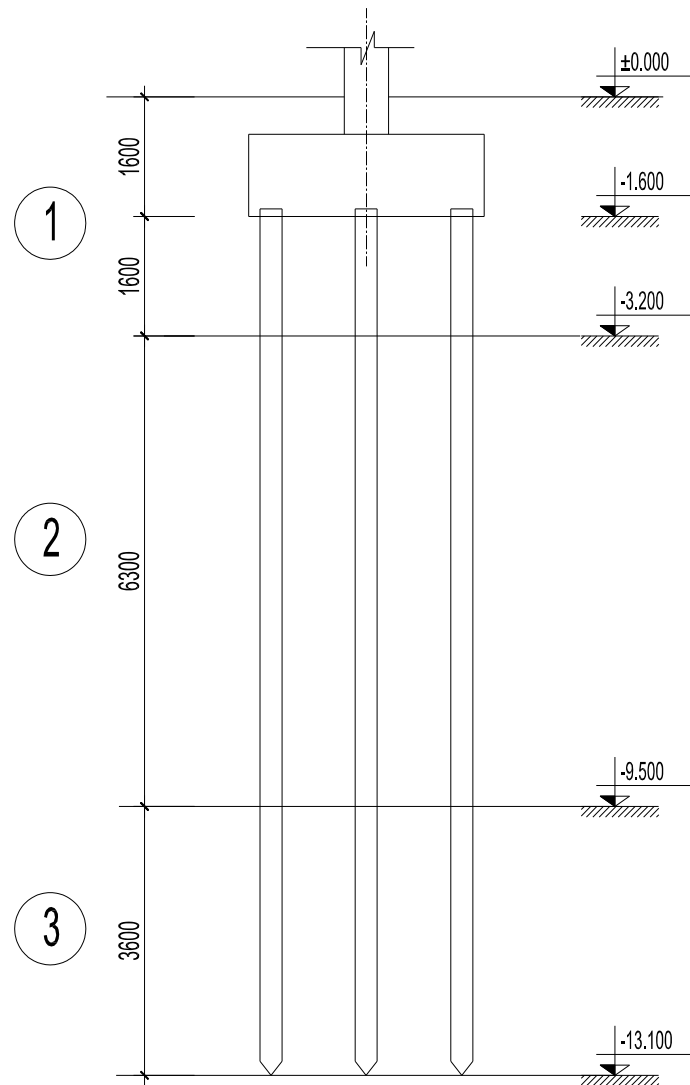
Trong đó: α_1, α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất với cọc vuông, hạ bằng phương pháp ép nên $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$

$$F = 0,3.0,3 = 0,09 \text{ m}^2.$$

$$u_i : \text{Chu vi cọc. } u_i = 1,2 \text{ m.}$$

R : Sức kháng giới hạn của đất ở mũi cọc. Với $H_m = 13,1 \text{ m}$, mũi cọc đặt ở lớp cát hạt nhỏ lẫn nhiều hạt to, chặt vừa tra bảng được $R \approx 3200 \text{ kPa} = 320 \text{ T/m}^2$.

τ_i : lực ma sát trung bình của lớp đất thứ i quanh mặt cọc. Chia đất thành các lớp đất đồng nhất, chiều dày mỗi lớp $\leq 2\text{m}$ như hình vẽ. Ta lập bảng tra được τ_i theo l_i (l_i - độ sâu trung bình của lớp đất)



Lớp đất	Loại đất	h _i (m)	l _i (m)	τ _i (T/m ²)
1	Cát pha dẻo	2.4	1.6	1.6
2	Cát bột chặt vừa	4.2	2	2.8
		6.2	2	3.2
		8.35	2.3	3.5
3	Cát chặt vừa	10.4	1.8	5.5
		12,2	1.8	6

$$P_{gh} = [1,2(1,6 \cdot 1,6 + 2,8 \cdot 2 + 3,2 \cdot 2 + 3,5 \cdot 2,3 + 5,5 \cdot 1,8 + 6 \cdot 1,8) + 320 \cdot 0,3 \cdot 0,3] \\ = 81 \text{ T}$$

$$\rightarrow P_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{81}{1,4} = 58 \text{ T}$$

1.b.2.Theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT:

$$P_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{Q_c}{2 \div 3} + \frac{Q_s}{1,5 \div 2} \text{ hay } P_d = \frac{Q_c + Q_s}{2 \div 3}$$

Trong đó:

+ $Q_c = k \cdot q_{cm} \cdot F$: sức cản phá hoại của đất ở mũi cọc.

k - hệ số phụ thuộc loại đất và loại cọc: tra bảng có: k = 0,5.

$$\rightarrow Q_c = 0,5 \cdot 750 \cdot 0,09 = 33,75 \text{ T.}$$

+ $Q_s = U \cdot \sum \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \cdot h_i$: sức kháng ma sát của đất ở thành cọc.

α_i - hệ số phụ thuộc loại đất và loại cọc, biện pháp thi công, tra bảng trang 24.

$$\alpha_1 = 40, \quad h_1 = 1,6 \text{ m}; \quad q_{c1} = 200 \text{ T/m}^2$$

$$\alpha_2 = 100, \quad h_2 = 6,3 \text{ m}; \quad q_{c2} = 630 \text{ T/m}^2$$

$$\alpha_3 = 100, \quad h_3 = 3,6 \text{ m}; \quad q_{c3} = 7,5 \text{ Mpa} = 750 \text{ T/m}^2$$

$$\rightarrow Q_s = 1 \cdot \left(\frac{200}{40} \cdot 2 + \frac{630}{100} \cdot 6,3 + \frac{750}{100} \cdot 3,6 \right) = 76,69 \text{ T.}$$

$$\text{Vậy } P_d = \frac{76,69}{2} + \frac{33,75}{2} = 55 \text{ T}$$

1.b.3.Theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT: theo công thức Meyerhof

$$P = \frac{Q_c + Q_s}{2 \div 3}$$

+ $Q_c = m \cdot N_m \cdot F_c$ sức kháng phá hoại của đất ở mũi cọc (N_m - số SPT của lớp đất tại mũi cọc). $\rightarrow Q_c = 400 \cdot 28 \cdot 0,09 = 1008 \text{ T}$

+ $Q_s = n \cdot \sum_{i=1}^n U \cdot N_i \cdot l_i$: sức kháng ma sát của đất ở thành cọc.

(Với cọc ép: $m = 400, n = 2$)

N_i chỉ số SPT của lớp đất thứ i mà cọc đi qua (bỏ qua lớp 2)

$\rightarrow Q_s = 2 \cdot 1 \cdot (8 \cdot 3,2 + 20 \cdot 6,3 + 28 \cdot 3,2) = 482,4 \text{ T}$

$$[P] = \frac{1008 + 482,4}{2,5} = 600 \text{ KN} \approx 60 \text{ T}$$

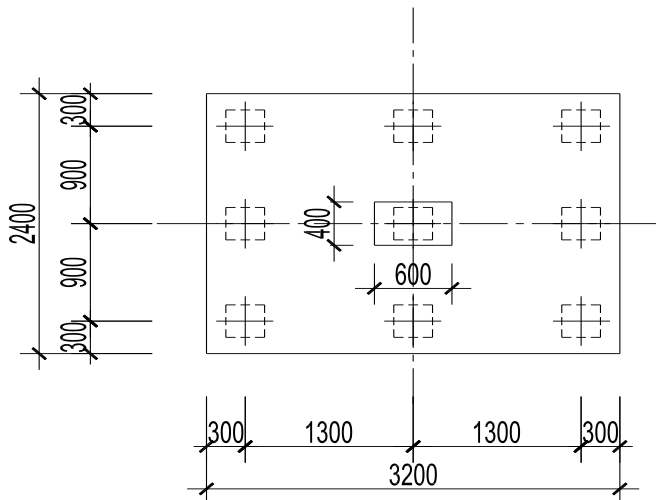
$\rightarrow$ Sức chịu tải của cọc lấy theo kết quả xuyên tĩnh $[P] = 55 \text{ T}$

IV. XÁC ĐỊNH SỐ LƯỢNG CỌC VÀ BỐ TRÍ CỌC TRONG MÓNG:

Số lượng cọc sơ bộ xác định như sau: $n = \beta \frac{N}{[P]}$

Do độ lệch tâm lớn nên ở đây chọn $\beta = 1.5$

$$n = 1,5 \cdot \frac{320,337}{55} = 8,7; \text{ chọn } n=9 \text{ cọc và bố trí như sau:}$$



Sơ đồ bố trí cọc

V. ĐÀI CỌC

- Từ việc bố trí cọc như trên $\rightarrow$ kích thước đài:

$$B_d \times L_d = 2,4 \times 3,2 \text{ m}$$

- Chọn $h_d = 1,1\text{m} \rightarrow h_0 \approx 1,1 - 0,1 = 1 \text{ m}$

VI. TẢI TRỌNG PHÂN PHỐI LÊN CỌC.

- Theo các giả thiết gần đúng coi cọc chỉ chịu tải dọc trục và cọc chỉ chịu nén hoặc kéo

+ Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$G_d \approx F_d \cdot h_m \cdot \gamma_{tb} = 2,4 \cdot 3,2 \cdot 1,6 \cdot 2 = 24,576 \text{ T.}$$

+ Tải trọng tác dụng lên cọc được tính theo công thức:

$$P_i = \frac{N^t}{n} \pm \frac{M_x^t \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y^t \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó: $N^t = N_o^t + G_d \rightarrow$ tải trọng tính toán tại đáy đài

$$N^t = 320,337 + 24,576 = 350T$$

$M_y^t = M_{oy}^t + Q_{ox}^t \times h_d \rightarrow$ Mô men M_y tính toán tại đáy đài

$$M_y^t = 18,922 + 9,38 \times 1,6 = 35Tm \quad ; \quad \sum_{i=1}^4 x_i^2 = 4 \times 1,3^2 = 6,76m^2$$

Lập bảng tính:

Cọc	x_i (m)	$\sum_{i=1}^4 x_i^2$	P_i (T)
1	-1.3	6,76	32,2
2	0	6,76	38,9
3	1.3	6,76	45,6
4	-1.3	6,76	32,2
5	0	6,76	38,9
6	1.3	6,76	45,6
7	-1.3	6,76	32,2
8	0	6,76	38,9
9	1.3	6,76	45,6

$P_{\max} = 45,6 \text{ T}; P_{\min} = 32,2 \text{ T.} \rightarrow$ Tất cả các cọc đều chịu nén và đều $< [P] = 55T$

+ Tải trọng tác dụng lên cọc không kể trọng lượng bản thân Đài và lớp đất phủ được tính theo công thức:

$$P_{oi} = \frac{N_o^t}{n} \pm \frac{M_x^t \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y^t \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó: $N^t \rightarrow$ tải trọng tính toán tại cốt 0,0

$$N_0^t = 320,337T$$

$$M_y^t = M_{oy}^t + Q_{ox}^t \times h_d \rightarrow \text{Mô men } M_y \text{ tính toán tại đáy đài}$$

$$M_y^t = 18,922 + 9,38 \times 1,6 = 35Tm$$

$$\sum_{i=1}^4 x_i^2 = 4 \times 1,3^2 = 6,76m^2$$

Lập bảng tính:

Cọc	x_i (m)	$\sum_{i=1}^4 x_i^2$	Pi (T)
1	-1.3	6,76	29,4
2	0	6,76	36,1
3	1.3	6,76	42,8
4	-1.3	6,76	29,4
5	0	6,76	36,1
6	1.3	6,76	42,8
7	-1.3	6,76	29,4
8	0	6,76	36,1
9	1.3	6,76	42,8

VII. KIỂM TRA TỔNG THỂ ĐÀI CỌC.

Giả thiết coi móng cọc là móng khối quy ước như hình vẽ:

Xem nh- móng khối móng quy - ước

$$F_{q-} = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = B_{q-} * L_{q-}$$

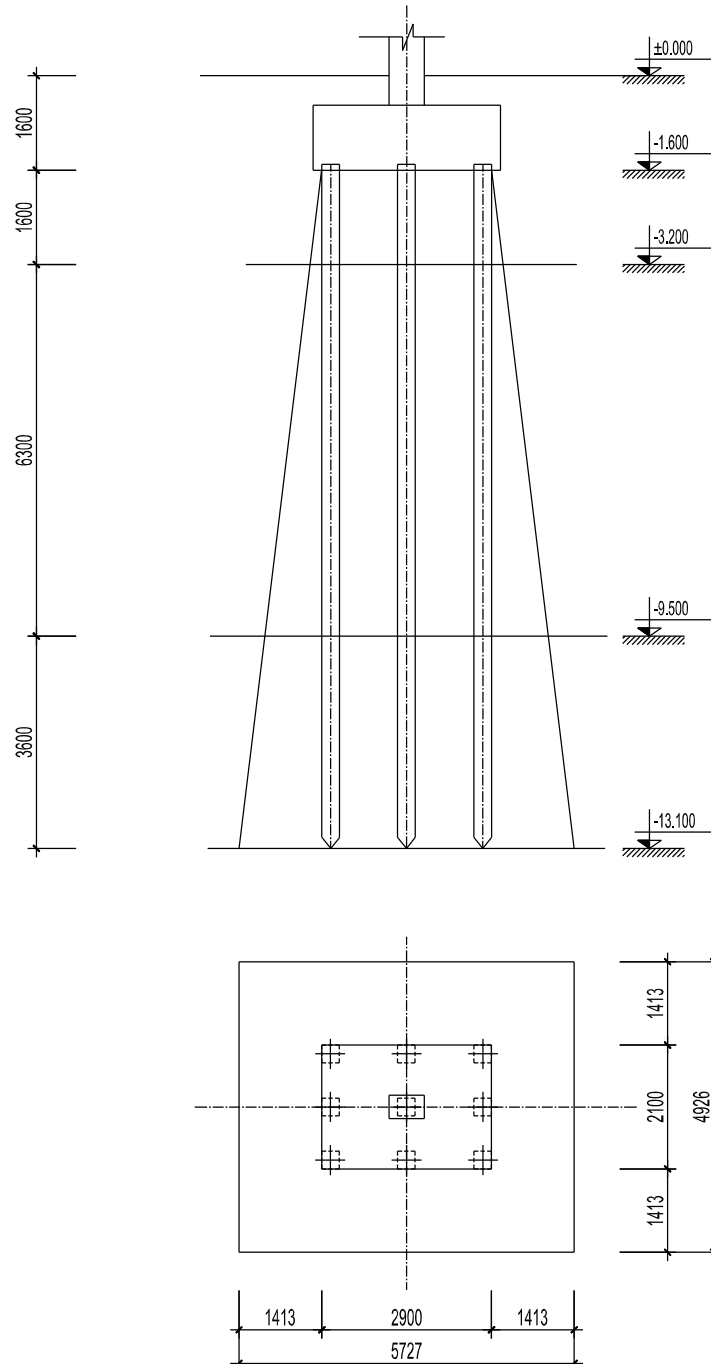
$$\text{Góc mở tính từ vị trí ngàm cọc vào đài: } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}, \text{ trong đó } \varphi_{tb} = \frac{1,6*10 + 6,3*30 + 3,6*33}{1,6 + 6,3 + 3,6}$$

$$= 28,15^\circ \Rightarrow \alpha = 7^\circ.$$

$$B_{q-} = 2,1 + 2 * 11,5 \text{ tg} 7^\circ = 4,926 \text{ m}$$

$$L_{q-} = 2,9 + 2 * 11,5 \text{ tg} 7^\circ = 5,727 \text{ m}$$

$$F_{q-} = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = B_{q-} * L_{q-} = 4,926 * 5,727 = 28,21m^2$$



VII.1. Kiểm tra áp lực d- ới đáy móng khối

- Điều kiện kiểm tra:

$$p_{qr} \leq R_d$$

$$p_{maxqr} \leq 1,2 \cdot R_d$$

- Xác định tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước (mũi cọc):

+ Diện tích đáy móng khối quy - ước:

$$F_{q-} = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = B_{q-} \cdot L_{q-} = 4,926 \cdot 5,727 = 28,21m^2$$

Mô men chống uốn W_y của F_{qu} là:

$$W_y = \frac{4,926 \cdot 5,727^2}{6} = 27m^3$$

Mô men chống uốn W_x của F_{qu} là:

$$W_x = \frac{5,727 \cdot 4,926^2}{6} = 23m^3$$

+ Tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy - ước:

$$N_{tt} + \gamma \cdot F_{qu} \cdot h_{qu} = 350 + 2 \cdot (28,21 \cdot 11,5) = 1000T$$

Ứng suất tác dụng tại đáy móng khối quy - ước:

$$\sigma_{\max} = \frac{1000}{28,21} + \frac{35}{27} = 35,5 + 1,3 = 36,8T / m^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1000}{28,21} - \frac{35}{27} = 35,5 - 1,3 = 34,2T / m^2$$

$$\sigma_{tb} = 35,5T / m^2$$

- **Cường độ tính toán của đất ở đáy khối quy ước (Theo công thức của Terzaghi):**

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} + N_q \cdot q + N_c \cdot c}{F_s}$$

$$q = \gamma \cdot h_{qu} \quad \gamma = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{1,86 \cdot 3,2 + 1,81 \cdot 6,3 + 1,86 \cdot 3,6}{3,2 + 6,3 + 3,6} = 1,83T / m^3$$

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} + N_q \cdot q + N_c \cdot c}{F_s} =$$

Lớp 3 có $\phi = 33^\circ$ tra bảng ta có: $N_\gamma = 33,27$; $N_q = 32,23$; $N_c = 48,09$ (bỏ qua các hệ số hiệu chỉnh)

$$R_d = \frac{0,5 \cdot 33,27 \cdot 1,86 \cdot 4,926 + 32,23 \cdot 1,83}{2} = \frac{211,4}{2} = 105,7T / m^2$$

Ta có: $\sigma_{tb} = 35,5T / m^2 < R_d = 105,7T / m^2$

$$\sigma_{\max} = 36,8T / m^2 < 1,2 \cdot R_d = 1,2 \cdot 105,7 = 126,8T / m^2$$

→ Như vậy đất nền dưới đáy móng khối quy - ước đủ khả năng chịu lực.

Chú ý: Nếu dưới mũi cọc có lớp đất yếu thì phải kiểm tra khả năng chịu lực của lớp đất này.

VII.2. Kiểm tra lún cho móng cọc:

Độ lún đ- ọc tính với tải trọng tiêu chuẩn:

$$N_o^{tc} + \gamma \cdot F_{qu} \cdot h_{qu} = \frac{350}{1,15} + 2 \cdot (28,21 \cdot 13,1) = 1050T$$

C- ờng độ áp lực tại đáy móng khối quy - ớc do tải trọng tiêu chuẩn gây ra:

$$p = \frac{1050}{28,21} = 37,22T / m^2$$

Áp lực gây lún:

$$\sigma = p - \gamma \cdot h_{qu} = 37,22 - 1,86 \cdot 13,1 = 12,9T / m^2$$

Độ lún của móng cọc đ- ọc tính
toán nh- sau:

$$S = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \cdot b \cdot \varpi \cdot p_{gl} \quad \text{với: } \frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{5,727}{4,926} = 1,16 \rightarrow \omega \approx 1,08$$

$$\rightarrow S = \frac{1 - 0,25^2}{1500} \cdot 4,926 \cdot 1,08 \cdot 12,9 = 0,04m = 4cm < [S] = 8cm$$

VIII. TÍNH TOÁN KIỂM TRA CỌC

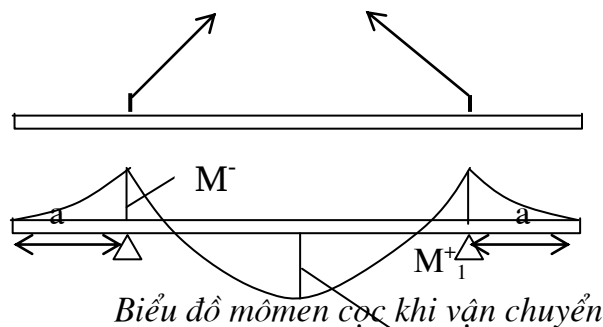
1. Kiểm tra cọc trong giai đoạn thi công

- **Khi vận chuyển cọc:** tải trọng phân bố $q = \gamma \cdot F \cdot n$

Trong đó: n là hệ số động, $n = 1,5$

$\rightarrow q = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 0,3375 T/m$.

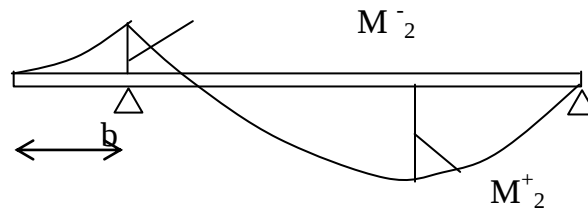
Chọn a sao cho $M_1^+ \approx M_1^- \rightarrow a = 0,207 \cdot l_c \approx 1,3 m$



$$M_1 = \frac{qa^2}{2} = 0,3375 \cdot 1,3^2 / 2 \approx 0,29 T/m^2;$$

- Trường hợp treo cọc lên giá búa: để $M_2^+ \approx M_2^- \rightarrow b \approx 0,294 l_c = 1,764 m$

+ Trị số mômen dương lớn nhất: $M_2 = \frac{qb^2}{2} = 0,53 \text{ Tm}$.



Biểu đồ mômen dọc khi cầu lắp

Ta thấy $M_1 < M_2$ nên ta dùng M_2 để tính toán.

+ Lấy lớp bảo vệ của cọc là $a' = 3 \text{ cm} \rightarrow$ Chiều cao làm việc của cốt thép
 $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

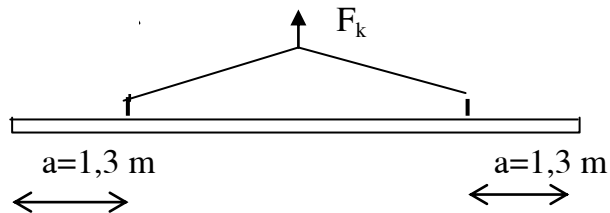
$$\rightarrow F_a = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{0,53}{0,9 \cdot 0,27 \cdot 28000} = 0,00008 \text{ m}^2 = 0,8 \text{ cm}^2;$$

Cốt thép dọc chịu mô men uốn của cọc là 2 ϕ 20 ($F_a = 6,28 \text{ cm}^2$)

$\rightarrow$ cọc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển, cầu lắp.

- Tính toán cốt thép làm móc cầu:

+ Lực kéo ở móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F_k = q \cdot l$



$\rightarrow$ lực kéo ở một nhánh, gần đúng:

$$F'_k = F_k / 2 = q \cdot l / 2 = 0,3375 \cdot 6 / 2 = 1,0125 \text{ T}$$

$$\text{Diện tích cốt thép của móc cầu: } F_a = F'_k / R_a = \frac{1,0125}{21000} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Chọn thép móc cầu $\phi 12$ có $F_a = 1,13 \text{ cm}^2$

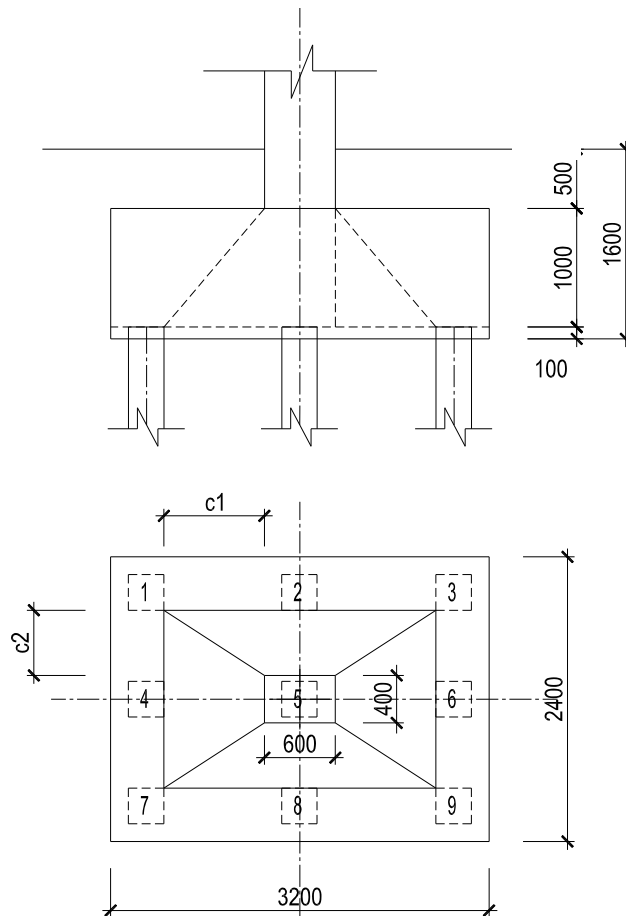
I X. TÍNH TOÁN ĐÀI NHÓM CỌC

Đài cọc làm việc như bản conson cứng, phía trên chịu lực tác dụng dưới cột N_0 , M_0 phía dưới là phản lực đầu cọc $P_{0i} \rightarrow$ cần phải tính toán hai khả năng.

1. Tính toán đầm thử của cọc:

Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang.

- Kiểm tra cọc đầm thử đài theo dạng hình tháp:



$$P_{dt} \leq P_{cdt}$$

Trong đó: P_{dt} - Lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng

$$P_{dt} = P_{01} + P_{02} + P_{03} + P_{03} + P_{06} + P_{07} + P_{08} + P_{09}$$

$$= 29,4 \cdot 3 + 36,1 \cdot 2 + 42,8 \cdot 3 = 289 \text{ T}$$

P_{cdt} - lực chống đâm thủng

$$P_{cdt} = [\alpha_1(b_c + C_2) + \alpha_2(h_c + C_1)] h_0 R_k \quad (\text{Tính theo giáo trình BTCT II}).$$

α_1, α_2 các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{0,85}\right)^2} = 2,31$$

$$\alpha_2 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{0,55}\right)^2} = 3,11$$

$b_c \times h_c$ - kích thước tiết diện cột $b_c \times h_c = 0,4 \times 0,6 \text{ m}$

h_0 - chiều cao làm việc của đài $h_0 = 1,0 \text{ m}$

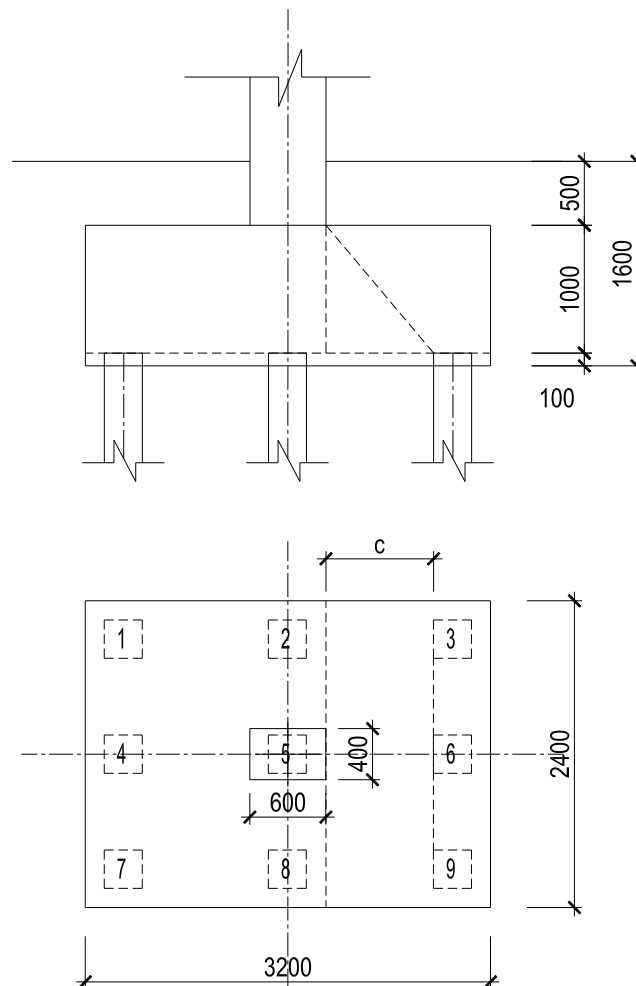
C_1, C_2 - khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đầm thùng $C_1 = 0,85$; $C_2 = 0,55$.

$$\rightarrow P_{cđt} = [2,31 \cdot (0,4 + 0,55) + 3,11 \cdot (0,6 + 0,85)] \cdot 1 \cdot 88 = 442 \text{ T}$$

Vậy $P_{đt} = 289 < P_{cđt} = 442 \text{ T}$

→ chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đầm thùng

2. Tính c-ờng độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:



điều kiện c-ờng độ đ-ợc viết nh- sau:

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k$$

Q- Tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng:

$$Q = P_{03} + P_{06} + P_{09} = 42,8 \cdot 3 = 128,4 \text{ T}$$

β - hệ số không thứ nguyên

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C}\right)^2} \text{ Với } C = C_1 = 0,85 \text{ m}$$

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{0,85}\right)^2} = 1,08$$

$$\beta \cdot b \cdot h_0 \cdot R_k = 1,08 \cdot 2,4 \cdot 1,088 = 228T$$

$$Q = 128T < \beta \cdot b \cdot h_0 \cdot R_k = 228T$$

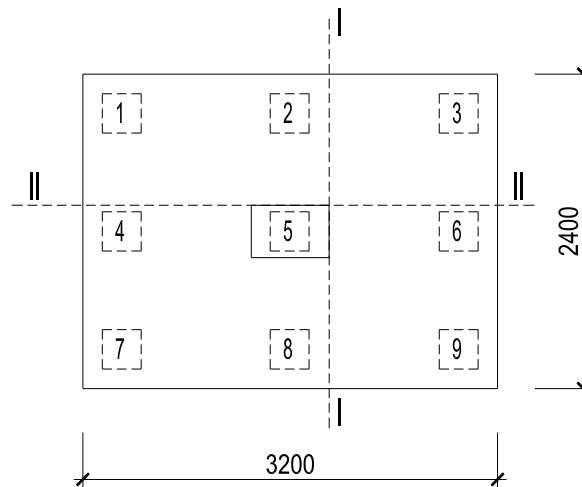
→ thỏa mãn điều kiện chọc thủng.

Ghi chú: Trường hợp trên lệch tâm theo phương x là rất nhỏ → không cần kiểm tra khả năng chọc thủng của cọc góc.

Kết luận: Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện đâm thủng của cọc và cường độ trên tiết diện nghiêng.

3. Tính toán đài chịu uốn: (Tính toán cốt thép cho đài)

Đài tuyệt đối cứng, coi đài làm việc như bản con son ngàm tại một cột.



- Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I :

$$M_I = r_1 \cdot (P_{03} + P_{06} + P_{09})$$

Trong đó: r_1 : Khoảng cách từ trục cọc 3, 6 và 9 đến mặt cắt I-I, $r_1 = 1,0$ m

$$\rightarrow M_I = 1,0 \cdot (P_{03} + P_{06} + P_{09}) = 1,0 \cdot (42,8 \cdot 3) = 128,4Tm$$

Cốt thép yêu cầu (chỉ đặt cốt đơn):

$$F_{al} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{128,4}{0,9 \cdot 1,088 \cdot 228000} = 0,0051 \text{ m}^2 = 51 \text{ cm}^2;$$

Chọn 17 $\phi 20$ a 150 $F_a = 53,38 \text{ cm}^2$;

- Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II :

$$M_{II} = r_2 \cdot (P_{01} + P_{02} + P_{03})$$

- Trong đó: $r_2 = 0,7$ m.

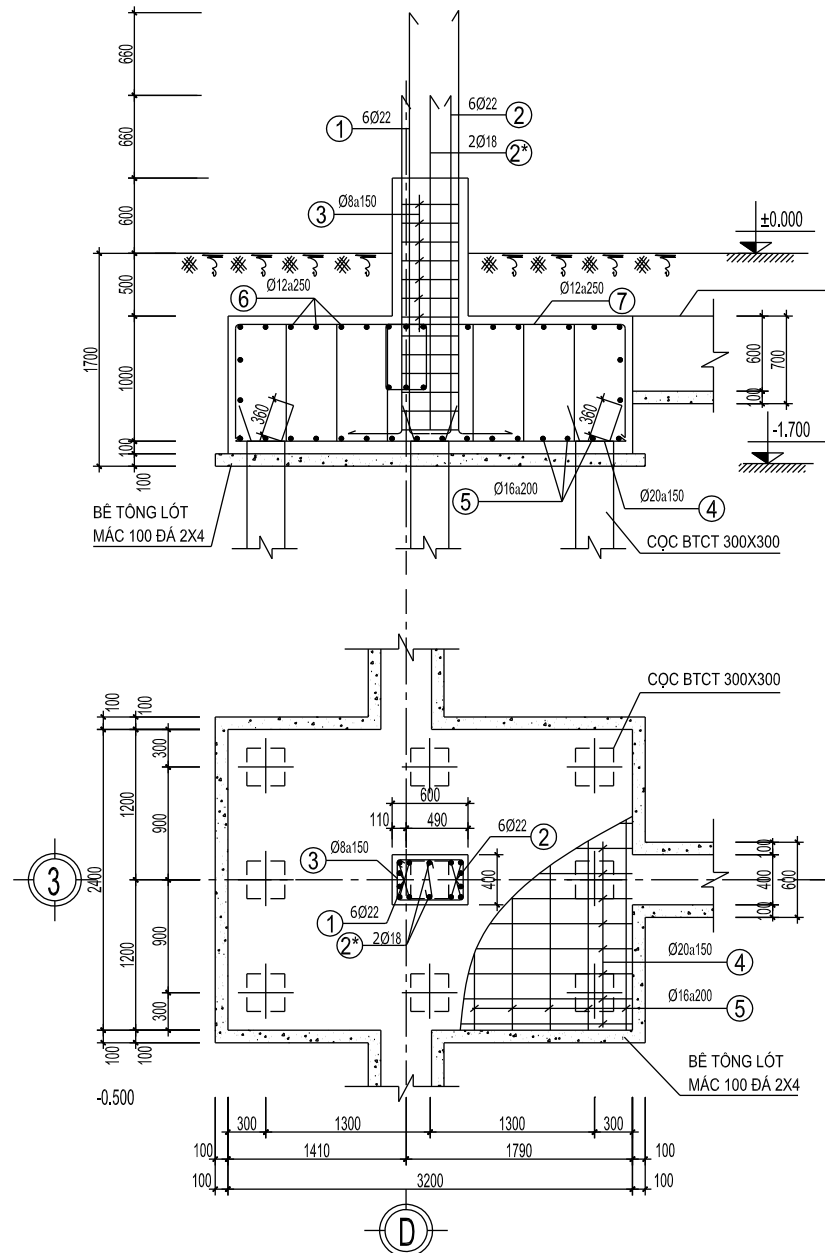
$$M_{II} = 0,7.(P_{01} + P_{02} + P_{03}) = 0,7.(29,4 + 36,1 + 42,8) = 75,81Tm$$

$$F_{all} = \frac{M_{II}}{0,9.h_0.R_a} = \frac{75,81}{0,9.1,0.28000} = 0,003 m^2 = 30 cm^2 \text{ (với } h_0 = 1,0 m \text{)}$$

Chọn 17 $\phi 16$ a200 : $F_a = 34,18cm^2$

(hàm lượng $\mu = F_a / l_d * h_0 = 0,11 \% > \mu = 0,05 \%$)

→ Bố trí cốt thép với khoảng cách như trên có thể coi là hợp lý



Hình vẽ: Bố trí thép móng đơn M1

V.3. Tính toán móng cọc M2

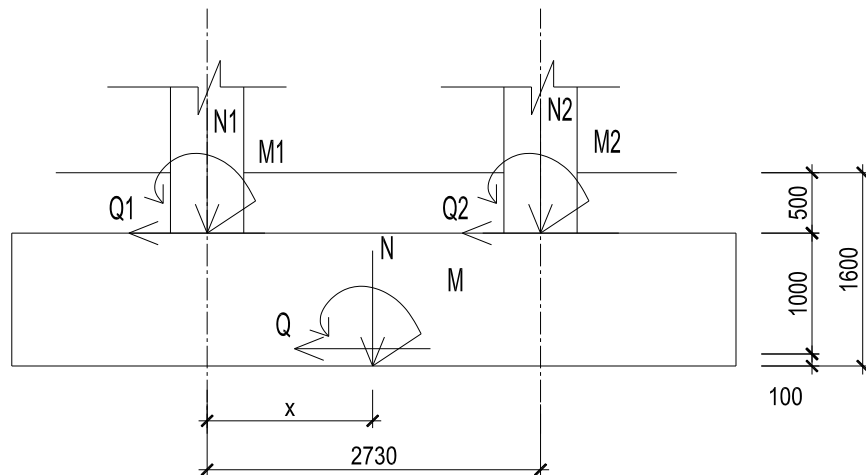
Do 2 cột trục B và C rất gần nhau nên ta thiết kế móng đôi

Chọn cặp nội lực tính toán

từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn đ-ợc 2 tr-ờng hợp tải trọng nguy hiểm nh- sau :

Cột	N(Kg)	M(Kgm)	Q(Kg)
B	-292481	27349	14840
C	-391243	24126	11390

Để tìm tải trọng tính toán, ta tiến hành quy đổi về hợp lực đặt tại tâm móng theo sơ đồ sau



Vị trí hợp lực đ-ợc đặt cách trục móng có cặp nội lực N1 là x

Để tìm vị trí của x bằng cách lấy momen tại N

$$\sum M_x = -N_1x + N_2(2,73 - x) + M_1 + M_2 = 0$$

$$x = \frac{M_1 + M_2 + 2,73N_2}{N_1 + N_2} = \frac{27349 + 24126 + 2,73 \cdot 391243}{292481 + 391243} = 1,33m$$

So với tâm móng cách 2 trục cột một đoạn $a = \frac{2,73}{2} = 1,365m \approx 1,33m$

Nh- vậy ta coi điểm đặt lực tại tâm 2 trục cột

Khi đó tải trọng tính toán của móng nh- sau

$$N = N_1 + N_2$$

$$M=M1+M2+\sum Q.h_d + (N1-N2).a$$

$$Q=Q1+Q2$$

→ tổng nội lực:

$$N=292481+ 391243=683724\text{Kg}$$

$$Q= 14840+11390= 26230\text{Kg}$$

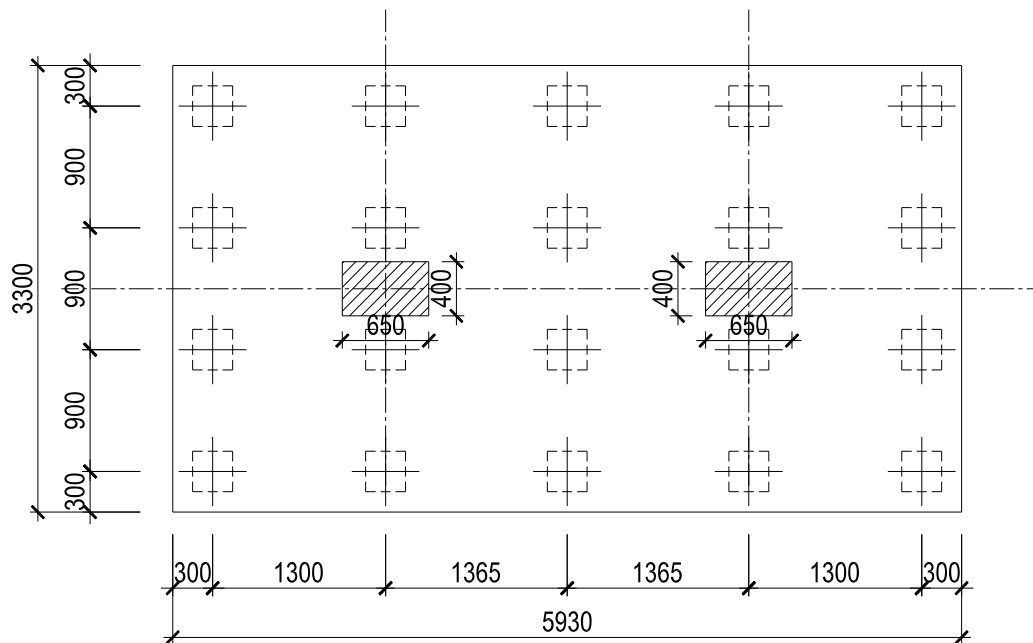
$$M= 27349+ 24126 + 26230*1,1-(292481- 391243)*1,365 = 150838\text{Kgm}$$

V.1.2. Xác định số cọc và bố trí cọc trong móng:

Số cọc sơ bộ xác định nh- sau: $n = \beta \frac{N}{[P]}$

Do độ lệch tâm lớn nên ở đây chọn $\beta = 1.5$

$$n = 1,5 \cdot \frac{683,724}{55} = 19,6; \quad \text{chọn } n=20 \text{ cọc và bố trí nh- sau}$$



Sơ đồ bố trí cọc

V.2. Đài cọc

- Từ việc bố trí cọc như trên → kích thước đài:

$$B_d \times L_d = 3,3 \times 5,93 \text{ m}$$

- Chọn $h_d = 1,1\text{m} \rightarrow h_0 \approx 1,1 - 0,1 = 1 \text{ m}$

VI. TẢI TRỌNG PHÂN PHỐI LÊN CỌC.

- Theo các giả thiết gần đúng coi cọc chỉ chịu tải dọc trục và cọc chỉ chịu nén hoặc kéo

+ Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$G_d \approx F_d \cdot h_m \cdot \gamma_{tb} = 3,3.5,93 \cdot 1,6.2 = 62,62 \text{ T.}$$

+ Tải trọng tác dụng lên cọc được tính theo công thức:

$$P_i = \frac{N^{tt}}{n} \pm \frac{M_x^{tt} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y^{tt} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó: $N^{tt} = N_o^{tt} + G_d \rightarrow$ tải trọng tính toán tại đáy đài

$$N^{tt} = 683,724 + 62,62 = 746,344 \text{ T}$$

$M_y^{tt} = M_{oy}^{tt} + Q_{ox}^{tt} \times h_d \rightarrow$ Mô men M_y tính toán tại đáy đài

$$M_y^{tt} = 150,838 \text{ Tm}$$

$$\sum_{i=1}^4 x_i^2 = 8.1,365^2 + 8.(1,3 + 1,365)^2 = 71,72 \text{ m}^2$$

Lập bảng tính:

Cọc	x_i (m)	$\sum_{i=1}^4 x_i^2$	P_i (T)
1	-2,665	71.72	33,2181
2	-1,365	71.72	35,9522
3	0	71.72	38,823
4	1,365	71.72	41,6938
5	2,665	71.72	44,4279
6	-2,665	71.72	33,2181
7	-1,365	71.72	35,9522
8	0	71.72	38,823
9	1,365	71.72	41,6938
10	2,665	71.72	44,4279
11	-2,665	71.72	33,2181
12	-1,365	71.72	35,9522
13	0	71.72	38,823
14	1,365	71.72	41,6938
15	2,665	71.72	44,4279
16	-2,665	71.72	33,2181
17	-1,365	71.72	35,9522

18	0	71.72	38,823
19	1,365	71.72	41,6938
20	2,665	71.72	44,4279

$P_{\max} = 44,42T$; $P_{\min} = 33,21 T$. $\rightarrow$ Tất cả các cọc đều chịu nén và đều $< [P] = 55T$

$G_{\text{cọc}} = 12.0,3.0,3.2,5 = 2,7T$

$P_{\max} + G_c = 44,42 + 2,7 = 47,12 T < [P] = 55 T$

+ Tải trọng tác dụng lên cọc không kể trọng lượng bản thân Đài và lớp đất phủ được tính theo công thức:

$$P_{oi} = \frac{N_o^t}{n} \pm \frac{M_x^t \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y^t \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó: $N^t \rightarrow$ tải trọng tính toán tại cốt 0,0

$$N_0^t = 683,724T$$

$M_y^t = M_{oy}^t + Q_{ox}^t \times h_d \rightarrow$ Mô men M_y tính toán tại đáy đài

$$M_y^t = 150,838Tm$$

$$\sum_{i=1}^4 x_i^2 = 8.1,365^2 + 8.(1,3+1,365)^2 = 71,72m^2$$

Lập bảng tính:

Cọc	x_i (m)	$\sum_{i=1}^4 x_i^2$	P_i (T)
1	-2,665	71.72	30,0869
2	-1,365	71.72	32,821
3	0	71.72	35,6918
4	1,365	71.72	38,5626
5	2,665	71.72	41,2967
6	-2,665	71.72	30,0869
7	-1,365	71.72	32,821
8	0	71.72	35,6918
9	1,365	71.72	38,5626
10	2,665	71.72	41,2967
11	-2,665	71.72	30,0869
12	-1,365	71.72	32,821

13	0	71.72	35,6918
14	1,365	71.72	38,5626
15	2,665	71.72	41,2967
16	-2,665	71.72	30,0869
17	-1,365	71.72	32,821
18	0	71.72	35,6918
19	1,365	71.72	38,5626
20	2,665	71.72	41,2967

$P_{\max} = 41,29T$; $P_{\min} = 30,08 T$. $\rightarrow$ Tất cả các cọc đều chịu nén và đều $< [P] = 55T$

$G_{\text{cọc}} = 12.0,3.0,3.2,5 = 2,7T$

$P_{\max} + G_c = 41,29 + 2,7 = 43,99 T < [P] = 55 T$

VII. KIỂM TRA TỔNG THỂ ĐÀI CỌC.

Giả thiết coi móng cọc là móng khối quy ước như hình vẽ:

Xem nh- móng khối móng quy - ước

$F_{q-} = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = B_{q-} * L_{q-}$

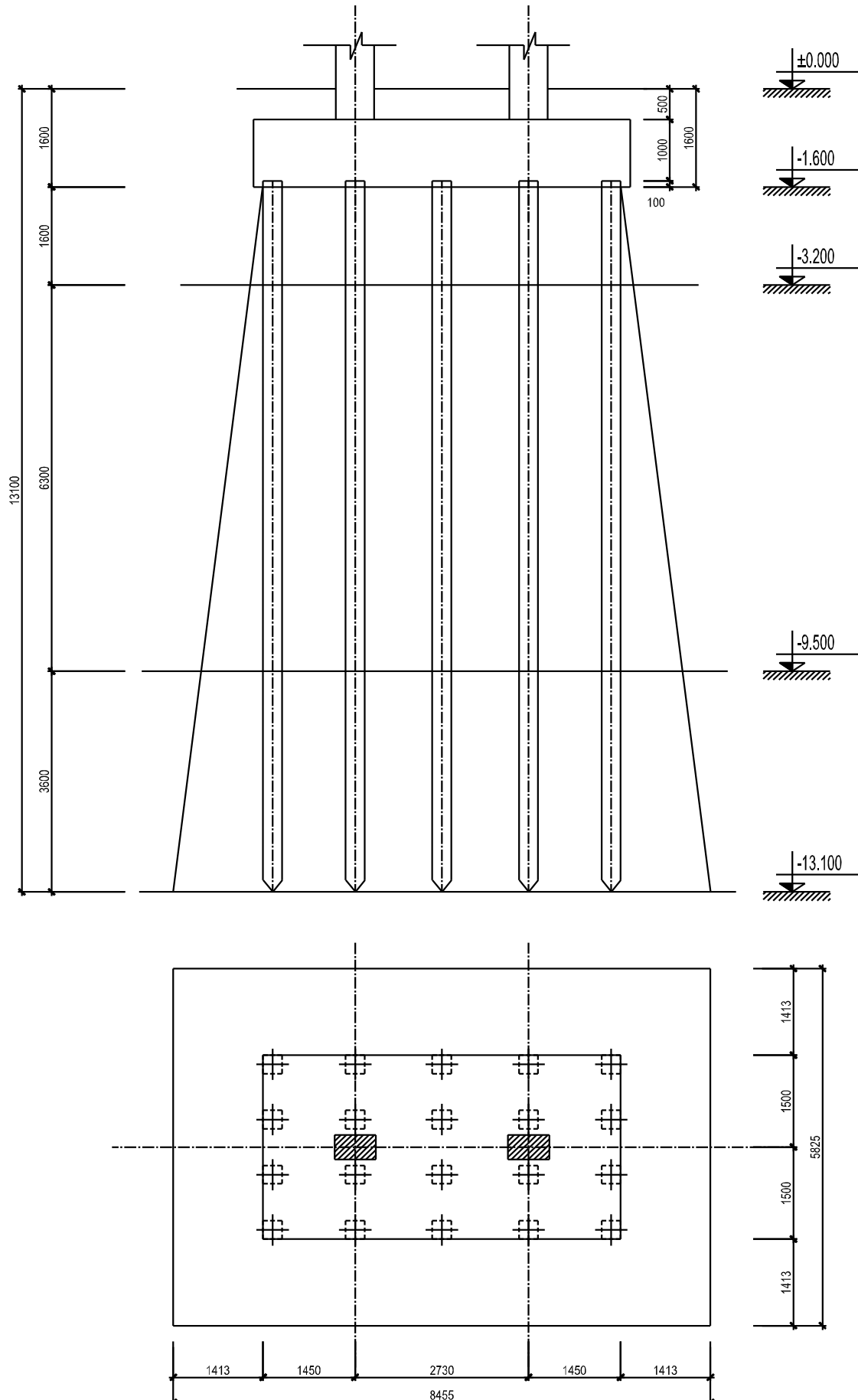
Góc mở tính từ vị trí ngàm cọc vào đài: $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, trong đó $\varphi_{tb} = \frac{1,6*10 + 6,3*30 + 3,6*33}{1,6 + 6,3 + 3,6}$

$= 28,15^\circ \Rightarrow \alpha = 7^\circ$.

$B_{q-} = 3,0 + 2*11,5 \tan 7^\circ = 5,825 m$

$L_{q-} = 5,63 + 2*11,5 \tan 7^\circ = 8,455 m$

$F_{q-} = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = B_{q-} * L_{q-} = 5,825*8,455 = 49,25m^2$



VII.1. Kiểm tra áp lực d- ới đáy móng khối

- Điều kiện kiểm tra:

$$p_{qu} \leq R_d$$

$$p_{maxqu} \leq 1,2.R_d$$

- Xác định tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước (mũi cọc):

+ Diện tích đáy móng khối quy - ước:

$$F_q = (A1 + 2Ltg\alpha)(B1 + 2Ltg\alpha) = Bq \cdot Lq = 5,825 \cdot 8,455 = 49,25m^2$$

Mô men chống uốn W_y của F_{qu} là:

$$W_y = \frac{5,825 \cdot 8,455^2}{6} = 69,4m^3$$

Mô men chống uốn W_x của F_{qu} là:

$$W_x = \frac{8,455 \cdot 5,825^2}{6} = 47,8m^3$$

+ Tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy - ước:

$$N_0^t + \gamma \cdot F_{qu} \cdot h_{qu} = 683,724 + 2 \cdot (49,25 \cdot 11,5) = 1846,6T$$

Ứng suất tác dụng tại đáy móng khối quy - ước:

$$\sigma_{max} = \frac{1846,6}{49,25} + \frac{150,838}{69,4} = 37,5 + 2,17 = 39,67T / m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{1846,6}{49,25} - \frac{150,838}{69,4} = 37,5 - 2,17 = 35,33T / m^2$$

$$\sigma_{tb} = 37,5T / m^2$$

- Cường độ tính toán của đất ở đáy khối móng quy ước (Theo công thức của Terzaghi):

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} + N_q \cdot q + N_c \cdot c}{F_s}$$

$$q = \gamma \cdot h_{qu} \quad \gamma = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{1,86 \cdot 3,2 + 1,81 \cdot 6,3 + 1,86 \cdot 3,6}{3,2 + 6,3 + 3,6} = 1,83T / m^3$$

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} + N_q \cdot q + N_c \cdot c}{F_s}$$

Lớp 3 có $\phi = 33^\circ$ tra bảng ta có: $N_\gamma = 33,27$; $N_q = 32,23$; $N_c = 48,09$ (bỏ qua các hệ số hiệu chỉnh)

$$R_d = \frac{0,5 \cdot 33,27 \cdot 1,86 \cdot 5,825 + 32,23 \cdot 1,83}{2} = \frac{239,2}{2} = 119,6T / m^2$$

Ta có: $\sigma_{ib} = 37,5T / m^2 < R_d = 119,6T / m^2$

$$\sigma_{\max} = 39,67T / m^2 < 1,2.R_d = 1,2.119,6 = 143,52T / m^2$$

→ Nh- vậy đất nền d- ới đáy móng khối quy - ớc đủ khả năng chịu lực.

Chú ý: Nếu d- ới mũi cọc có lớp đất yếu thì phải kiểm tra khả năng chịu lực của lớp đất này.

VII.2. Kiểm tra lún cho móng cọc:

Độ lún đ- ợc tính với tải trọng tiêu chuẩn:

$$N_0^{tc} + \gamma.F_{qu}.h_{qu} = \frac{683,724}{1,15} + 2.(49,25.13,1) = 1911T$$

C- ờng độ áp lực tại đáy móng khối quy - ớc do tải trọng tiêu chuẩn gây ra:

$$p = \frac{1911}{49,25} = 38,8T / m^2$$

Áp lực gây lún:

$$\sigma = p - \gamma.h_{qu} = 38,8 - 1,86.13,1 = 14,44T / m^2$$

Độ lún của móng cọc đ- ợc tính

toán nh- sau:

$$S = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} . b . \pi . p_{gl} \quad \text{với:} \quad \frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{8,455}{5,825} = 1,45 \rightarrow \omega \approx 1,08$$

$$\rightarrow S = \frac{1 - 0,25^2}{1500} . 5,825 . 1,08 . 14,44 = 0,056m = 5,6cm < [S] = 8cm$$

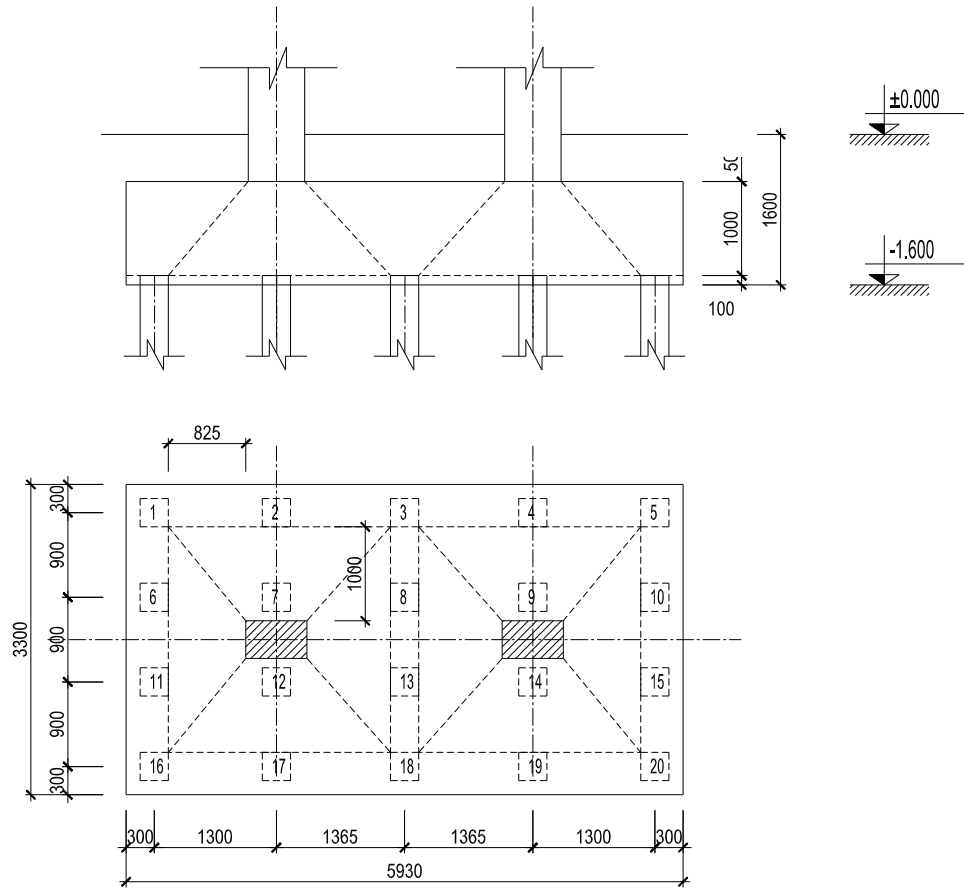
I X. TÍNH TOÁN ĐÀI NHÓM CỌC

Đài cọc làm việc như bản conson cứng, phía trên chịu lực tác dụng dưới cột N_0 , M_0 phía dưới là phản lực đầu cọc $P_{0i} \rightarrow$ cần phải tính toán hai khả năng.

1. Tính toán đầm thủng của cột:

Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang.

- **Kiểm tra cột đầm thủng đài theo dạng hình tháp:**



$$P_{dt} \leq P_{cdt}$$

Trong đó: P_{dt} - Lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng

$$P_{dt} = P_{01} + P_{02} + P_{03} + P_{06} + P_{08} + P_{11} + P_{13} + P_{16} + P_{17} + P_{18} \\ = 328,74 \text{ T}$$

P_{cdt} - lực chống đâm thủng

$$P_{cdt} = [\alpha_1(b_c + C_2) + \alpha_2(h_c + C_1)] h_0 R_k \text{ (Tính theo giáo trình BTCT II).}$$

α_1, α_2 các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1} \right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{0,825} \right)^2} = 2,31$$

$$\alpha_2 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2} \right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{1} \right)^2} = 2,12$$

$b_c \times h_c$ - kích thước tiết diện cột $b_c \times h_c = 0,4 \times 0,65 \text{ m}$

h_0 - chiều cao làm việc của đài $h_0 = 1,0 \text{ m}$

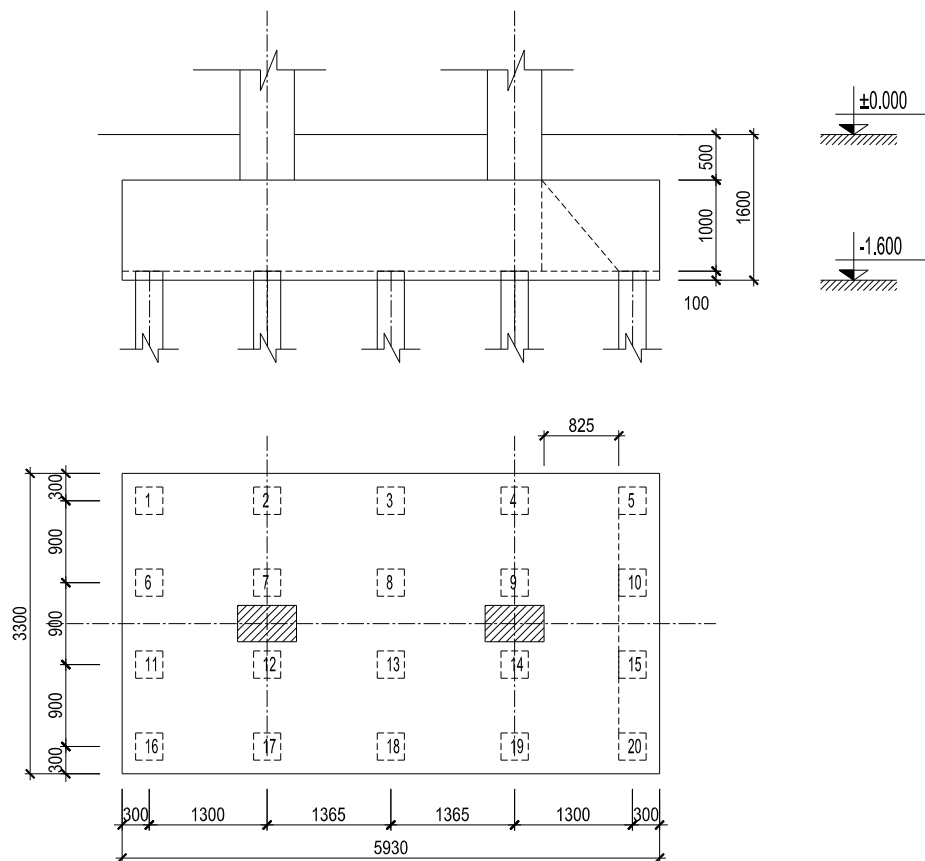
C_1, C_2 - khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đầm thùng $C_1 = 0,825$; $C_2 = 1,0$.

$$\rightarrow P_{cđt} = [2,31 \cdot (0,4 + 1,0) + 2,12 \cdot (0,65 + 0,825)] \cdot 1,88 = 560 \text{ T}$$

Vậy $P_{đt} = 328,74 < P_{cđt} = 560 \text{ T}$

→ chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đầm thùng

3. Tính c-ờng độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:



Điều kiện c-ờng độ đ-ợc viết nh- sau:

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k$$

Q- Tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng:

$$Q = P_{05} + P_{10} + P_{15} + P_{20} = 41,2967 \cdot 4 = 165,2 \text{ T}$$

β - hệ số không thứ nguyên

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C}\right)^2} \text{ Với } C = C_1 = 0,825 \text{ m}$$

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{1}{0,825}\right)^2} = 1,1$$

$$\beta.b.h_0.R_k = 1,1.2,4.1,0.88 = 232T$$

$$Q = 165,2T < \beta.b.h_0.R_k = 232T$$

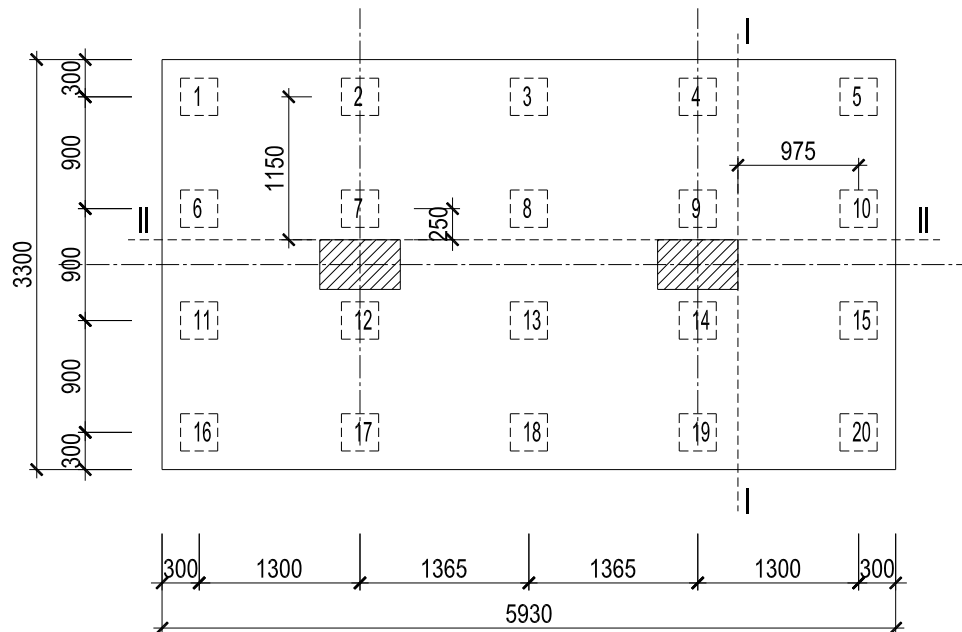
→ thỏa mãn điều kiện chọc thủng.

Ghi chú: Trường hợp trên lệch tâm theo phương x là rất nhỏ → không cần kiểm tra khả năng chọc thủng của cọc góc.

Kết luận: Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện đâm thủng của cọc và c-ờng độ trên tiết diện nghiêng.

3. Tính toán đài chịu uốn: (Tính toán cốt thép cho đài)

Đài tuyệt đối cứng, coi đài làm việc như bản conson ngàm tại một cọc.



- **Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I :**

$$M_I = r_1.(P_{05} + P_{10} + P_{15} + P_{20})$$

Trong đó: r_1 : Khoảng cách từ trục cọc 3,6 và 9 đến mặt cắt I-I, $r_1 = 1,0$ m

$$\rightarrow M_I = 0,975.(P_{05} + P_{10} + P_{15} + P_{20}) = 0,975.(41,2976 \cdot 4) = 161Tm$$

Cốt thép yêu cầu (chỉ đặt cốt đơn):

$$F_{al} = \frac{M_I}{0,9.h_0.R_a} = \frac{161}{0,9.1,0.28000} = 0,0064 \text{ m}^2 = 64 \text{ cm}^2;$$

Chọn 17 $\phi 22$ a 150 $F_a = 64,62 \text{ cm}^2$;

- **Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II :**

- $M_{II} = r_2.(P_{01} + P_{02} + P_{03} + P_{04} + P_{05}) + r_3.(P_{06} + P_{07} + P_{08} + P_{09} + P_{10})$
- Trong đó: $r_2 = 1,15 \text{ m.}$, $r_3 = 0,25 \text{ m.}$

$$M_{II} = (1,15 + 0,25).(30,086 + 32,821 + 35,69 + 38,56 + 41,29) = 250 \text{ Tm}$$

$$F_{all} = \frac{M_{II}}{0,9.h_0.R_a} = \frac{250}{0,9.1,0.28000} = 0,099 \text{ m}^2 = 99 \text{ cm}^2 \text{ (với } h_0 = 1,0 \text{ m)}$$

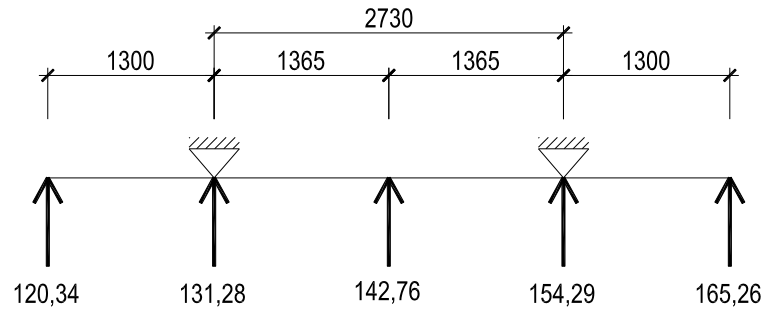
Chọn 39 $\phi 18$ a150 : $F_a = 99,3 \text{ cm}^2$

(hàm lượng $\mu = F_a / l_d * h_0 = 0,17 \% > \mu = 0,05 \%$)

→ Bố trí cốt thép với khoảng cách như trên có thể coi là hợp lý

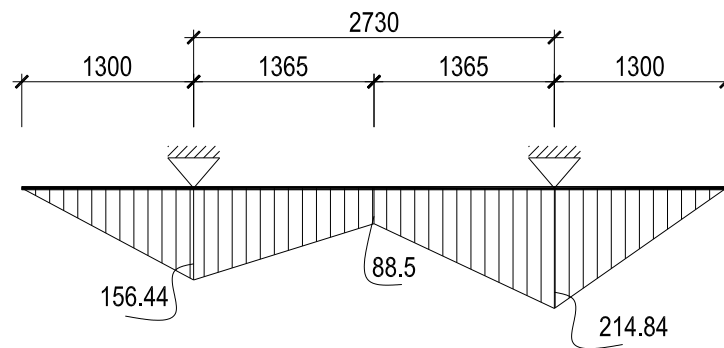
* Tính toán thép phía trên đài

Sơ đồ tính : Dầm đơn giản chịu lực tập trung ở các vị trí cọc, gối tựa là cột

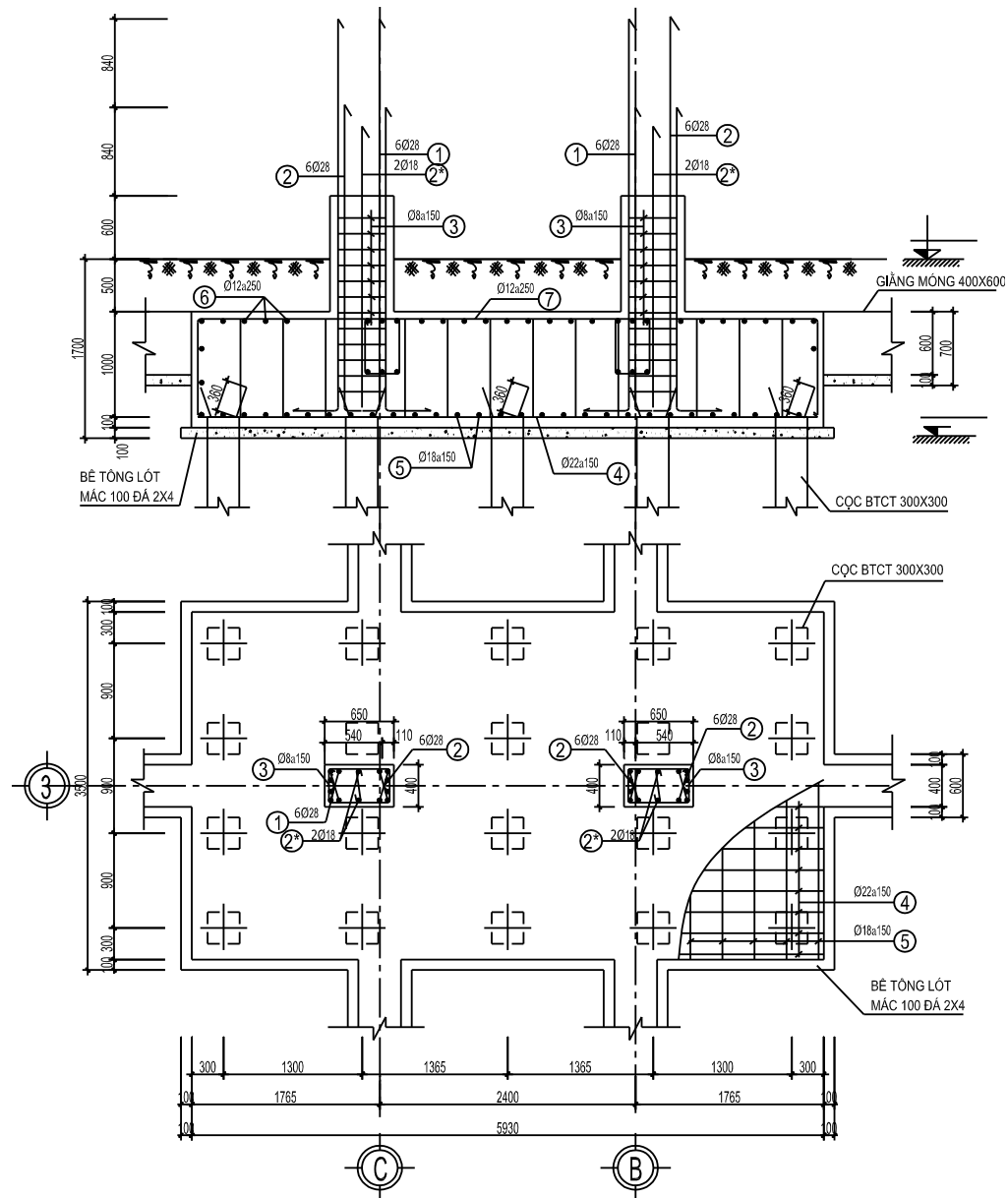


Sơ đồ tính (đơn vị T)

Biểu đồ mô men (đơn vị T.m)



Nhận xét : ở giữa dầm không có mô men đổi dấu, do đó thép phía trên đài chỉ cần đặt theo cấu tạo.



Hình vẽ: Bố trí thép móng khối M2